

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

**Transferência de carga na interface solo-concreto de estacas
escavadas em solo arenoso**

Mariana Ramos Chrusciak

Porto Alegre
2021

MARIANA RAMOS CHRUSCIAK

**TRANSFERÊNCIA DE CARGA NA INTERFACE SOLO-
CONCRETO DE ESTACAS ESCAVADAS EM SOLO
ARENOSO**

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 Doutor em Engenharia.

Porto Alegre
2021

MARIANA RAMOS CHRUSCIAK

**TRANSFERÊNCIA DE CARGA NA INTERFACE SOLO-
CONCRETO DE ESTACAS ESCAVADAS EM SOLO
ARENOSO**

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

Porto Alegre, 22 de abril de 2021

Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. pela University of Oxford
orientador

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

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Rodrigo Salgado (PURDUE)
Ph.D. pela University of California

Prof. Heraldo Luiz Giacheti (UNESP)
Dr. pela Universidade de São Paulo

Prof. Jarbas Militistky (UFRGS)
Ph.D. pela University of Surrey

Prof. Edgar Odebrecht (UDESC/Geoforma)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha família,
sem o apoio de vocês eu nada seria.

AGRADECIMENTOS

Desde que entrei no doutorado venho pensando em como essa seção se iniciaria. **De antemão, começo agradecendo a tudo e a todos.** A tudo que tive a oportunidade de viver, e a todos que trilharam comigo este grande capítulo da minha vida. Eu poderia escrever uma tese só de agradecimentos, e citar todas as pessoas que passaram por ela, mas serei o mais sucinta possível.

Agradeço ao professor Fernando Schnaid por todo o acolhimento, desde a nossa primeira conversa e todas as oportunidades que me foi dada. Eu nunca terei palavras suficientes para dizer o quanto o senhor me transformou numa pessoa, pesquisadora e professora melhor. Obrigada por abrir todas as portas e me ajudar a realizar tantos sonhos.

Agradeço aos professores Lucas Festugato, Rodrigo Salgado, Monica Prezzi, Nilo Consoli, em especial e todos os demais que me passaram tanto conhecimento e são espelhos para o que almejo como profissional. Muito obrigada!

Agradeço ao meu esposo, Alex. Certamente sem você esse caminho seria infinitamente mais difícil. Obrigada por transformar os meus sonhos e os seus em nossos, e fazer todo o possível para realizá-los.

Agradeço a minha mãe, Cremildes, e minhas irmãs, Laís e Taís, que sempre foram meu porto seguro enquanto estive pelo mundo construindo o que sou.

Agradeço a todos da Geoforma, na pessoa do Edgar Odebrecht, que me ajudaram nos ensaios e contribuíram muito para o amadurecimento desta pesquisa.

Agradeço a todos os amigos que fiz no LEGG e no PPGEC/UFRGS, em especial a Mari RS, Lili, Helena, Gui, Mozzi, Bruna's que dividiram e me motivaram em vários momentos. Em especial a Mari RS e Bruna Spricigo que me ajudaram muito com o processo de escrita.

Agradeço aos amigos do grupo COFFEE, Ju, Mustafa, Eshan, Fei, Qian, Xiao, Medhi, e todos os outros que me ajudaram a amadurecer muito como pesquisadora e principalmente por me ajudar a desenvolver esta tese, *there will never be enough words.*

Agradeço à UFRR, por conceder a oportunidade de desenvolver novos conhecimentos em um centro de excelência como o PPGEC da UFRGS, **a Capes e CNPq** pelas concessões de bolsas, diárias e fomento para que esta tese fosse possível.

“There's a lot of blood, sweat, and guts between dreams
and success.”

Bear Bryant

RESUMO

CHRUSCIAK, M.R. **Transferência de carga na interface solo-concreto de estacas em solo arenoso**. 2021. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O Campo Experimental de Araquari foi desenvolvido com o intuito de investigar os complexos mecanismos de interações entre estacas em um solo arenoso saturado. A partir dessas análises, ficou evidente que tais fenômenos são dependentes diretamente da resistência ao cisalhamento da interface, destacando os seus modelos mecânicos. Autores que abordam tais modelos, sugerem que os fatores mais relevantes para a mobilização de resistência da interface são rugosidade e rigidez da superfície do elemento estrutural, tamanho e formato dos grãos do solo e ainda procedimentos executivos adotados na escavação e concretagem. No entanto, trabalhos pioneiros, e mesmo estudos mais recentes referentes à interface, não abordam aspectos relacionados à tensão residual mobilizada na estaca devido aos efeitos da cura do concreto e sua importância na análise do comportamento de estacas. Nesse sentido, esta pesquisa foi desenvolvida com o objetivo de estudar e analisar, desde o início do processo de endurecimento do concreto, o comportamento da interface entre areias e o concreto da estaca a partir de ensaios em laboratório, buscando estabelecer as propriedades e parâmetros que se mostram mais relevantes e aplicá-los à reinterpretação da prova de carga da estaca ET02 do Campo Experimental de Araquari, considerando tensões residuais. Foram realizados ensaios de interface em duas areias distintas, *Ottawa graded* e Araquari, em diferentes tempos de cura (0,5; 3; 6; 9; 12 e 24 horas), e tensões de confinamento (100kPa, 200kPa e 300kPa), além de mensurar o perfil de rugosidade. Os resultados voltados à interface apontam que as medidas de rugosidade crescem com o aumento das tensões confinantes, sendo esse acréscimo mais pronunciado com o aumento do tamanho dos grãos. As relações entre o ângulo de atrito de pico da interface e do solo mostraram-se inferiores à 1 até o período de três horas de cura (fim estágio de endurecimento e início do estágio estável do concreto), tornando-se maiores à após esse tempo. Quanto a avaliação da geração de tensões residuais durante o processo de cura, foi observado que esse efeito é menor do que 10% da carga total na qual à estaca foi submetida. Ademais, conclui-se que o ângulo de atrito do estado crítico é o parâmetro mais adequado para ser utilizado projetos em estacas escavadas em solo arenoso. Ainda que, no que se refere a tensões residuais para pequeníssimas idades do concreto, o ângulo de atrito na interface possa ser menor do que o ângulo de atrito no estado crítico do solo, após o início do processo de endurecimento, a ruptura se dará sempre pelo solo e não mais pela interface.

Palavras-chave: *Estacas; Transferência de carga; Interface; concreto de pequenas idades.*

ABSTRACT

CHRUSCIAK, M.R. **Load transfer at soil-concrete interface piles in sandy soil.** 2020.
Doctoral Thesis (Doctor of Engineering) – Postgraduate Program in Civil Engineering,
Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

The Araquari Experimental Testing Site was developed to investigate the complex mechanisms of interactions between piles in a saturated sandy soil. In this sense, it was evident that such phenomena are directly dependent on the shear strength of the interface, highlighting mechanical interface models. Authors who approach such models, suggest that the most relevant factors for the mobilization of resistance of the interface are roughness and stiffness of the surface of the structural element, grain size and shape and, also, executive procedures adopted in the excavation and concreting process. However, pioneering work, and even more recent studies regarding the interface, do not approach aspects related to the residual stress mobilized in the pile due to the effects of concrete curing and its importance in the analysis of the pile behavior. Along those lines, this research was developed with the goal of studying and analyzing the behavior of the interface between sands and the concrete piles through laboratory tests, since the beginning of the concrete curing process, seeking to establish the properties and parameters that are shown more relevant and apply it to the reinterpretation of the load test of the ET02 pile at the Araquari Experimental Field. Interface tests were carried out on two different sands, *Ottawa graded* and Araquari, at different curing times (0.5; 3; 6; 9; 12 and 24 hours), and confinement stresses (100kPa, 200kPa and 300kPa). In addition, the roughness profile was measured. The results show that the roughness measurements increase proportionally of the confining stresses, being more pronounced with the increase of the grain size. The relationships between the peak friction angle of the interface and the soil up to three hours of curing (end of hardening stage and beginning of the stable concrete stage) are less than 1, becoming greater than 1 after this curing time. During the evaluation of the residual stresses created during the curing process, it was observed that this effect is less than 10% of the total load that the pile was subjected to. In addition, it is concluded that the critical friction angle of the sand must be used in bored piles projects. And yet, regarding residual stresses, for young ages of concrete, the friction angle at the interface may be less than the friction angle in the critical state of the soil. After the beginning of the curing process, the rupture will always occur through the soil and no longer through the interface.

Keywords: *piles; Load transfer; interface; young concrete.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	27
1.2	OBJETIVOS	29
1.3	ESTRUTURA DA TESE.....	30
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	32
2.1	CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS ESCAVADAS EM AREIAS	32
2.1.1	Teoria da capacidade de carga última em compressão axial	33
2.1.2	Considerações sobre o ângulo de atrito na interface	37
2.1.3	Considerações sobre o coeficiente de empuxo lateral	37
2.2	ASPECTOS DO COMPORTAMENTO DE INTERFACES SOLO-ESTRUTURA.....	40
2.2.1	Equipamentos e metodologias utilizadas em estudos de interface	41
2.2.2	Primeiros estudos quanto a interfaces entre solo e materiais de construção	56
2.2.3	Interfaces entre areia e metal	59
2.2.4	Interfaces entre areia e concreto	73
2.3	MORFOLOGIA DAS PARTÍCULAS DE AREIAS	81
2.4	CONCEITOS GERAIS SOBRE RUGOSIDADE.....	85
2.5	HIDRATAÇÃO DO CIMENTO E CONCRETO DE BAIXA IDADE.....	89
2.5.1	Hidratação do cimento.....	90
2.5.2	Concreto de baixa idade	90
2.6	TENSÕES RESIDUAIS	92
3	CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI	96
3.1	ASPECTOS GERAIS	96
3.2	ESTACA ESCAVADA ET02	102
3.3	ESTACA ESCAVADA ET04	107
4	PROGRAMA DE PESQUISA	113
4.1	PROGRAMA EXPERIMENTAL	113
4.1.1	Variáveis investigadas	114
4.1.2	Materiais	114
4.1.2.1	Areias	114
4.1.2.2	Concreto	116
4.1.2.3	Água	118
4.1.3	Métodos	118

4.1.3.1	Procedimentos para análise morfológica das areias.....	118
4.1.3.2	Procedimentos dos ensaios triaxiais.....	118
4.1.3.3	Procedimentos dos ensaios de cisalhamento direto.....	120
4.1.3.4	Procedimentos dos ensaios de cisalhamento na interface.....	122
4.1.3.5	Procedimentos para análise da rugosidade do concreto.....	125
4.2	INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DA PROVA DE CARGA NA ESTACA ET02	127
4.2.1	Instrumentação em profundidade.....	127
4.2.2	Determinação do módulo da estaca e das cargas.....	129
4.2.3	Parâmetros de projeto.....	131
5	COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DAS AREIAS.....	135
5.1	CARACTERIZAÇÃO MORFOLÓGICA.....	135
5.2	ENSAIOS TRIAXIAIS.....	138
5.3	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	143
5.4	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS E CISALHAMENTO DIRETO.....	147
5.5	EFEITO DA MORFOLOGIA NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS AREIAS.....	148
6	COMPORTAMENTO DA INTERFACE.....	151
6.1	RUGOSIDADE.....	152
6.2	ENSAIOS DE INTERFACE.....	161
6.3	COMPARAÇÕES A ESTUDOS ANTERIORES.....	178
7	INTERPRETAÇÃO DA PROVA DE CARGA DA ESTACA ET-02.....	182
7.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE O SOLO DE ARAQUARI.....	182
7.2	CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIAMETRO DA ESTACA.....	188
7.3	INTERPRETAÇÃO CONVENCIONAL.....	188
7.3.1	Instrumentação em profundidade.....	189
7.3.2	Determinação do módulo de elasticidade da estaca.....	192
7.3.3	Distribuição de carga da ET02 ao longo da profundidade.....	195
7.3.4	Parâmetros de projeto.....	197
7.4	INTERPRETAÇÃO CONSIDERANDO TENSÕES RESIDUAIS.....	202
7.4.1	Instrumentação em profundidade.....	202
7.4.2	Módulo de elasticidade da estaca.....	205
7.4.3	Fundamentação do modelo físico.....	206
7.4.4	Distribuição de carga da ET02 ao longo da profundidade.....	208
7.4.5	Influência das tensões residuais no parâmetro de projeto k_s	210

8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	212
8.1	CONCLUSÕES	212
8.1.1	Comportamento das areias.....	212
8.1.2	Comportamento da interface	213
8.1.3	Interpretação da prova de carga.....	215
8.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	216
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	218
	APÊNCIDE A	232
	Tabelas com medidas das propriedades morfológicas das areias de Araquari e Ottawa graded	232

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Valores de k_s/k_0 versus a densidade relativa (adaptado de: SALGADO, 2006)..	38
Figura 2.2 - Modelo físico proposto por Bolton (1986) (adaptado de BOLTON, 1986).	40
Figura 2.3 - Croqui da disposição de ensaios de interface em ensaios de cisalhamento direto.	42
Figura 2.4 - Formas de medir o deslocamento relativo na caixa do “ <i>simple shear</i> ” e no cisalhamento direto (adaptado de KISHIDA & UESUGI, 1986b).	44
Figura 2.5 - Representação esquemática do ensaio de cisalhamento direto (adaptado de BOULON, 1989).	45
Figura 2.6 – Representação esquemática da caixa de cisalhamento (adaptado de TABUCANON <i>et al.</i> , 1995).	45
Figura 2.7 - Representação Esquemática da caixa de cisalhamento (adaptado de FIORAVANTE <i>et al.</i> , 1999).	46
Figura 2.8 - Modificações ao cisalhamento direto proposta por Lings & Dietz (2005) (adaptado de LINGS & DIETZ, 2005).	46
Figura 2.9 - Esquema do equipamento (adaptado de LAM <i>et al.</i> , 2014).	47
Figura 2.10 - Modificação proposta para variação da temperatura: (a) dispositivo de aquecimento, (b) Instalação do dispositivo na parte inferior da caixa de cisalhamento, (c) suporte para amostra de concreto, (d) posicionamento da amostra de concreto, (e) Posicionamento inicial da caixa superior para deposição do solo, e (f) fornecedor de energia elétrica e sistema de isolamento (adaptado de DONA <i>et al.</i> , 2015).	47
Figura 2.11 - Equipamento utilizado por Uesugi & Kishida (1986a) (adaptado de UESUGI & KISHIDA, 1986a).	48
Figura 2.12 - Equipamento utilizado por Yoshimi & Kishida (1981) para ensaios em tensões normais constantes (adaptado de YOSHIMI & KISHIDA, 1981).	49
Figura 2.13 - Equipamento utilizado por Yoshimi & Kishida (1981) para ensaios em volume constante (adaptado de YOSHIMI & KISHIDA, 1981).	50
Figura 2.14 – Representação esquemática do equipamento da <i>Imperial College of London</i> (adaptado de BISHOP <i>et al.</i> 1971).	50
Figura 2.15 - Equipamento utilizado por Brumund & Leonards (1973) (adaptado de BRUMUND & LEONARDS, 1973).	51
Figura 2.16 – Representação esquemática do equipamento utilizado por Desai <i>et al.</i> (1985): (a) Caixa de ensaio e (b) Esquema da colocação da membrana (adaptado de DESAI <i>et al.</i> , 1985).	52

Figura 2.17 - Vista geral do equipamento (adaptado de PAIKOWSKY <i>et al.</i> , 1995).	52
Figura 2.18 - Croqui da amostra na caixa do equipamento (adaptado de PAIKOWSKY <i>et al.</i> , 1995).	53
Figura 2.19 - Equipamento “ <i>soil-pile-slip</i> ”: (a) Vista geral e (b) Croqui com detalhes do equipamento (adaptado de REDDY <i>et al.</i> , 1998).	53
Figura 2.20 – Representação esquemática com detalhes do dispositivo axissimétrico (adaptado de MARTINEZ & FROST, 2017).	54
Figura 2.21 – Representação esquemática da câmara de DIC da <i>Purdue University</i> (adaptado de TORVAR-VALENCIA <i>et al.</i> , 2018).	54
Figura 2.22 - Modelos físicos de comportamento da interface (adaptado de KULHAWY & PETERSON, 1979).	59
Figura 2.23 - Resultados típicos para a interface entre a areia <i>Tonegava</i> e metal para $\sigma_v = 105$ kPa (adaptado de YOSHIMI & KISHIDA, 1981).	60
Figura 2.24 - Efeito da rugosidade e do tipo de areia no coeficiente de atrito (adaptado de UESUGI & KISHIDA, 1986a).	61
Figura 2.25 - Comparação dos resultados de Uesugi & Kishida (1986a), Uesugi & Kishida (1986b) e Yoshimi & Kishida (1981) (adaptado de UESUGI & KISHIDA, 1986b).	62
Figura 2.26 - Comparação de resultados entre os ensaios “ <i>simple shear</i> ” e cisalhamento direto de Kishida & Uesugi (1987) (adaptado de KISHIDA & UESUGI, 1987).	63
Figura 2.27 - Foto típica durante o ensaio de “ <i>simple shear</i> ” adaptado (UESUGI <i>et al.</i> , 1988).	63
Figura 2.28 – Representação esquemática do deslocamento das partículas no ensaio N° 4 (adaptado de UESUGI <i>et al.</i> , 1988).	64
Figura 2.29 - Divisão do comportamento de interfaces (adaptado de PAIKOWSKY <i>et al.</i> , 1995).	65
Figura 2.30 - Formas de cisalhamento do material granular na interface: (a) em superfície lisa, e (b) em superfície rugosa (adaptado de FROST <i>et al.</i> , 2004).	67
Figura 2.31 - Dilatância e atrito da interface normalizados <i>versus</i> rugosidade relativa (adaptado de LINGS & DIETZ, 2005).	68
Figura 2.32 - Exemplos de zonas de cisalhamento pós-ensaio, (a) areia 7/14 ensaiada na parte superior e (b) areia 7/14 ensaiada na parte inferior (adaptado de HO <i>et al.</i> , 2011).	68
Figura 2.33 - Superfícies utilizadas e a abordagem da obstrução: (a) e (b) aleatórias; (c) e (d) com nervuras e (e) e (f) estruturadas (adaptado de MARTINEZ & FROST, 2017).	69
Figura 2.34 - Imagens das zonas de cisalhamento nas superfícies: (a) lisa; (b) “areia-areia”; (c) com nervuras e (d) estruturadas (adaptado de MARTINEZ & FROST, 2017).	70

Figura 2.35 - Estaca modelo semicircular utilizada por Torvar-Valencia <i>et al.</i> (2018) (adaptado de TORVAR-VALENCIA <i>et al.</i> , 2018).	71
Figura 2.36 - Interfaces de aço utilizadas por Han <i>et al.</i> (2018): (a) aço liso e (b) aço desgastado (HAN <i>et al.</i> , 2018).....	71
Figura 2.37 - Resultados obtidos por Han <i>et al.</i> (2018): (a) Relação única entre a razão dos ângulos de atrito no estado crítico e a rugosidade da interface normalizada; e (b) razão dos ângulos de atrito no estado crítico e a rugosidade da interface normalizada das areias (graduadas e uniformes) e as superfícies (metálicas e lixa) (adaptado de HAN <i>et al.</i> , 2018).	72
Figura 2.38 - Modelos de interface de acordo com o processo de montagem da amostra (adaptado de BRANDT, 1985).	75
Figura 2.39 - Deformação cisalhante na massa de areia (adaptado de UESUGI <i>et al.</i> , 1990). 76	
Figura 2.40 - Amostras das superfícies de concreto ensaiadas (adaptado de ZHAO <i>et al.</i> , 2012).	77
Figura 2.41 - Curvas da resistência ao cisalhamento da interface para a tensão normal de 100 kPa para: (a) R=0; (B) R=1, (B) R=2 (ZHAO <i>et al.</i> , 2012).....	77
Figura 2.42 - Superfícies de concreto que simulam diferentes estacas (NARDELLI <i>et al.</i> , 2019).	80
Figura 2.43 - Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal para os ensaios entre as duas areias (SP#16 e SP#100) e as superfícies SCS, RCS1, RCS2 (adaptado de NARDELLI <i>et al.</i> , 2019).	80
Figura 2.44 - As três categorias de classificação da forma das partículas (Adaptado de ZHENG & HRYCIW, 2015).	82
Figura 2.45 - Cartas-padrão da morfologia das partículas a partir dos conceitos de Wadell (1932): (a) da metodologia proposta por Krumbein & Sloss (1951) (Adaptado de KRUMBEIN & SLOSS, 1951) e; (b) da metodologia proposta por Powers (1953) (Adaptado de KRUMBEIN & SLOSS, 1951(Adaptado de PYE, 2007).....	82
Figura 2.46 - Representação das categorias morfológicas (CHO <i>et al.</i> , 2006).	83
Figura 2.47 - Definição da rugosidade média (Ra) (Adaptado de GADELMAWLA <i>et al.</i> , 2002).	86
Figura 2.48 - Representação da definição proposta por Uesugi & Kishida (1986b).....	87
Figura 2.49 - O conceito do parâmetro α (adaptado de PAIKOWSKY, 1989).....	87
Figura 2.50 - Ângulo de rugosidade e relações com a rugosidade normalizada (adaptado de PAIKOWSKY, 1989).	88
Figura 2.51 - Modelo de rugosidade normalizada proposto por Tovar-valencia <i>et al.</i> (2018)) (adaptado de TOVAR-VALENCIA <i>et al.</i> (2018)).	89

Figura 2.52 - Estimativa da evolução da resistência (a) e do módulo de elasticidade (b) com o tempo até 28 dias.	92
Figura 2.53 - Evidências de picos de temperatura e deformações relacionadas em estacas escavadas (adaptado de: FLYNN <i>et al.</i> , 2012).	94
Figura 2.54 - Efeito do processo de cura do concreto em estacas, condições saturada e seca.	95
Figura 3.1 – Localização do Campo Experimental de Araquari.	97
Figura 3.2 – Localização em planta das estacas teste, de reação e das sondagens no Campo Experimental de Araquari (BROCHERO, 2014).	98
Figura 3.3 - Perfil longitudinal do campo experimental de Araquari a partir dos resultados de ensaios CPTU (BROCHERO, 2014)	99
Figura 3.4 - Perfil longitudinal do campo experimental de Araquari a partir dos resultados de ensaios SPT (BROCHERO, 2014).	99
Figura 3.5 - Comportamento das estacas ET04 e ET05: carga <i>versus</i> deslocamento (NIENOV 2016).	100
Figura 3.6 - Procedimento executivo da estaca ET02: (a) posicionamento da camisa metálica; (b) escavação; (c) posicionamento da armadura; e (d) concretagem (PEREIRA, 2016). .	103
Figura 3.7 - Detalhe da instalação do sensor de deformação (PEREIRA, 2016).	103
Figura 3.8 - Resultado do ensaio de integridade PIT na estaca ET02 (FISG, 2015).	104
Figura 3.9 - Resultados do ensaio <i>Crosshole</i> na estaca ET02 (FISG, 2015).	105
Figura 3.10 - Curva carga aplicada <i>versus</i> deslocamento vertical da prova de carga na estaca ET02 (FUGRO IN SITU, 2015).	107
Figura 3.11 - Curva tempo <i>versus</i> deslocamento vertical da prova de carga na estaca ET02 (FUGRO IN SITU, 2015).	107
Figura 3.12 - Curva carga aplicada <i>versus</i> deslocamento vertical da prova de carga na estaca ET04 (SESTREM, 2018).	110
Figura 3.13 - Curva tempo <i>versus</i> deslocamento vertical da prova de carga na estaca ET04 (SESTREM, 2018).	110
Figura 3.14 - Resultados da prova de carga da estaca ET04 ao longo da profundidade: (a) distribuição da carga; (b) atrito lateral unitário (SESTREM, 2018).	111
Figura 3.15 - Resultados da prova de carga das estacas ET04 e ET06 ao longo da profundidade: (a) k_s/k_0 ; (b) atrito lateral unitário; (c) resistência de ponta do ensaio cone; e (d) Densidade relativa (SESTREM, 2018).	112
Figura 4.1 - Fluxograma das atividades.	113

Figura 4.2 - Curvas Granulométricas das areias Araquari e Ottawa Graded - com defloculante.	115
Figura 4.3 - Curva Granulométrica do agregado utilizado no concreto.	117
Figura 4.4 - Resistência a compressão do concreto, comparação entre presente trabalho e Nienov (2016).	117
Figura 4.5 - Equipamento triaxial do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental.....	119
Figura 4.6 - Sensores utilizados no equipamento.	119
Figura 4.7 - Equipamento de cisalhamento direto utilizado nesta pesquisa.	121
Figura 4.8 - Configuração do ensaio: (a) ensaio padrão; (b) Ensaio de interface concreto e areia.....	122
Figura 4.9 - Preparação das amostras: (a) e (b) preparação da base inferior; (c), (d) e (e) preparação do concreto; (h) e (i) colocação do concreto na base; (h) e (i) deposição e compactação da areia.	123
Figura 4.10 - Amostras após ensaios: (a) extração e (b) análise visual do plano de ruptura, amostras descartadas.	125
Figura 4.11 - Perfil da amostra, preparação para leituras da rugosidade.....	125
Figura 4.12 - Superfícies do concreto em contato com: (a) areia de Araquari e (b) areia Ottawa graded.....	126
Figura 4.13 - Equipamento utilizado para obtenção dos perfis de rugosidade.....	127
Figura 5.1 - Imagens fotografadas por microscópio das partículas das areias (a) Araquari e (b) Ottawa Graded divididas por peneiras.	136
Figura 5.2 - Parâmetros morfológicos das areias Araquari (a) e Ottawa graded (b) para cada faixa granulométrica.	137
Figura 5.3 - Ensaios CID da areia Araquari D_r de 80%: (a) Curvas tensão-deformação distorcional; (b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional; (c) Trajetórias de tensões e envoltória de resistência; (d) curva $v - \ln p'$	139
Figura 5.4 - Ensaios CID da areia Ottawa graded D_r de 80%: (a) Curvas tensão-deformação distorcional; (b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional; (c) Trajetórias de tensões e envoltória de resistência; (d) curva $v - \ln p'$	140
Figura 5.5 - Areia Araquari nos ensaios de cisalhamento direto: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.....	145

Figura 5.6 - Areia Ottawa Graded nos ensaios de cisalhamento direto: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.	146
Figura 5.7 - Relações do ângulo de atrito no estado crítico e forma das partículas de diversas areias: (a) Arredondamento, (b) Esfericidade, (c) Regularidade e (d) diâmetro efetivo dos grãos.....	150
Figura 6.1 - Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Araquari a 100 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.	153
Figura 6.2 - Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Araquari a 200 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.	154
Figura 6.3 - Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Araquari a 300 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.	154
Figura 6.4- Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Ottawa graded a 100 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.	155
Figura 6.5 - Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Ottawa graded a 200 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.	155
Figura 6.6 - Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Ottawa graded a 200 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.	156
Figura 6.7 - Relações da tensão normal aplicada e a: rugosidade média (a); rugosidade normalizada (b).	158
Figura 6.8 - Relações do diâmetro efetivo: e a rugosidade média (a); e a rugosidade normalizada total (b).	159
Figura 6.9 - Relações do AR (razão de aspecto): e a rugosidade média(a); e a rugosidade normalizada total (b).	160
Figura 6.10 - Interface areia Araquari e concreto a 0,5h de cura: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.....	162
Figura 6.11 - Interface areia Araquari e concreto a 3h de cura: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.....	163
Figura 6.12 - Interface areia Araquari e concreto a 6h de cura: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.....	164

Figura 6.13 - Interface areia Araquari e concreto a 12h de cura: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.....	165
Figura 6.14 - Interface areia Araquari e concreto a 24h de cura: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.....	166
Figura 6.15 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 0,5h de cura: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.	168
Figura 6.16 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 3h de cura: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.	169
Figura 6.17 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 6h de cura: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.	170
Figura 6.18 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 9h de cura: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.	171
Figura 6.19 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 12h de cura: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.	172
Figura 6.20 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 24h de cura: (a) Curva tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal.	173
Figura 6.21 – Relações entre o deslocamento horizontal mobilizado para resistência de pico para as areias Araquari e Ottawa graded para os diferentes níveis de tensão confinante..	174
Figura 6.22 - Relações da resistência ao cisalhamento da interface normalizada pela resistência ao cisalhamento e o tempo das areias Araquari e Ottawa graded: (a) para pico e (b) para residual.	175
Figura 6.23 - Relação dos ângulos de atrito na interface normalizados pelo o ângulo de atrito interno das areias Araquari e Ottawa graded com o tempo: (a) de pico; (b) residual.	176
Figura 6.24 - Relação dos ângulos de atrito da interface e dos ângulos de atrito interno das areias Araquari e Ottawa graded.....	178
Figura 6.25 - Modelo esquemático da interface estudada: (a) para tamanho de grãos menores e; (b) para tamanho de grãos maiores.	178
Figura 6.26 – Relação de ângulos de atrito residual normalizado para estacas de concreto cravadas (pontos abertos) e escavadas (pontos fechados): (a) considerando a rugosidade média e; (b) considerando R_a/D_{50}	180

Figura 7.1 - Resultados dos ensaios SPT e CPTu-F02: (a) N_{SPT} dos furos 02 e 03 e média; (b) valores de resistência de ponta; (c) valores de poropressão; e (d) valores de atrito lateral.	184
Figura 7.2 – Estimativa dos parâmetros a partir dos resultados de ensaios CPTu e SPT com a profundidade: (a) peso específico natural; (b) tensão efetiva vertical; (c) densidade relativa.	185
Figura 7.3 - Avaliação de k_0 com a profundidade a partir do ensaio CPTu.	186
Figura 7.4 - Comparativos dos ângulos de atrito de pico e no estado crítico para o perfil do solo de Araquari baseado nos ensaios CPTu-F02, SPT02, SPT03 e triaxiais.	187
Figura 7.5 - Leituras das instrumentações durante o tempo de execução da prova de carga na ET02: (a) <i>strain gages</i> ; (b) temperatura (adaptado de FUGRO IN SITU, 2015).	189
Figura 7.6 - Variações das deformações específicas em cada nível instrumentado durante a prova de carga na ET02: (a) Nível N1 à 1,40 m; (b) Nível N2 à 4,60 m; (c) Nível N3 à 7,60 m; (d) Nível N4 à 11,10 m e (e) Nível N5 à 15,10 m	191
Figura 7.7 - Relação entre carga e deformação ao longo da profundidade durante a PCE na ET02.	193
Figura 7.8 – Módulos de elasticidade obtidos para a PCE da ET02: (a) Módulo secante e (b) Módulo tangente.	194
Figura 7.9 - Equações que relacionam o valor de módulo de elasticidade com o nível de deformação na PCE da ET02.	195
Figura 7.10 – PCE ao longo da profundidade na ET02: (a) distribuição de carga; (b) atrito lateral unitário.	196
Figura 7.11 – Avaliações de comportamento do deslocamento do topo da estaca e: (a) atrito lateral unitário; e (b) tensão na ponta.	197
Figura 7.12 – Representação esquemática da estaca e perfil típico com valores dos parâmetros médios utilizados nas análises dos trechos instrumentados para a estaca ET02 instalada no Campo Experimental de Araquari.	198
Figura 7.13 - Parâmetros de projeto: (a) k_s ; e (b) k_s/k_0	200
Figura 7.14 - Comparativo entre as estacas ET02 e ET04 ao longo da profundidade: (a) valores de k_s e; (b) q_t	201
Figura 7.15 - Evolução da temperatura, após a execução da estaca até o final da prova de carga, e o tempo: (a) em dias; (b) em horas *(140 horas correspondem a 5,8 dias).	202
Figura 7.16 - Evolução da deformação, após a execução da estaca até o final da prova de carga, e o tempo: (a) em dias; (b) em horas *(140 horas correspondem a 5,8 dias).	203
Figura 7.17 - Variação das leituras de deformação nas <i>sisterbars</i> ao longo da profundidade em tempos variados de cura.	204

Figura 7.18 - Evolução do módulo de elasticidade do concreto da ET02 a partir da metodologia da FIB (2010).....	206
Figura 7.19 – Variações das leituras de deformação ao longo da profundidade, considerando: (a) zero como 7h de cura; (b) zero como 10h de cura; e (c) zero como 17h (pico de temperatura).....	208
Figura 7.20 - PCE ao longo da profundidade na ET02 considerando diferentes tempos de referência, 7 horas, 10 horas e 17horas após a concretagem: (a) distribuição de carga; (b) atrito lateral unitário.....	209
Figura 7.21 - Influência das tensões residuais: (a) no parâmetro de projeto k_s e (b) em k_s/k_0	211

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Equipamentos utilizados em pesquisas anteriores em interfaces.	43
Tabela 2.2 - Principais características dos ensaios de interface.	55
Tabela 2.3 - Comparação de valores de μ_s de Potyondy (1961) e Brumund & Leonards (1973)*.	57
Tabela 2.4 - Valores das subdivisões de arredondamento definidos por diferentes autores (Adaptado de PYE, 2007).	83
Tabela 3.1 – Cronograma de atividades realizadas em campo incluindo execução e provas de carga das estacas.	97
Tabela 3.2 – Descrição das estacas executadas do Campo Experimental de Araquari (BROCHERO, 2014).	98
Tabela 3.3 – Resumo de propriedades do solo do Campo Experimental de Araquari (LAVALLE, 2017).	101
Tabela 3.4 – Resumo dos parâmetros de resistência obtidos para o solo de Araquari com a profundidade (LAVALLE, 2017).	101
Tabela 3.5 - Dados construtivos gerais da estaca ET02 (BRASFOND, 2015).	102
Tabela 3.6 – Síntese do processo de carregamento e descarregamento da prova de carga estática na ET02 (FUGRO IN SITU, 2015).	106
Tabela 3.7 - Dados construtivos gerais da estaca ET04 (BRASFOND, 2015).	108
Tabela 3.8 - Síntese do processo de carregamento e descarregamento da prova de carga estática na ET04 (SESTREM, 2018).	109
Tabela 4.1 - Propriedades e características das areias.	116
Tabela 4.2 - Características do traço utilizado nesta pesquisa.	116
Tabela 4.3 - Fatores de correção dos dispositivos de deformação em conformidade com o fabricante.	128
Tabela 4.4 - Relação do tipo de agregado no módulo de elasticidade (FIB, 2010).	131
Tabela 4.5 - Relação da classe de resistência do cimento e o módulo (FIB, 2010).	131
Tabela 4.6 - Peso específico de solos arenosos (Godoy <i>apud</i> Cintra, 2012).	132
Tabela 5.1 – Comparação de valores de Γ e λ desta pesquisa e de diferentes autores.	142
Tabela 5.2 - Síntese com parâmetros determinados dos ensaios triaxiais das areias Araquari e Ottawa graded.	143

Tabela 5.3 - Resumo dos resultados das areias Araquari e Ottawa Graded nos ensaios de cisalhamento direto.	147
Tabela 5.4 - Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto.....	148
Tabela 6.1 - Resumo das características de rugosidade obtidas a partir do perfil para a areia Araquari.	157
Tabela 6.2 - Resumo das características de rugosidade obtidas a partir do perfil para a areia Ottawa graded.	157
Tabela 6.3 - Resumo das propriedades das interfaces estudadas.	179
Tabela 7.1 – Adequações das propriedades dos solos Araquari apresentados por Brochero (2014), Nienov (2016) e Lavalle (2017).	183
Tabela 7.2 - Características da concretagem da estaca (BRASFOND, 2015).....	188
Tabela 7.3 - Módulo de elasticidade secante composto da estaca ET02.	192

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society of Testing Materials</i>
A_l	área lateral da estaca
A_b	área da seção transversal da ponta da estaca
API	<i>American Petroleum Institute</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
AR	razão de aspecto
A	área da seção transversal
B	parâmetro de Skempton
c e c'	coesão do solo em termos totais e efetivos
c_a	adesão
C	perímetro da estaca
CYMDOF	cyclic multi-degree-of-freedom
C_U	coeficiente de uniformidade
C_C	coeficiente de curvatura
C_i	circularidade
d	diâmetro da estaca
D_{50}	diâmetro médio dos grãos
DIC	<i>digital image correlation</i>
D_r	densidade relativa
$D_{r, \text{ ensaios}}$	densidade relativa dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais
d_r	velocidade do ensaio de cisalhamento direto
d_f	deslocamento horizontal estimado para a ruptura
e	índice de vazios
e_{max} e e_{min}	índices de vazios máximo e mínimo
e_{ensaios}	índice de vazios dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais
E	módulo de elasticidade da estaca
E_{ci}	módulo de elasticidade inicial do concreto
E_{cs}	módulo secante
FIB	Fédération Internationale Du Béton
FISG	Fugro <i>in situ</i> Geotecnia

F_s	força friccional estática
f_{ck}	valor característico da resistência à compressão do concreto
f_{cj}	resistência a compressão média do concreto
f_c	fator de calibração
G_s	peso específico relativo dos sólidos do solo
h	hora ou horas
h_i	diferença de cotas dos níveis de instrumentação
k_0	coeficiente de empuxo ao repouso
k_a	coeficiente de empuxo ativo
k_p	coeficiente de empuxo passivo
k_s	coeficiente de empuxo lateral após a instalação
$K_{Aço}$ e $K_{concreto}$	coeficiente térmico do aço e do concreto
L	comprimento da estaca
L_{maior}	lado maior da partícula
L_{menor}	lado menor da partícula
L_m	comprimento de amostra de rugosidade
l	comprimento do perfil
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
min	minutos
M	inclinação da linha do estrado crítico no plano $q:p'$
N	força normal
N_c, N_q, N_γ	fatores de capacidade de carga
N_s	força normal a superfície na ruptura
n	número de observações medidas
N_{SPT}	número de golpes do ensaio SPT
$N_{SPT,60}$	número de golpes do ensaio SPT corrigindo os efeitos da energia de cravação
$N_{SPT,1}$	número de golpes do ensaio SPT corrigindo os efeitos do nível de tensões
$(N_{SPT,1})_{60}$	número de golpes do ensaio SPT corrigindo os efeitos da energia de cravação e do nível de tensões
PPGEC	Programa de pós-graduação em engenharia civil
p	perímetro da partícula
P	força aplicada
P_{i+1} e P_i	cargas atuantes na estaca

Pe	perímetro da estaca
p_a	pressão atmosférica
p'	tensão efetiva média
Q_{ult}	capacidade de carga última da estaca
Q_l	resistência última lateral
Q_b	resistência última de ponta
q_l	resistência última unitária lateral
q_b	resistência última unitária de ponta
q_t	resistência real mobilizada
q	tensão desvio
R	angularidade/arredondamento
$R_{máx}$	rugosidade máxima
$R_{máx,méd}$	rugosidade total média
RCS	interface com superfície de concreto rugosa
r_{max-in}	maior raio de um círculo inscrito dentro da partícula
$r_{min-cir}$	menor raio de um círculo que circunscribe uma partícula
R_a	rugosidade média
R_t	rugosidade total
R_n	rugosidade relativa ou rugosidade normalizada
R'_n	rugosidade normalizada total
R_q	rugosidade média quadrática
$R_1 - R_0$	leitura inicial atual (em dígitos)
R_f	razão de atrito
SCS	interface com a superfície de concreto lisa
S_d	desvio padrão da dosagem
S	esfericidade
t_f	tempo estimado para ruptura
T_1 e T_0	temperaturas inicial e atual
T	força cisalhante
W	soma do peso próprio da estaca e do bloco de coroamento
y_{max} e y_{min}	máximos picos e vales em um perfil
y_i	diferença de altura entre cada profundidade medida e a linha média
α_E	fator de correção do agregado do concreto
ε	deformação específica
ε_a	deformação total axial

ε_s	deformação distorcional
ε_{vol}	deformação volumétrica
Δh	deslocamento horizontal
Δv	deslocamento vertical
δ	ângulo de atrito entre estaca e solo
δ_{cv}	ângulo de atrito da interface no estado crítico
ϕ'	ângulo de atrito do solo - genérico
ϕ'_P	ângulo de atrito de pico do solo
ϕ'_{EC}	ângulo de atrito no estado crítico
ρ	parâmetro de regularidade
γ	peso específico do solo
γ_w	pesos específicos da água
λ	declividade da LEC no plano $v:lnp'$
Γ	volume específico ou intercepto da LEC para $p'=1$ kPa no plano $v:lnp'$
μ_s	coeficiente de atrito
σ e σ_{int}	tensão normal aplicada ao ensaio de cisalhamento direto e interface
σ_n	tensão normal entre estaca e solo
σ_v e σ_v'	tensão vertical total e efetivo
σ_{vb}	tensão vertical do solo no nível da ponta da estaca
σ'_r	tensão efetiva radial
σ'_a	tensão efetiva axial
τ_a	resistência ao cisalhamento solo-estaca
τ	tensão cisalhante
$\tau_{m\acute{a}x}$	máxima tensão cisalhante
τ_R	tensão cisalhante residual (ou estabilizada)
τ_{int}	tensão cisalhante na interface
$\tau_{m\acute{a}x,int}$	tensão cisalhante máxima na interface
$\tau_{R,int}$	tensão cisalhante residual na interface
v	volume específico
ψ	dilatância

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Com a expansão e concentração populacional das cidades é necessário a busca de soluções de construções mais altas e esbeltas. A esbelteza, vinculada a grandes carregamentos, impõe a necessidade de fundações profundas, principalmente estacas, de maior diâmetro e comprimento que, como consequência exige melhor entendimento dos mecanismos de transferência de carga desse elemento estrutural ao solo.

Ademais essa interação solo-estaca não é trivial e, apesar do desenvolvimento da engenharia de fundações permitir grandes avanços quanto a análises puramente empíricas se tornarem cada vez mais analíticas e verificadas pelo contexto experimental, pesquisas e estudos reforçam a importância e necessidade de reflexões e revisões a respeito de tais comportamentos. Nesse sentido, diferentes modelos físicos e matemáticos foram propostos buscando soluções mais realistas e precisas quanto ao mecanismo de transferência de carga de uma estrutura para o solo e a consequente ruptura do elemento de transferência (e.g. NOTTINGHAM, 1975; MEYERHOF, 1976; ALTAEE *et al.*, 1992; JARDINE *et al.*, 2005; FELLENIUS & SIEGEL, 2008; SCHMERTMANN & SCHMERTMANN, 2012).

Esses modelos nortearam métodos de previsão de desempenho teóricos e semiempíricos, em que, geralmente, tratam separadamente a capacidade de carga lateral da capacidade da base, e ao final, efetuam um somatório destas parcelas. Contudo, Tomlinson (1994) pontua que estes efeitos não acontecem simultaneamente. A capacidade lateral de uma estaca é mobilizada sob pequenos deslocamentos, de cerca de 0,5 a 2% do diâmetro da estaca, diferentemente à sua capacidade da base, que para atingir seu valor máximo necessita de um deslocamento mínimo de 5% do diâmetro da estaca (FLEMING *et al.*, 2009; SALGADO, 2008; O'NEILL, 2001).

Adicionalmente, em ambos os métodos são necessários parâmetros extraídos de ensaios de campo e laboratório que representem as condições naturais do solo, sendo então o principal desafio a estimativa dos parâmetros que representem as condições após a instalação de estacas a partir dos dados obtidos no terreno virgem.

Cabe destacar ainda que as estacas representam estruturas suscetíveis a incertezas em relação tanto a sua capacidade de carga, como pontuado, quanto à sua integridade estrutural, uma vez que são elementos assentados sob a superfície, inacessíveis para inspeções e operações de manutenção. Desta forma, o seu monitoramento e o controle por meio do uso de um adequado sistema de instrumentação, aquisição e interpretação de dados desempenham um papel fundamental na avaliação do comportamento dessas estruturas.

No intuito de se investigar os complexos mecanismos de interações entre estacas (considerando fuste e ponta) em um solo arenoso saturado, em condição estratigráfica bem definida o Campo Experimental de Araquari foi instituído. Esse projeto constitui-se de extensa caracterização da área com ensaios de laboratório e campo, e da execução de um conjunto de provas de carga em estacas instrumentadas e elementos auxiliares de reação.

Uma série de pesquisas já foi desenvolvida e publicada em trabalhos realizados no Campo Experimental de Araquari (e.g. BROCHERO, 2014; ALVES, 2016; NIENOV, 2016; PEREIRA, 2016; LAVALLE, 2017; SESTREM, 2018), tendo concentrado os esforços nos processos de concepção do campo experimental, ensaios de campo, execuções das estacas teste e de reação, bem como dos procedimentos executivos das provas de carga, e posterior análise de algumas dessas.

Nestas análises, a resistência lateral gerada pelo contato do elemento estrutural e o solo mereceu destaque, evidenciando que a capacidade de carga e recalque das fundações são dependentes diretamente da resistência ao cisalhamento dessa interface. Sendo por essa razão, os modelos mecânicos da interface a chave do estudo desta interação (ZHAO *et al.* 2012).

O estudo dos modelos de interface foi iniciado em meados de 1960, quando as análises eram apenas focadas em resultados de solicitações de aplicações práticas (análises mais simplificadas de natureza empírica). Entre 1960 e 1980, as relações de tensão e deformação da interface se tornaram relevantes principalmente acompanhadas de modelos numéricos. Passando então, a partir de 1980, para a busca de modelos de interface analisados de forma mais sistemática e científica (ZHANG & ZHANG, 2009).

Os trabalhos de Potyondy (1961), Brumund & Leonards (1973), Kulhawy & Peterson (1979) e Yoshimi & Kishida (1981) se destacam entre as pesquisas pioneiras voltadas a modelos de interfaces, enquanto os trabalhos como de Frost & Dejong (2005), Han *et al.* (2018) e Naderlli

et al. (2019) exemplificam os grandes avanços e análises mais detalhadas das pesquisas atuais. Dentro destes avanços destacam-se os fatores mais relevantes para a mobilização de resistência da interface, como rugosidade e rigidez da superfície do elemento estrutural, tamanho e formato dos grãos e ainda procedimentos executivos adotados na escavação e processo de concretagem.

No entanto, esses trabalhos pioneiros, e mesmo estudos mais recentes referentes a interface, não abordam aspectos relacionados à tensão residual mobilizada na estaca devido aos efeitos da cura do concreto. Apesar de poucos casos apresentados na literatura geotécnica, alguns autores (e.g. PENNINGTON, 1995; FELLENIUS & ALTAEE, 1996; FELLENIUS & ALTAEE, 2002; VIPULANANDAN *et al.*, 2007; FLYNN *et al.*, 2012; MASCARUCCI *et al.*, 2013; FELLENIUS, 2018; BORGES, 2019) observaram fenômenos associados à cura do concreto e sua importância na análise do comportamento de estacas, porém sempre com enfoque em provas de carga de compressão.

Nesse sentido, essa pesquisa foi desenvolvida com o intuito de estudar e analisar o comportamento da interface entre areias e o concreto que compõe a estaca, desde o início do processo de cura, buscando estabelecer as propriedades e parâmetros que se mostram mais relevantes e aplicá-los à interpretação de resultados de provas de carga do Campo Experimental de Araquari, considerando possíveis tensões residuais, e seus respectivos efeitos nos mecanismos de comportamento de carga.

1.2 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo geral estudar o comportamento da interação na interface entre areia e concreto, durante seu processo de endurecimento, por meio de ensaios em laboratório, e validado a partir da interpretação de uma prova de carga estática em estaca escavada, contribuindo para o entendimento de aspectos relacionados a tensões residuais associadas à cura do concreto. Para que o objetivo geral seja alcançado, foi necessário traçar os seguintes objetivos específicos:

- a) Caracterizar as areias utilizadas;
- b) Avaliar os mecanismos da interface entre o concreto (com diferentes idades) e duas diferentes areias;

- c) Avaliar o efeito das características morfológicas das areias e das tensões confinantes na rugosidade, bem como os possíveis padrões médios e variabilidade da rugosidade nas amostras de concreto;
- d) Avaliar relações do ângulo de atrito da interface solo-concreto (com diferentes idades) e do ângulo de atrito do solo no estado crítico, e compará-las à literatura avaliando padrões de comportamento;
- e) Avaliar os resultados da prova de carga estática em estaca escavada do Campo Experimental de Araquari, relacionando-os aos ensaios de interface;
- f) Avaliar a influência de tensões residuais geradas pelo processo de cura do concreto nos resultados da prova de carga estática em estaca escavada do Campo Experimental de Araquari, relacionando-os aos ensaios de interface.

1.3 ESTRUTURA DA TESE

A redação desta tese está apresentada em sete capítulos. O Capítulo 1 consistiu na apresentação, introdução, justificativa e objetivos do tema deste estudo, onde foi apresentado o problema de maneira geral e a justificativa para a realização da pesquisa.

No Capítulo 2 é apresentada a fundamentação teórica para o desenvolvimento do presente trabalho, onde são abordados aspectos relativos à teoria da capacidade de carga de estacas, comportamento de interfaces solo-estruturas, morfologia de partículas de areias, conceitos de rugosidade, processo de hidratação do cimento e endurecimento do concreto, e por fim conceitos e pesquisas relacionadas às tensões residuais causadas pelo processo de cura do concreto.

No capítulo 3 é apresentada uma revisão sobre o Campo Experimental de Araquari, aspectos gerais e detalhes sobre as provas de carga das estacas ET02 e ET04. O Capítulo 4 descreve o programa de pesquisa, que consistiu em um programa experimental voltado a ensaios de análise de comportamento de duas areias e os respectivos ensaios de interface dessas areias com o concreto, seguido da metodologia utilizada para a interpretação da prova de carga estática de uma estaca do Campo Experimental de Araquari.

Os capítulos 5, 6 e 7 subsequentes tratam dos resultados obtidos a partir dos métodos utilizados. No capítulo 5 são apresentados os resultados do comportamento das areias estudadas, seguido do capítulo 6 que apresenta discussões sobre os ensaios de interface e, por fim, o capítulo 7 que detalha os resultados obtidos voltados ao Campo Experimental de Araquari.

Por fim, o último capítulo desse trabalho (Capítulo 8), refere-se às considerações finais, com as principais contribuições dessa tese, além de sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, inicialmente, serão apresentadas as formulações de capacidade de carga com foco na mobilização de atrito lateral, abordando as questões relacionadas à interface, como as considerações sobre o coeficiente de empuxo após a construção. Em seguida, os aspectos de equipamentos e metodologias aplicadas em estudos de interface são apresentados, dando ênfase aos parâmetros que representam o efeito do ângulo de atrito da interface.

Logo após, são expostas as definições e aspectos relacionados ao efeito da morfologia na resistência ao cisalhamento de areias, que é um dos efeitos avaliados nos estudos de interface, seguido da contextualização dos processos decorrentes da hidratação do cimento e endurecimento do concreto, sendo então avaliados os conceitos voltados a rugosidade, com ênfase na superfície impressa ao concreto pelo contato com outras superfícies. E como fechamento do capítulo, ponderações sobre tensões residuais em estacas.

2.1 CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS ESCAVADAS EM AREIAS

As fundações de uma estrutura consistem basicamente em um ou mais elementos de fundações, que em síntese, são elementos de transição entre o solo ou rocha e a superestrutura. Neste sentido, um projeto de fundações consiste em levantar as possibilidades de execução e selecionar o tipo de fundação mais adequado, do ponto de vista econômico e estrutural (dimensionamento), a partir da avaliação da investigação geotécnica do subsolo e do conhecimento das cargas do projeto estrutural (SALGADO, 2008).

O dimensionamento consiste na avaliação do elemento estrutural (fundação), além das considerações quanto a transmissão dos esforços ao terreno por meio de sua base ou da superfície lateral e ainda por uma combinação das duas parcelas (ABNT, 2010), sendo este processo de grande complexidade.

Neste sentido, diferentes modelos físicos e matemáticos foram propostos buscando soluções mais precisas para descrever o mecanismo da transferência de carga de uma estrutura para o solo e a consequente avaliação dos estados limites últimos e de serviço do elemento de transferência de carga, sendo assim idealizada a teoria da capacidade de carga última.

2.1.1 Teoria da capacidade de carga última em compressão axial

Nos métodos de previsão de desempenho teóricos ou racionais são usados parâmetros geotécnicos do solo, tais como coesão e ângulo de atrito determinados por meio de ensaios de campo e laboratório além do estado de tensões do solo. O principal desafio na estimativa desses parâmetros consiste em representar as condições após a instalação de estacas a partir dos dados obtidos no terreno virgem.

De modo geral, a capacidade de carga última de uma estaca é medida, considerando-a isolada, por meio de um equilíbrio forças, que é dado pela soma da resistência última de ponta e da resistência última lateral, subtraindo-se destas o peso da estaca e do bloco de coroamento, dada pela equação 2.1.

$$Q_{ult} = Q_l + Q_b - W \quad 2.1$$

sendo: Q_{ult} a capacidade de carga última da estaca; Q_l a resistência última lateral; Q_b a resistência última de ponta e W a soma do peso próprio da estaca e do bloco de coroamento.

A partir da equação 2.1 assume-se que as resistências de ponta e lateral não são dependentes umas das outras para a determinação da capacidade de carga última. Logo, para a determinação de cada parcela de resistência última, multiplica-se a resistência unitária pela área de influência. Assim, tem-se a equação 2.2.

$$Q_{ult} = q_l \times A_l + q_b \times A_b - W \quad 2.2$$

sendo: q_l a resistência última unitária lateral; A_l a área lateral da estaca; q_b a resistência última unitária de ponta; A_b a área da seção transversal da ponta da estaca e W a soma do peso próprio da estaca e do bloco de coroamento.

Adicionalmente, devem ser levadas em consideração em um projeto, além da capacidade de carga do elemento estrutural as questões relacionadas a deformabilidade do sistema.

A equação 2.2 assume que a resistência última lateral e resistência última de ponta são mobilizadas simultaneamente. Entretanto, autores sugerem que a capacidade lateral de uma estaca é mobilizada sob deslocamentos de 0,5 a 2% do diâmetro da estaca, enquanto para atingir o valor máximo da capacidade na base deve ser produzido um deslocamento de no mínimo 5% do diâmetro da estaca (FLEMING *et al.*, 2009; SALGADO, 2008; O'NEILL, 2001).

Já Tomlinson & Woodward (2008) sugerem que o movimento necessário para mobilizar o atrito lateral máximo é apenas da ordem de 0,3% a 1% do diâmetro da estaca e a mobilização da base da estaca necessita de um descolamento maior, que pode chegar a 10 ou 20% do diâmetro da estaca. Em todos os casos, independentemente do valor, cabe destacar que a mobilização da resistência lateral se desenvolve para pequenos deslocamentos enquanto a resistência de ponta só é mobilizada na sua totalidade para grandes deslocamentos.

Apesar desses contrapontos, a API (2002) também indica que a capacidade de carga de uma estaca é definida pela somatória das componentes de ponta e do atrito mobilizado ao longo do fuste. Contudo, é necessária uma avaliação de cada caso, uma vez que a capacidade de carga última pode ser um pouco maior ou menor que a resultante da equação 2.2.

Alguns autores ainda sugerem que para se utilizar a expressão 2.2 deve-se aplicar um fator de redução diferente para cada uma das componentes de resistência em conformidade aos deslocamentos e ao tipo de estaca estudada. Logo, os critérios de dimensionamento, mesmo em termos de estados limites últimos, são comandados por limitações de recalques. (FLEMING *et al.*, 2009; O'NEILL, 2001)

Poulos & Davis (1980) sugerem que a resistência de ponta da estaca pode ser determinada a partir da teoria de capacidade de carga, como

$$Q_p = A_b(cN_c + \sigma_{vb}N_q + 0,5\gamma dN_\gamma) \quad 2.3$$

sendo: A_b a área da ponta da estaca; c a coesão do solo; σ_{vb} a tensão vertical do solo no nível da ponta da estaca; γ o peso específico do solo; d o diâmetro da estaca; N_c, N_q, N_γ fatores de capacidade de carga, que são funções do ângulo de atrito e compressibilidade do solo e geometria da estaca.

Poulos & Davis (1980) também definem que a resistência lateral da estaca pode ser determinada pela integração da resistência ao cisalhamento solo-estaca pela área de contato do fuste, dada pela equação de Coulomb apresentada na equação 2.4.

$$\tau_a = c_a + \sigma_n \tan \delta \quad 2.4$$

sendo: τ_a a resistência ao cisalhamento solo-estaca; c_a a adesão; σ_n a tensão normal entre estaca e solo; δ o ângulo de atrito entre estaca e solo.

A tensão normal entre estaca e solo σ_n é relacionada com a tensão vertical por

$$\sigma_n = k_s \sigma_v \quad 2.5$$

sendo k_s é o coeficiente de empuxo lateral após a instalação; σ_v a tensão vertical.

Assim

$$\tau_a = c_a + k_s \sigma_v \tan \delta \quad 2.6$$

e

$$\begin{aligned} Q_l &= \int_0^L C \tau_a dz \quad 2.7 \\ &= \int_0^L C (c_a + k_s \sigma_v \tan \delta) dz \end{aligned}$$

sendo: C o perímetro da estaca e L o comprimento da estaca.

Cabe ressaltar que a proposição de Poulos & Davis (1980) pode ser aplicada em análises com condições não drenadas, e assim é necessário que os parâmetros sejam expressos em termos de tensões totais.

Para solos não coesivos, a parcela coesiva pode ser desprezada. Assim, conforme, definido anteriormente, a resistência lateral de uma estaca é função do coeficiente de empuxo lateral após a instalação, da tensão vertical e do ângulo de atrito na interface entre estaca e solo. Apesar da equação 2.6, apresentada, mostrar-se simples, a determinação dos valores característicos de k_s e δ não é trivial.

Uma das dificuldades por exemplo é explicitada por Fellenius (2018), que afirma que a interação entre a superfície da estaca e o solo é fortemente condicionada pelas tensões cisalhantes em uma zona, ou banda, ao redor da estaca. Assim, próximo à superfície da estaca, tensões cisalhantes se desenvolvem ao longo de seu comprimento, e produzem movimentações entre massas que afetam uma zona ou região de alta concentração de deformações cisalhantes, também conhecida como “*shear band*” ou zona de cisalhamento. Representativos dessa região, os valores de k_s e δ geralmente são avaliados separadamente de várias formas.

Vésic (1963) define K_s como um número adimensional, que relaciona a tensão normal e a tensão vertical ao longo do fuste da estaca após sua instalação. Gavin & Gallagher (2005) sugerem que

K_s é o parâmetro mais difícil de ser determinado, dentre os que controlam o mecanismo de capacidade de carga de uma estaca.

Já o ângulo de atrito na interface (δ) pode ser medido por meio de ensaios de cisalhamento na interface em diferentes equipamentos. Ao geral, as pesquisas relacionadas ao ângulo de atrito da interface sugerem que os efeitos que o controlam são, principalmente, a rugosidade da superfície, ângulo de atrito interno do solo, densidade relativa do solo e diâmetro efetivo dos grãos. Sendo implantadas diferentes abordagens para mensurá-los e compará-los.

Destaca-se que Burland (1973) propôs o fator β que nada mais é que o produto de K_s e $\tan \delta$. O fator β se tornou interessante e amplamente utilizado, por tomar um significado quase físico, se aproximando à definição de coeficiente de atrito, e de direta obtenção pelos resultados de provas de carga.

Este fator agrupa em si todas as características que influenciam a resistência lateral, tais quais o tipo de solo, história de tensões, variação do estado de tensões devido à construção e instalação da estaca, resistência ao cisalhamento disponível na interface, nível de tensões, assim como as incertezas associadas a estas características.

Além disto, a expressão trata as grandezas mecânicas em termos efetivos e têm em si uma tendência relativamente clara e qualitativamente repetitiva no comportamento das estacas sob carregamento, o que fez com que fosse usado também de forma empírica apesar de sua origem ser, idealmente, teórica.

O problema na adoção do método em projeto refere-se à dispersão associada a esse parâmetro, evidenciada em Rollins *et al.* (2005), que indica que com a variação da profundidade, este tende a um valor constante. Ademais, Kulhawy (1991) argumenta que tal fator não tem sido útil na compreensão dos fenômenos e na geração de guias de projetos, justamente por agrupar muitas variáveis. Sendo assim, do ponto de vista de compreensão do fenômeno, a avaliação dos valores de k_s e δ de forma independente são a melhor forma de identificar mecanismos e parâmetros que controlam a distribuição de tensões ao longo do fuste da estaca.

2.1.2 Considerações sobre o ângulo de atrito na interface

O ângulo de atrito na interface é comumente reportado por diversos autores como uma função do ângulo de atrito do solo. Nos primeiros estudos relativos ao contexto, era reportada uma relação entre δ e o ângulo de atrito de pico (ϕ'_p). Posteriormente, com as definições do estado crítico, δ passou a ser relacionado ao ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{EC}), principalmente no que diz respeito a estacas cravadas.

Salgado (2006) sugere que o ângulo de atrito da interface seja expresso em termos do ângulo de atrito no estado crítico, uma vez que níveis de capacidade de carga última levam a grandes deformações ao longo do fuste.

Fleming *et al.* (2009) e Salgado (2008) ainda afirmam que em estacas sem deslocamento, a rugosidade do concreto in loco é alta a ponto do intertravamento não permitir deslocamentos na região rente a face da estaca. Desta forma, o cisalhamento ocorre dentro da massa de solo, imediatamente adjacente à estaca, sendo conveniente adotar $\delta = \phi'_{EC}$. Para estacas muito lisas (aço) o ângulo de atrito da interface pode ser inferior a ϕ_{EC} , conforme recomendação da API (2002), enquanto para baixas tensões este valor pode estar entre ϕ'_p e ϕ'_{EC} .

As análises sobre o ângulo de atrito da interface são referidas na literatura como estudos do comportamento de interfaces, uma vez que fazem referência a interação entre o elemento de fundação e o solo. Por se tratar do enfoque principal desta tese, esta temática é detalhada no item 2.2.

2.1.3 Considerações sobre o coeficiente de empuxo lateral

Como dito anteriormente, o coeficiente de empuxo lateral após a instalação é o parâmetro de maior dificuldade de determinação no cálculo da resistência lateral, uma vez que depende do estado de tensões inicial da estaca, do tipo de escavação, do processo de execução, do tipo de estaca, da densidade da areia, dentre outros (SALGADO, 2008). Por esta razão, diversos autores se dedicaram na busca pelo seu melhor entendimento.

Kulhawy (1991) estabeleceu esse coeficiente como uma função do coeficiente de empuxo ao repouso do solo, do estado de tensões induzido pela construção da estaca, pelo carregamento imposto e pelo tempo decorrido desde a construção da estaca até seu carregamento.

Já em Lehané (2009), as contribuições são separadas em função das variações de tensões horizontais devidas a procedimentos construtivos da estaca, como a escavação, lançamento e cura do concreto e desenvolvidas durante o cisalhamento na interface, quando da aplicação do carregamento externo.

Quanto a valores do coeficiente de empuxo, Toolan *et al.* (1990), Lehané *et al.* (1993), Jardine & Chow (1996), API (2002) estudaram estacas de ponta aberta (*open-ended*) e de ponta fechada (*close-ended*), e propuseram valores de k_s que ao geral variam em torno de 0,8 e 1,0.

Fleming *et al.* (2009) propõem que o valor adequado de k_s depende do coeficiente de empuxo ao repouso (k_0), do método de instalação da estaca e da densidade inicial da areia. E ainda propõe valores de k_s da ordem de 0,7 para estacas escavadas.

Loukides & Salgado (2008) realizou um estudo numérico dos fatores que influenciam a resistência lateral última de estacas em areia, considerando a anisotropia inerente das areias e a tensão principal intermediária. A partir deste estudo, o autor conclui que a superfície de ruptura era de 5 a $20 \times D_{50}$. Salgado (2006), além de apresentar a equação 2.8 para obtenção de k_s em estacas escavadas, relacionados a k_0 , também propôs valores de k_s que são apresentados na Figura 2.1.

$$\frac{k_s}{k_0} = 0,7 \{ [0,0114 - 0,0022 \ln(\sigma'_v/p_a)] D_R \} \quad 2.8$$

Assim, durante o carregamento, o cisalhamento ocorre entre a estaca e a areia. Para os casos de areia fofa a levemente densa, os valores de k_s são próximos ao de k_0 , já para as areias densas a muito densas, devido ao impedimento da dilatação pela presença da massa de areia e do fuste da estaca, os valores de k_s são significativamente maiores que os de k_0 (SALGADO, 2008).

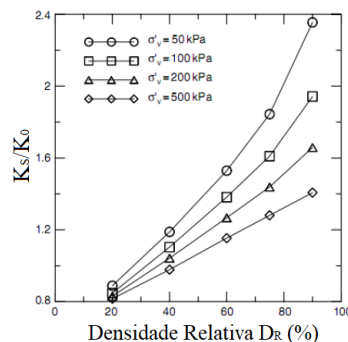


Figura 2.1 - Valores de k_s/k_0 versus a densidade relativa (adaptado de:

SALGADO, 2006).

Comumente é considerado que a magnitude de k_s tem sua variação entre os valores correspondentes ao coeficiente de empuxo lateral no estado ativo (k_a), dado pela equação 2.9, e no estado passivo (k_p), dado pela equação 2.10, respeitando o critério de resistência. Em vias gerais, e com bom ajuste de dados experimentais, o coeficiente de empuxo ao repouso é dado pela formulação de Jaki (1948) apresentado na equação 2.11.

$$k_a = \frac{1 - \text{sen } \phi'}{1 + \text{sen } \phi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad 2.9$$

$$k_p = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad 2.10$$

$$k_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad 2.11$$

Caso tal consideração seja válida, os valores do coeficiente de empuxo lateral (k_s) devem ser tais que $k_a \leq k_s \leq k_p$. Assim, tomando como exemplo uma areia quartzosa com ângulo de atrito de 38° , os valores possíveis de k_s para tal material estaria entre a faixa de valores de 0,24 a 4,2. Porém, resultados de retro análises de provas de carga em estacas escavadas em solos arenosos apresentam valores de k_s que variam entre o valor de k_0 e raramente tão pequenos quanto k_a até valores superiores a k_p (BAKER *et al.*, 1993; ROLLINS *et al.*, 2005; HANIFAH & KAI, 2006; KULHAWY & CHEN, 2007; LEHANE, 2009; FELLENIUS, 2014; SESTREM, 2018).

Considerando um perfil de solo com ângulo de atrito relativamente uniforme com a profundidade, valores de k_s , a priori, superiores a k_p seriam fisicamente impossíveis. Kulhawy & Chen (2007) apontam que valores de k_s supostamente maiores que k_p , na realidade, seriam fruto de uma interpretação equivocada da história de tensões do perfil geotécnico, considerando como normalmente adensado um solo que, na realidade, seria sobre-adensado.

Porém, Rollins *et al.* (2005) sugerem, de forma postular, que os altos valores de k_s não seriam apenas uma função das condições iniciais das tensões horizontais (k_0), mas que seriam também consequência de um aumento da tensão horizontal (confinamento da estaca) durante o cisalhamento devido à dilatação do solo na interface.

A baixas tensões confinantes, em regiões mais próximas à superfície, o solo tenderia a dilatar durante o cisalhamento e pressionar a lateral da estaca, causando um aumento significativo nas tensões horizontais. Já, a maiores profundidades o maior confinamento suprimiria a dilatância e o aumento nas tensões horizontais seria menor ou mesmo inexpressivo e, portanto, com o aumento da profundidade k_s tenderia a k_0 .

O conceito de dilatância foi apresentado por Bolton (1986) em um modelo físico simples (Figura 2.2), em que representa que a resistência friccional disponível em um dado solo granular é dada pelo somatório de uma propriedade intrínseca do material, representada pelo ângulo de atrito no estado crítico, e uma parcela correspondente à dilatância, equação 2.12.

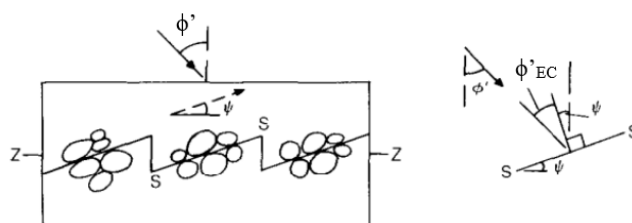


Figura 2.2 - Modelo físico proposto por Bolton (1986) (adaptado de BOLTON, 1986).

$$\phi' = \phi'_{EC} + \psi \quad 2.12$$

Desta forma, observando a existência de diferentes ângulos de atrito que expressam a resistência ao cisalhamento de um material granular, é importante frisar qual será o utilizado nas equações supracitadas e ainda a forma mais apropriada de justificá-lo. Existe consenso no que se refere ao uso do ângulo de atrito no estado crítico para um solo granular fofo. Porém, para solos densos, não existe um consenso em se utilizar o ângulo de atrito no estado crítico, tão pouco o ângulo de atrito de pico, uma vez que além das questões de estado, também é necessário avaliar questões relativas à morfologia das partículas.

2.2 ASPECTOS DO COMPORTAMENTO DE INTERFACES SOLO-ESTRUTURA

A interface entre um solo e uma estrutura tem significativo efeito na resposta de interação deste sistema em si. Esse aspecto vem sendo investigado com foco nas características individuais dos

diferentes materiais empregados, e suas implicações frente às aplicações práticas, seja em obras de contenção, túneis, pavimentação, ou fundações que é o enfoque desta tese (ZHANG & ZHANG, 2009).

Sendo assim, os primeiros estudos experimentais sobre interface avaliavam de uma forma geral, contatos entre diferentes solos (tais quais argilas, siltes, areias ou misturas entre estes) e superfícies de diferentes materiais (como madeiras, concretos, metais ou plásticos) adaptando os equipamentos tradicionais empregados em ensaios de resistência. Ao passo que, com o avanço nas pesquisas, foi possível a formação de bancos de dados gerais, e a partir daí, particularidades foram avaliadas.

Além da análise dos tipos de materiais empregados nas pesquisas, duas abordagens de condução foram observadas. A primeira, em que se estuda de uma forma mais ampla ensaios em um solo e diferentes materiais que representam a estrutura (e neste caso a análise é focada ao comportamento deste solo em si, frente a estes materiais). A segunda, em que se estudam diferentes solos e um tipo de material em si (sendo nesse o enfoque principal em particularidades da superfície deste material).

De modo a atender ambas as abordagens e materiais, esta seção foi dividida em 4 subitens: no primeiro, são pontuados os principais equipamentos e metodologias utilizados nas pesquisas sobre interfaces; no segundo, o enfoque será dado para estudos gerais, principalmente no que se refere aos primeiros estudos sobre interfaces; o terceiro tratará dos estudos entre a interface de areia e metal, que contribuíram para o avanço do quarto subitem, enfoque desta tese, a interface areia e concreto.

2.2.1 Equipamentos e metodologias utilizadas em estudos de interface

Uma vez que o comportamento da interface é dado por parâmetros de resistência, os principais equipamentos utilizados para estudá-lo são os tradicionais equipamentos de resistência ao cisalhamento de solos, tais como: cisalhamento direto, “*simple shear*”, “*ring shear*”, com pequenas modificações.

O ensaio de cisalhamento direto é o procedimento mais antigo para a determinação da resistência ao cisalhamento é baseado diretamente no Critério de Coulomb. A amostra é colocada em uma caixa bipartida, onde se aplica uma tensão normal ao plano horizontal e em

seguida determina-se a tensão no plano de ruptura imposto. A movimentação ocorre em velocidade constante e provoca o deslocamento relativo entre as partes da caixa. Nesse ensaio o campo de deformações não é uniforme (ASTM, 1998).

O ensaio “*simple shear*” é conhecido e utilizado para medir a resistência e rigidez do solo. O corpo de prova é confinado por uma membrana látex através de uma câmara de pressão. Usualmente ele é consolidado sob uma condição de deformação lateral nula (k_0), hipótese básica do ensaio, e então cisalhado no plano horizontal, permitindo assim aplicar ao corpo de prova uma distorção por cisalhamento em apenas uma direção (CORTE, 2016).

O ensaio “*ring shear*” é conhecido na determinação da resistência ao cisalhamento a grandes deformações, ou seja, a amostra poder ser submetida a deslocamento horizontais superiores aos usualmente obtidos nos demais ensaios. O ensaio consiste na aplicação de tensão normal constante em uma amostra anelar, sendo a ruptura causada no plano de movimento de rotação relativo (BISHOP *et al.*, 1971).

Para estes ensaios, a principal modificação do equipamento tradicional para com os em interfaces é na amostra em si. Dependendo da metodologia empregada, na parte inferior do equipamento pode ser colocado o material que representa a estaca, seguido do solo moldado na parte superior (ou ainda em posição contrária, sendo o solo depositado na caixa inferior seguido do outro material, depositado na caixa superior).

Kulhawy & Peterson (1979), Kishida & Uesugi (1987), Ho *et al.* (2011), Han *et al.* (2018) apresentaram indícios de que o posicionamento do material que representa a estaca na parte superior não transmite uniformemente a tensão normal ao solo da parte inferior, mesmo em diferentes equipamentos – cisalhamento direto, *ring shear*, entre outros. Na Figura 2.3 é representada uma das metodologias empregadas em equipamentos de cisalhamento direto.

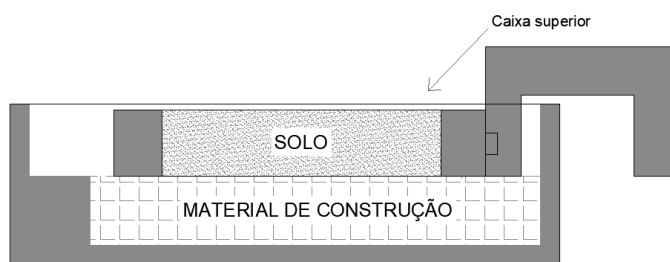


Figura 2.3 - Croqui da disposição de ensaios de interface em ensaios de cisalhamento direto.

Além dos equipamentos anteriormente mencionados, também foi encontrado na literatura outros, com mesmo propósito, porém com formas de mensuração diferentes. A Tabela 2.1 apresenta uma síntese de equipamentos utilizados em pesquisas anteriores em interfaces, seguida de observações quanto a funcionamento e particularidades deles.

Tabela 2.1 - Equipamentos utilizados em pesquisas anteriores em interfaces.

Equipamento	Autor	Especificidades
Cisalhamento Direto	Potyondy (1961)	Amostras quadradas com 36 cm ² e 80 cm ² . Em interfaces areia, argila e uma mistura dos dois - metal, madeira e concreto.
	Uesugi e Kishida (1986b)	Amostras quadradas com 400mm X 100 mm. Em interfaces areia - metal
	Boulon (1989) Lehane <i>et al.</i> (1993) Jardine <i>et al.</i> (1993) Reddy <i>et al.</i> (2000) Frost <i>et al.</i> (2002)	Areia – metal, amostras convencionais (100 mm X 100 mm)
	Tabucanon <i>et al.</i> (1995) Fioravante <i>et al.</i> (1999) Porcino <i>et al.</i> (2003)	Condições de ensaio CNL e CNS/ areia – metal/ amostras convencionais (100 mm X 100 mm)
	Dove & Jarret (2002)	Areia – metal, amostras de metal com 75 mm X 100 mm e anel para deposição de solo com 63,5 mm.
	Lings & Dietz (2005)	Amostras tamanho padrão (100 mm X 100 mm), com modificação na aplicação da força cisalhante. Interface em areia - metal
	Lam <i>et al.</i> (2014)	Amostras com 175 mm X 275 mm. Em interface areia- fluido - concreto
	Dona <i>et al.</i> (2015)	Amostra convencional com instalação de dispositivo para variação de temperatura
<i>simple shear</i>	Uesugi e Kishida (1986a) Uesugi e Kishida (1986b)	Amostras quadradas com 400mm X 100 mm. Em interfaces areia - metal
	Uesugi <i>et al.</i> (1990)	Monotônico e cíclico. Amostras quadradas com 400mm X 100 mm. Em interfaces areia - concreto
<i>Ring shear</i>	Yoshimi e Kishida (1981)	Amostra anelar com diâmetro interno de 240mm e largura de 24mm. Em interfaces areia - metal
	Lehane <i>et al.</i> (1993) Barmpopoulos <i>et al.</i> (2008) Ho <i>et al.</i> (2011)	Areia – metal, amostras anelares (diâmetro externo de 6 in; diâmetro interno de 4 in; espessura 0,75)
Não convencionais	Brumund & Leonards (1973)	(Tensão controlada) Amostra cilíndrica com haste no eixo central com dimensões: 12,7cm de diâmetro e 25,4 cm de comprimento (amostra) e 2,86 cm de diâmetro e 35,56 cm de comprimento (haste). Em interfaces areia - metal plano, metal teflon, grafite, concreto rugoso e concreto liso
CYMDOF	Desai <i>et al.</i> 1985	Quadrada com caixa inferior maior que superior - Caixa inferior 41 cm X 41 cm (material de construção) e a caixa superior 31 cm X 31 cm (solo). Em interfaces Areia - Concreto
“ <i>dual interface shear apparatus</i> ”	Paikowsky <i>et al.</i> (1995)	Amostra dividida em duas com superfície ao centro (cada amostra de solo tinha 400mm X 125 mm X 50,8 mm)
“ <i>soil-pile-slip test apparatus</i> ”	Reddy <i>et al.</i> (1998) Reddy <i>et al.</i> (2000)	Estaquinhas (12,7, 25,4, e 38,1 mm de diâmetro) envoltas de areia (100 mm de diâmetro) ensaiadas em camara triaxial
Dispositivo axissimétrico	Martinez & Frost (2017)	Amostras cilíndricas de aço (43,7 mm de diâmetro) envoltas em areia (150 mm de diâmetro)
Câmara DIC	Torvar-Valencia <i>et al.</i> (2018)	Estacas com 31,75 mm de diâmetro e 915 mm de

Um dos primeiros estudos de interface, proposto por Potyondy (1961), utilizou dois tipos de equipamento de cisalhamento direto, um de tensões controladas e outro de deformações controladas.

O equipamento que controlava as deformações continha uma caixa de cisalhamento com área interna de $5,59 \text{ pol}^2 (\cong 36 \text{ cm}^2)$ e foi utilizado para os ensaios de resistência ao cisalhamento dos solos estudados e para os ensaios de interface com solos saturados. O equipamento que controlava as tensões continha uma caixa de cisalhamento com área interna de $12,4 \text{ pol}^2 (\cong 80 \text{ cm}^2)$, drenado nos dois lados, os materiais de construção utilizados foram colocados na parte inferior da caixa e o solo depositado na parte superior.

Em Uesugi & Kishida (1986b) foi utilizado o equipamento de cisalhamento direto (amostras de $400\text{mm} \times 100 \text{ mm}$) nas mesmas condições dos ensaios “*simple shear*” de Uesugi & Kishida (1986a) para comparações dos equipamentos. A Figura 2.4 apresenta as diferenças de medições de deslocamentos dos equipamentos, evidenciando que durante o ensaio as massas de areia deslocam de formas diferentes entre si.

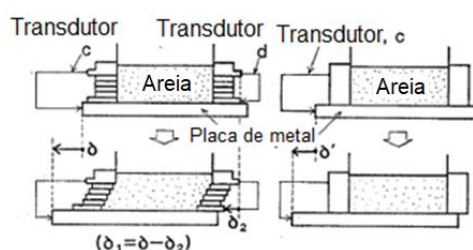


Figura 2.4 - Formas de medir o deslocamento relativo na caixa do “*simple shear*” e no cisalhamento direto (adaptado de KISHIDA & UESUGI, 1986b).

Boulon (1989) foi outro autor que utilizou o equipamento cisalhamento direto e ainda, adicionou estudo numérico de simulação dos ensaios. O que o levou a concluir que a forma mais correta para tratamento do ensaio de cisalhamento em interfaces são interpretações que consideram a amostra de solo dividida em duas partes: a ativa, que se encontra imediatamente em contato com a superfície rugosa, chamada de interface, e delimitada pela zona de cisalhamento, e outra parte, chamada de passiva, acima da ativa, que deve ser o mais fina possível, que age como uma amostra de adensamento (Figura 2.5).

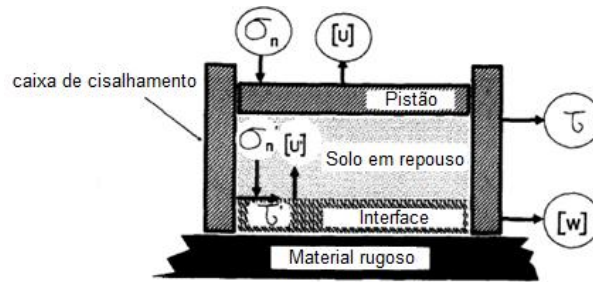


Figura 2.5 - Representação esquemática do ensaio de cisalhamento direto (adaptado de BOULON, 1989).

Assim como Potyondy (1961), Uesugi & Kishida (1986b) e Boulon (1989), Lehane *et al.* (1993), Jardine *et al.* (1993), Reddy *et al.* (2000) e Frost *et al.* (2002) utilizaram equipamentos de cisalhamento direto convencionais. Já Tabucanon *et al.* (1995), Fioravante *et al.* (1999) e Porcino *et al.* (2003) utilizaram equipamento de cisalhamento direto que permitisse ensaios em condições de tensão controlada (CNL) e de rigidez controlada (CNS).

Basicamente, em ambas as pesquisas foram acoplados ao sistema de reação um dispositivo que gerasse a condição de rigidez controlada. A Figura 2.6 e Figura 2.7 apresentam diagramas esquemáticos da caixa de ensaios de cada autor. No estudo de Tabucanon *et al.* (1995) foi acoplado um disco de mola, já no estudo de Fioravante *et al.* (1999) foi utilizado um atuador pneumático.

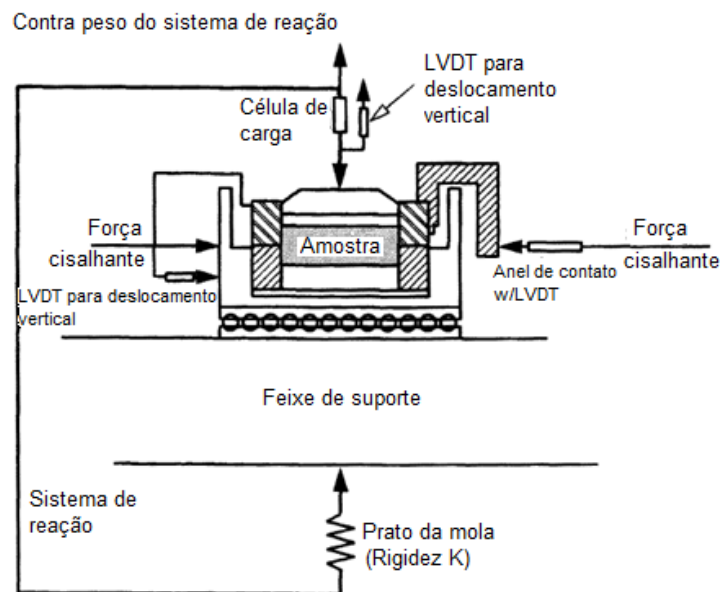


Figura 2.6 – Representação esquemática da caixa de cisalhamento (adaptado de TABUCANON *et al.*, 1995).

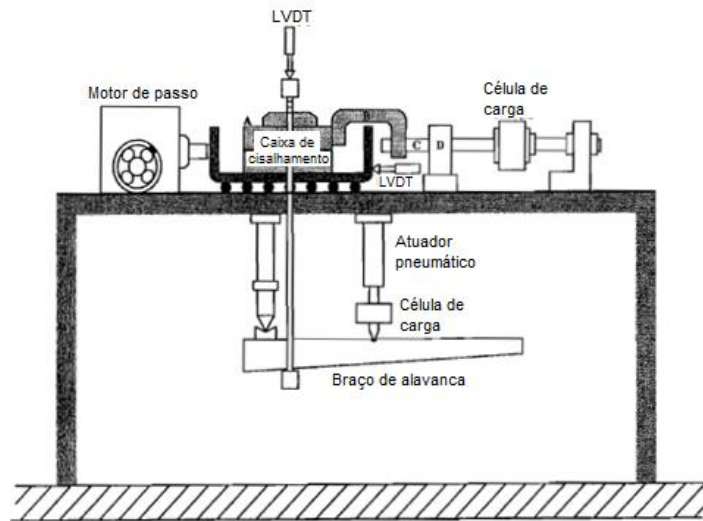


Figura 2.7 - Representação Esquemática da caixa de cisalhamento (adaptado de FIORAVANTE *et al.*, 1999).

Dove & Jarret (2002) utilizaram um cisalhamento direto da *GeoComp Inc.* O dispositivo foi modificado do convencional retirando-se a caixa inferior para acomodação das placas de metal retangulares com 75 mm X 100 mm e o anel para disposição da areia com 63,5 mm de diâmetro.

Já Lings & Dietz (2005), propôs a retirada do “pescoço de cisne” (alça da caixa superior) por um par de alças nas laterais para diminuir os efeitos da rotação da caixa superior, conforme Figura 2.8.

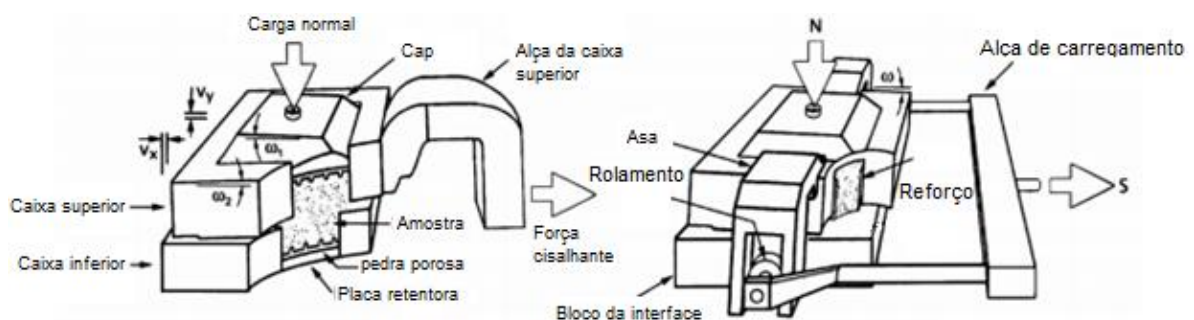


Figura 2.8 - Modificações ao cisalhamento direto proposta por Lings & Dietz (2005) (adaptado de LINGS & DIETZ, 2005).

Lam *et al.* (2014) utilizou uma caixa de cisalhamento de médio porte. A Figura 2.9 apresenta seu esquema, na caixa inferior era depositado a areia, e na caixa superior inicialmente era depositado o fluido seguido do concreto fresco. Aguardava-se o tempo de cura e seguia-se como os ensaios convencionais. As medidas internas eram 175 mm X 275 mm, na parte superior tinha

em torno de 100 mm de altura, enquanto a inferior tinha em torno de 70 mm, o espaço entre as duas era ajustável.

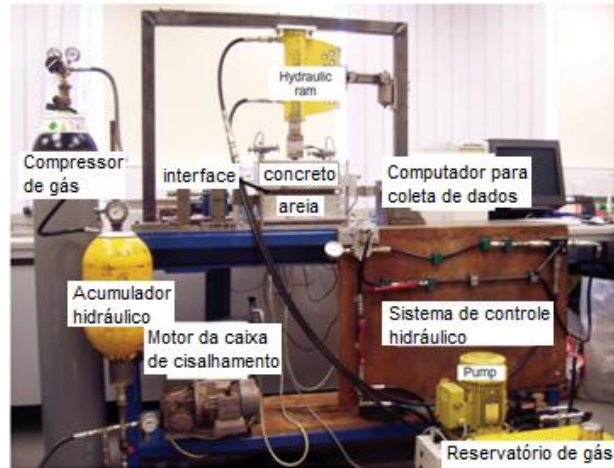


Figura 2.9 - Esquema do equipamento (adaptado de LAM *et al.*, 2014).

Dona *et al.* (2015) adaptou o equipamento convencional da *GDS Instruments* para medidas de temperatura. A Figura 2.10 mostra a instalação de um dispositivo elétrico para aquecimento da amostra (*electrical heating tissue*).

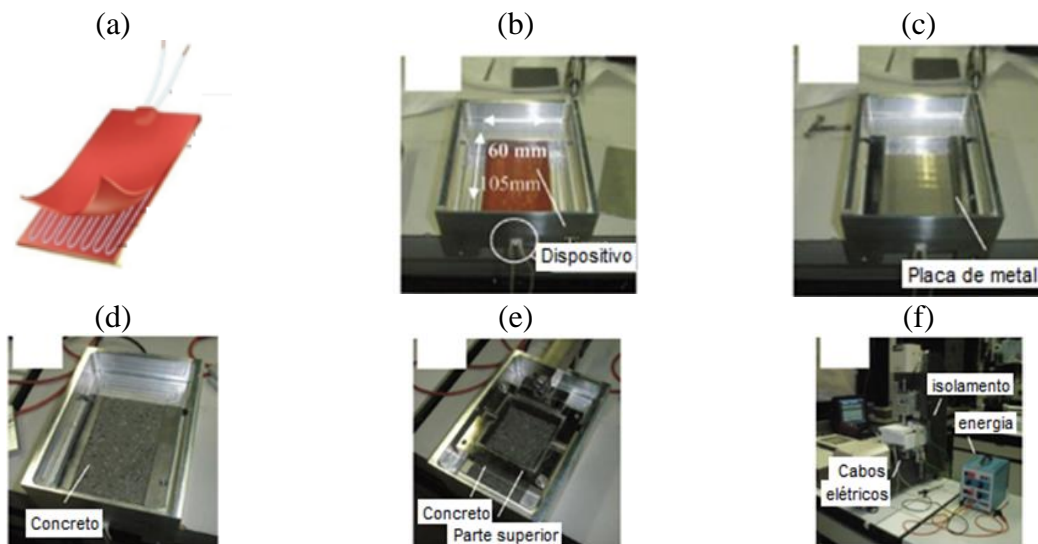


Figura 2.10 - Modificação proposta para variação da temperatura: (a) dispositivo de aquecimento, (b) Instalação do dispositivo na parte inferior da caixa de cisalhamento, (c) suporte para amostra de concreto, (d) posicionamento da amostra de concreto, (e) Posicionamento inicial da caixa superior para deposição do solo, e (f) fornecedor de energia elétrica e sistema de isolamento (adaptado de DONA *et al.*, 2015).

Quanto ao uso do “*simple shear*” em ensaios de interface. Uesugi & Kishida (1986a) utilizaram um equipamento em que a amostra era preparada dentro de anéis metálicos empilhados que formavam uma caixa conforme croquis apresentados na Figura 2.11. Na parte inferior era colocada a amostra de aço.

A amostra de areia ficava na parte superior, ao qual era depositada por pluviometria com auxílio de peneira, e continha 2 mm de espessura. Era envolta por anéis que foram lubrificados nos contatos e tinham as medidas internas de 400 mm de comprimento e 100 mm de largura. O contato era mantido constante ao longo do ensaio uma vez que a amostra de aço era mais longa em comprimento e largura que o contato da interface.

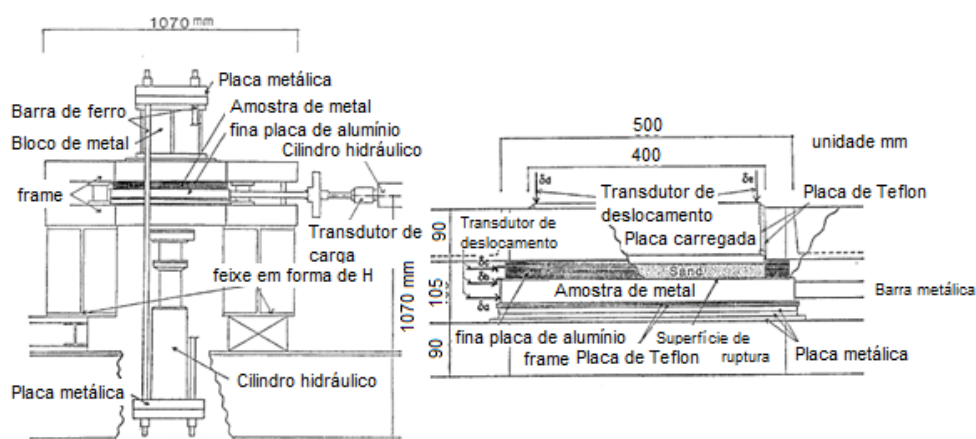


Figura 2.11 - Equipamento utilizado por Uesugi & Kishida (1986a) (adaptado de UESUGI & KISHIDA, 1986a).

Uesugi *et al.* (1988) utilizam o mesmo equipamento que em Uesugi & Kishida (1986a) e Uesugi & Kishida (1986b), porém modificaram uma das bordas metálicas para vidro com o intuito de observar a movimentação das partículas próximas a interface. Já em Uesugi *et al.* (1990) o equipamento foi melhorado para aplicação de carga cíclica.

A maioria dos autores que apresentam estudos de interface com uso de equipamentos “*simple shear*” são dos modelos antigos em que a amostra é posicionada dentro de sucessivos anéis conectados. Apesar de ser um equipamento que tem maior controle das variáveis que o cisalhamento direto, os autores apresentaram resultados similares em ambos os casos, sendo o cisalhamento direto mais utilizado pela questão de simplicidade do equipamento (UESUGI & KISHIDA, 1986A; UESUGI & KISHIDA, 1986B; FAKHARIAN & EVGIN, 1997; ZHANG & ZHANG, 2009)

Na pesquisa de Yoshimi & Kishida (1981) foi proposto um equipamento de “*ring shear*” para realização de ensaios de interface. As amostras eram em formato anelar com largura de 24mm e diâmetro interno de 240mm. As amostras ficaram livres de possíveis rupturas progressivas, uma vez que não existe um fim na direção circunferencial. Além disto, a área se manteve constante mesmo que para grandes deslocamentos circunferenciais.

Para os ensaios de tensão normal constante, foram utilizados pesos de aço para aplicar a tensão de confinamento na direção vertical, enquanto para os ensaios de volume constante, a tensão normal foi aplicada com um macaco hidráulico. Já as tensões cisalhantes foram aplicadas ao longo da direção circunferencial puxando um jogo de pares de cabos de aço enrolados em torno de um disco de carregamento. As Figura 2.12 e Figura 2.13 apresentam o esquema dos equipamentos. Nesta pesquisa também foi utilizado o raio x, para avaliar a movimentação das partículas frente ao torque.

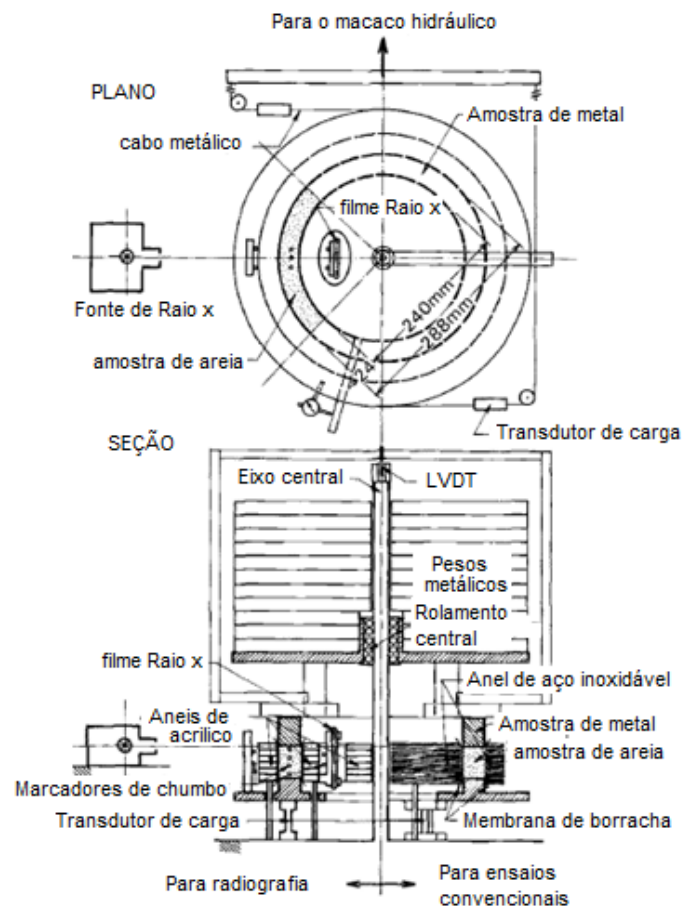


Figura 2.12 - Equipamento utilizado por Yoshimi & Kishida (1981) para ensaios em tensões normais constantes (adaptado de YOSHIMI & KISHIDA, 1981).

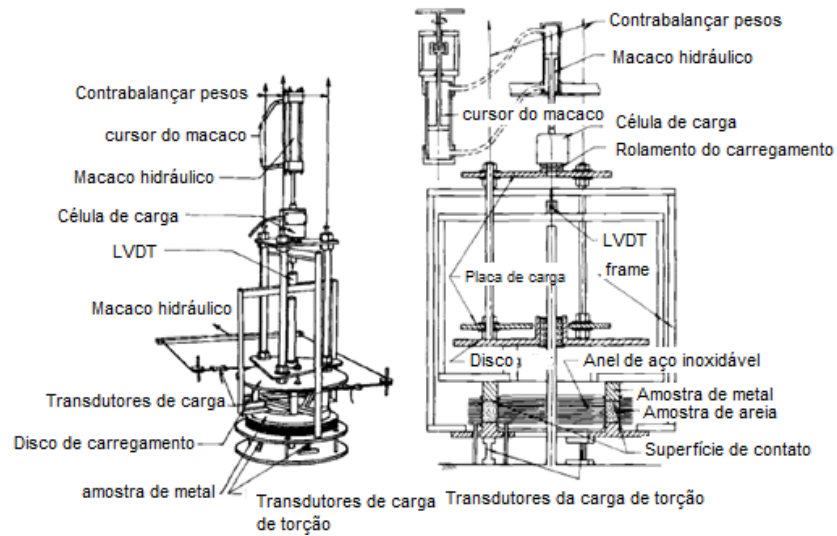


Figura 2.13 - Equipamento utilizado por Yoshimi & Kishida (1981) para ensaios em volume constante (adaptado de YOSHIMI & KISHIDA, 1981).

Lehane *et al.* (1993), Barmopoulos *et al.* (2008) e Ho *et al.* (2011) utilizaram o mesmo equipamento em suas pesquisas, que foi proposto por Bishop *et al.* (1971), apresentado na Figura 2.14. As amostras ensaiadas possuíam 6,0 polegadas (15,24 cm) de diâmetro externo, 4,0 pol. (10,16 cm) de diâmetro interno e 0,75 pol. (1,91 cm) de espessura.

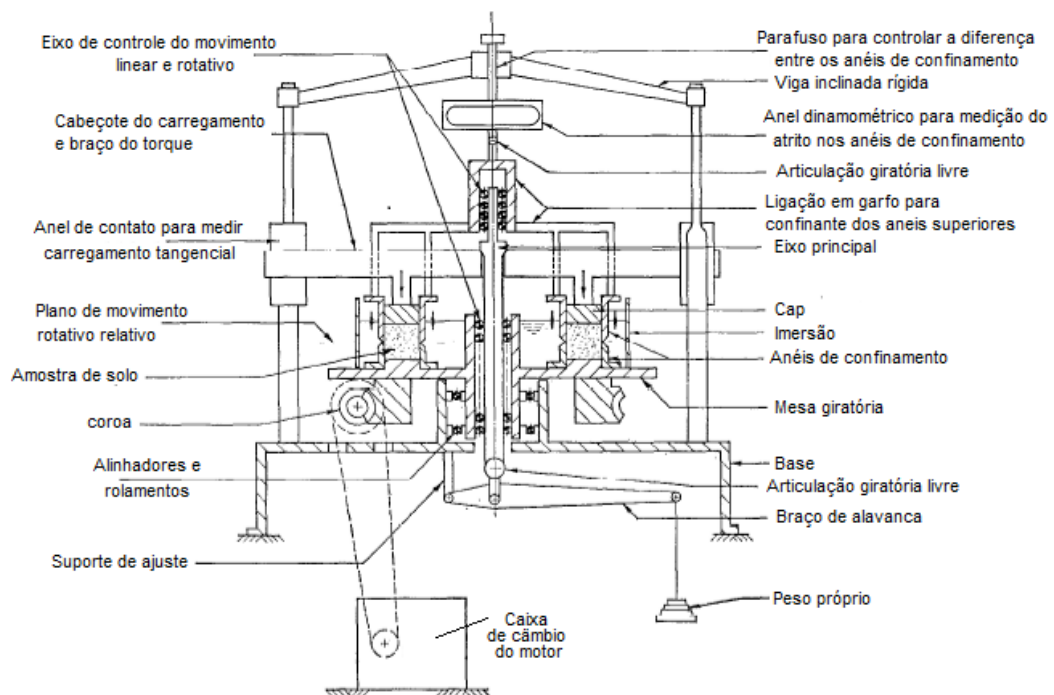


Figura 2.14 – Representação esquemática do equipamento da *Imperial College of London* (adaptado de BISHOP *et al.* 1971).

Cronologicamente, os ensaios chamados convencionais, como o cisalhamento direto, “*simple shear*” e “*ring shear*”, foram melhorados e seguem em uso em pesquisas de interface. Pontos como a continuidade da areia da interface durante o cisalhamento, tipos de aplicação de tensões, redução de atritos, entre outros foram solucionados. Mas também, novas configurações de equipamentos foram desenvolvidas.

A configuração dos ensaios realizados por Brumund & Leonards (1973) consistia em uma amostra cilíndrica de areia encamisada por uma membrana (12,7cm de diâmetro e 25,4 cm de comprimento), ao longo do eixo estava uma haste (2,86 cm de diâmetro e 35,56 cm de comprimento) do material de construção a se ensaiar, apresentada na Figura 2.15. Esta configuração se assemelha ao equipamento cisalhamento direto, porém com contato da interface em duas faces.

Após, retirar-se o ar da membrana, era aplicado uma tensão normal de 8,62 kPa para 86,18 kPa. A haste central então era deslocada em relação a massa de areia gradualmente aplicando-se forças estáticas na direção axial.

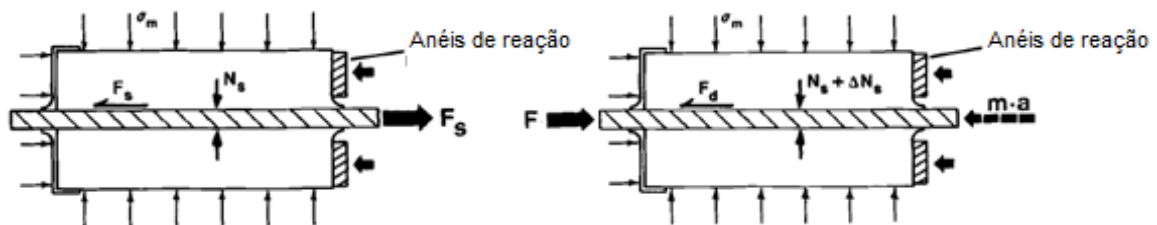


Figura 2.15 - Equipamento utilizado por Brumund & Leonards (1973) (adaptado de BRUMUND & LEONARDS, 1973).

Desai *et al.* (1985) utilizaram o *Cyclic Multi-Degree-Of-Freedom* (CYMDOF), com estrutura medindo 147 cm X 147 cm X 152 cm, tendo a caixa inferior da amostra 41cm X 41 cm (material de construção) e a caixa superior 31 cm X 31 cm (solo). O equipamento se assemelha a um cisalhamento direto convencional, e a representação esquemática do equipamento pode ser vista na Figura 2.16.

A limitação apontada pelo estudo é que, assim como ensaios de cisalhamento direto, a distribuição de tensões normais e cisalhantes na interface não é uniforme, apesar de estudo paramétrico com elementos finitos apresentar uma razoável porção uniforme na interface.

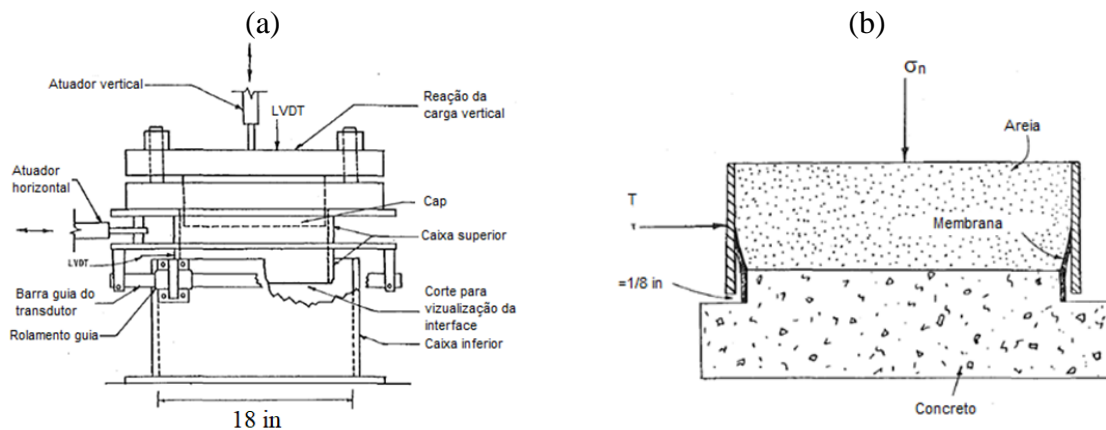


Figura 2.16 – Representação esquemática do equipamento utilizado por Desai *et al.* (1985): (a) Caixa de ensaio e (b) Esquema da colocação da membrana (adaptado de DESAI *et al.*, 1985).

Paikowsky *et al.* (1995) utilizou um equipamento que se assemelhava ao de Brumund & Leonards (1973). O equipamento apresenta interface dupla, com aplicação de tensão confinante em ambos os lados, porém com instrumentação ao longo da interface. A Figura 2.17 apresenta uma ilustração do equipamento com uma vista geral, e a Figura 2.18 apresenta uma vista do croqui de uma amostra a ser ensaiadas.

As principais desvantagens apresentadas pelos autores são a instrumentação especial e que a interface precisa ser suficientemente longa para permitir a medição em locais afastados da zona não uniforme nas extremidades.

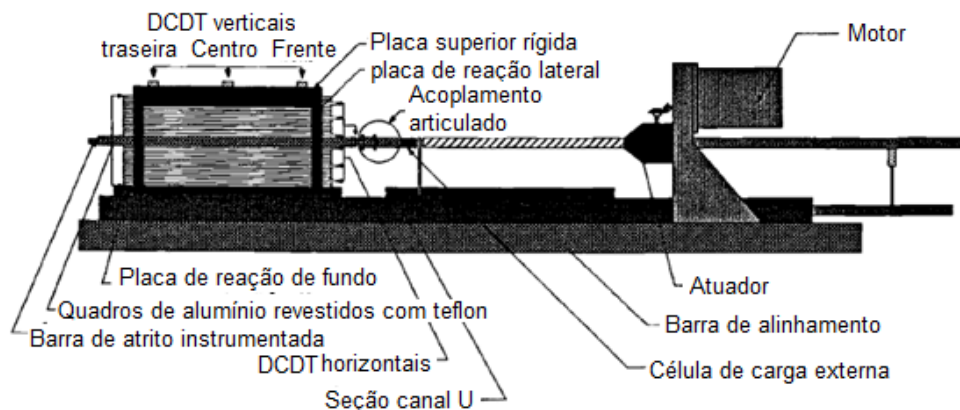


Figura 2.17 - Vista geral do equipamento (adaptado de PAIKOWSKY *et al.*, 1995).

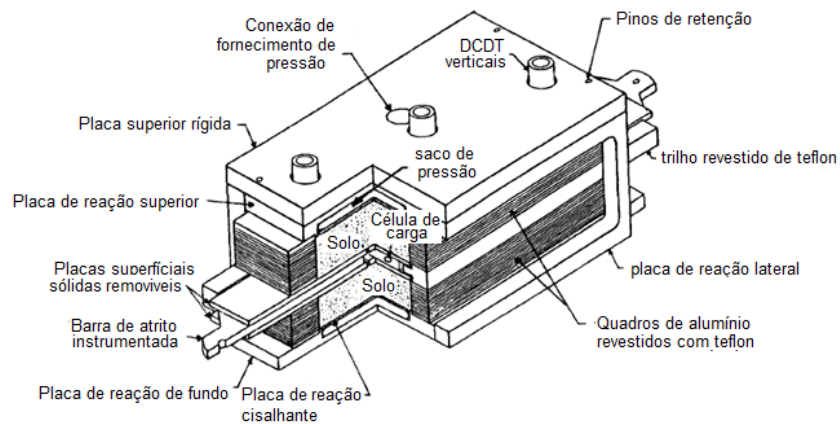


Figura 2.18 - Croqui da amostra na caixa do equipamento (adaptado de PAIKOWSKY *et al.*, 1995).

Reddy *et al.* (2000) utilizaram o equipamento desenvolvido por Reddy *et al.* (1998). O “soil-pile-slip test apparatus” basicamente é similar ao ensaio triaxial, porém a amostra de solo envolta na membrana envolve uma estaca em tamanho reduzido, como pode ser observado na Figura 2.19 (a) e (b).

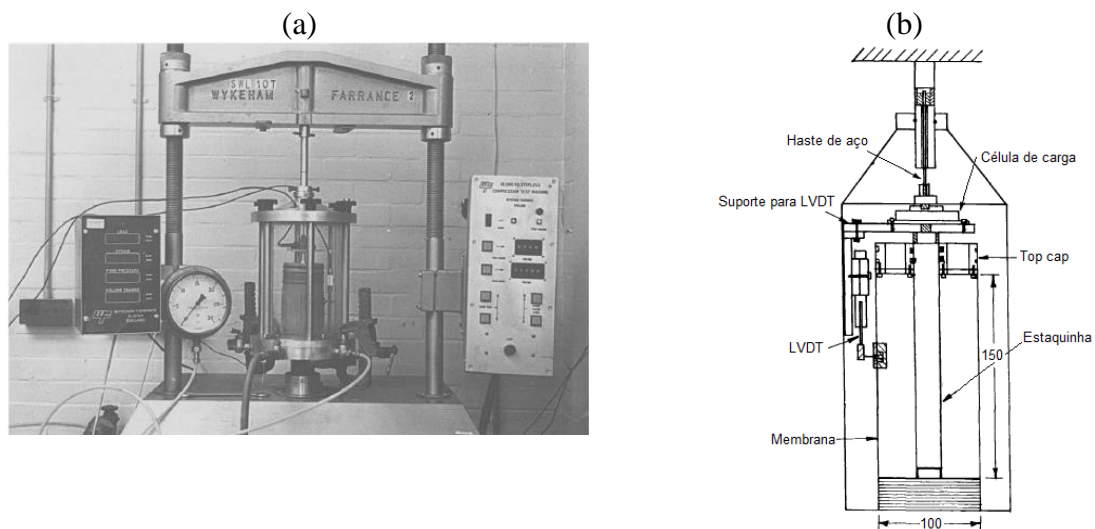


Figura 2.19 - Equipamento “soil-pile-slip”: (a) Vista geral e (b) Croqui com detalhes do equipamento (adaptado de REDDY *et al.*, 1998).

Similar ao equipamento de Reddy *et al.* 1998, Martinez & Frost (2017) utilizaram um dispositivo axissimétrico, que consistia em uma câmara cilíndrica de aço que se aplicava uma tensão lateral constante ao longo do solo (Figura 2.20), que foi desenvolvido por Frost & Dejong (2005). Esta configuração impõe a amostra a condição de tensão lateral constante e zero de deformação vertical.

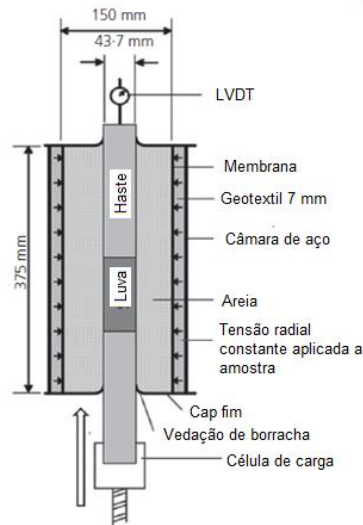


Figura 2.20 – Representação esquemática com detalhes do dispositivo axissimétrico (adaptado de MARTINEZ & FROST, 2017).

Torvar-Valencia *et al.* (2018) utilizou uma câmara DIC, que consistia em uma câmara de calibração de aço semicircular (altura de 1,20 m e diâmetro de 1,68 m). A câmara é equipada com um balão de ar de borracha no topo da amostra que aplica a tensão vertical, uma tampa de reação em aço é aparafusado ao topo da câmara para gerar reação. A câmara ainda apresenta um macaco removível (de capacidade 50 kN) que aplica a carga à estaca ensaiada. São registradas fotos digitais em três janelas de observação (Figura 2.21).

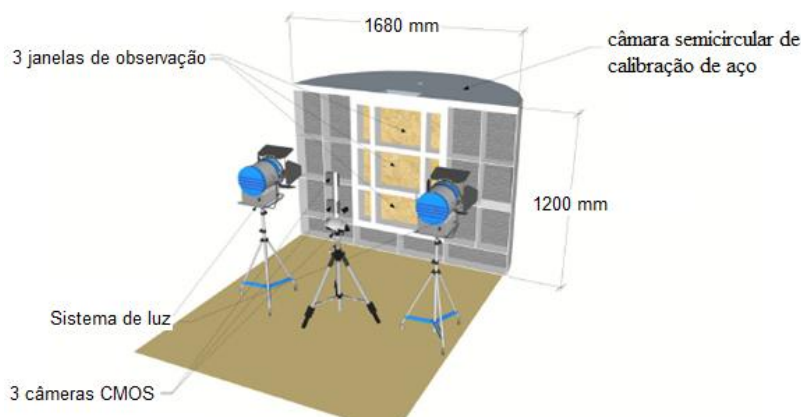


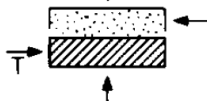
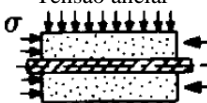
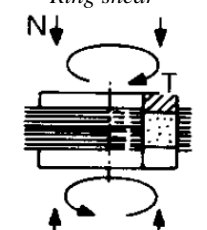
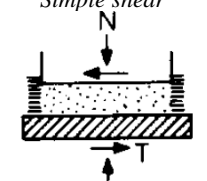
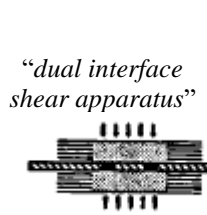
Figura 2.21 – Representação esquemática da câmara de DIC da *Purdue University* (adaptado de TORVAR-VALENCIA *et al.*, 2018).

Kishida & Uesugi (1987) e Paikowsky *et al.* (1995) avaliaram as vantagens e desvantagens dos equipamentos existentes, à época, frente aos utilizados em suas pesquisas. A Tabela 2.2 apresenta as principais características dos ensaios de interface adaptadas por esses autores.

Neste sentido, observa-se um consenso entre todos os autores supracitados de que o “*ring shear*” seria o equipamento ideal para avaliação das interfaces uma vez que a amostra é contínua (anelar), não existindo um fim ou começo. Em contrapartida, esses ensaios exigiriam preparações e operações mais sofisticadas que os demais.

Por esta razão, o “*simple shear*” e o cisalhamento direto, mesmo apresentando tensões desuniformes, são considerados satisfatórios por fornecerem resultados coerentes e ainda podendo ser operado com menores exigências técnicas. Por esta razão este foi o equipamento utilizado nesta pesquisa.

Tabela 2.2 - Principais características dos ensaios de interface.

Tipo	Estudo	Vantagens	Desvantagens
<p>Cisalhamento direto</p> 	<p>Potyondy (1961) Desai <i>et al.</i> (1985) Uesugi & Kishida (1986b)</p>	<p>Facilmente disponível Simplicidade no sistema, preparação e procedimento Material sólido pode ficar na parte superior ou inferior</p>	<p>Não é possível separar o deslocamento da zona de cisalhamento da deformação da areia A área da interface reduz com o incremento dos deslocamentos</p>
<p>Tensão anelar</p> 	<p>Brumund & Leonards (1973) Miyamoto <i>et al.</i> (1975)</p>	<p>Geometricamente similar ao mecanismo de atrito ao longo do fuste das estacas em aço</p>	<p>Desconhecimento das tensões normais na interface Concentração de tensões ao final</p>
<p>Ring shear</p> 	<p>Yoshimi & Kishida (1981)</p>	<p>A interface em um anel é contínua, não tem concentração de tensões ao final e a área da interface é constante Com raio-X é possível separar os deslocamentos da zona de cisalhamento da deformação da areia</p>	<p>Sistema e procedimento complicado Dificuldade em preparar uma amostra de areia uniforme em forma de anel</p>
<p>Simple shear</p> 	<p>Uesugi & Kishida (1986a) Uesugi & Kishida (1986b) Kishida & Uesugi (1987) Kishida & Uesugi (1990)</p>	<p>Área da interface constante Simplicidade no procedimento Separa os deslocamentos da zona de cisalhamento da deformação da areia</p>	<p>Concentração de tensões ao final</p>
<p>“dual interface shear apparatus”</p> 	<p>Paikowsky <i>et al.</i> (1995)</p>	<p>Cisalhamento simple shear ou cisalhamento direto Sem efeitos das fronteiras com relação ao centro Interface única ou dupla para mesma amostra Área de interface constante Podem ser lidos separadamente os deslocamentos da zona de cisalhamento da deformação da areia</p>	<p>Requer instrumentação ao longo da interface Interface precisa ser longa o suficiente para não gerar leituras das zonas não uniformes</p>

* Adaptado de Kishida & Uesugi, (1987) e de Paikowsky *et al.* (1995)

2.2.2 Primeiros estudos quanto a interfaces entre solo e materiais de construção

Até a década de 50, as pesquisas em geotecnia eram mais voltadas a aplicações práticas gerais e desta forma a interface não era avaliada como um material individual. Após este período, a interface em si, como material individual combinado, passou a ser estudada e analisada.

Um dos primeiros estudos para quantificar o comportamento de interface solo-estrutura foi o de Potyondy (1961). O autor avaliou diferentes tipos de solo (areia, argila e uma mistura dos dois) em contato com vários materiais de construção (metal, madeira e concreto) com diferentes rugosidades, além do controle da umidade e de variação da tensão normal, por meio de ensaios de cisalhamento direto com tensão controlada e deformação controlada.

Dentre suas conclusões, Potyondy (1961) observou que para todos os ensaios em interface, o coeficiente de atrito da interface era menor que o ângulo de atrito interno do solo em questão. Assim, ele estabeleceu uma analogia da envoltória de ruptura de Coulomb para expressar o que chamou de “*skin friction*”, o atrito entre materiais, equação 2.13. Desta forma, o atrito seria definido como a soma de uma parcela de adesão (coesão) e uma componente dependente da tensão normal, equacionado como

$$\text{"skin friction"} = f_c c + \sigma \tan(f_\phi \phi) \quad 2.13$$

Para o caso de solos granulares, a parcela da coesão é desprezada, restando apenas a parcela friccional. Este trabalho foi uma grande contribuição para o início dos estudos sobre interface, porém alguns obstáculos foram encontrados, como a apresentação limitada aos ângulos de atrito de interface de pico e a não mensuração da rugosidade destes materiais, apenas os tratando como rugosos e lisos, sem quantificá-los.

Brumund & Leonards (1973) estudaram o atrito entre areias (uma mais grossa quartzosa e uma resultante do esmagamento desta anterior, mais fina) e materiais de construção típicos (metal plano, metal teflon, grafite, concreto rugoso e concreto liso) submetidos a carregamentos estáticos e dinâmicos. Também foram avaliados ensaios em que o grafite e o teflon revestiam o metal e concreto liso avaliando assim o efeito de lubrificantes. Eles definiram que o coeficiente de atrito, μ_s , seria: $\mu_s = F_s/N_s$, sendo F_s a força friccional estática e N_s a força normal a superfície na ruptura, assim como Potyondy (1961).

A Tabela 2.3, a seguir, tem-se os resultados de Potyondy (1961) e Brumund & Leonards (1973). As areias de Brumund & Leonards (1973) tem diâmetro efetivo dos grãos maior e menor (aproximadamente 0,715mm e 0,216mm) que a utilizada por Potyondy (1961) (aproximadamente 0,58mm). E ainda, apesar de também não quantificada, as interfaces de ambos os estudos são sugeridas como similares.

Observando a Tabela 2.3, constata-se que os valores de coeficiente de atrito de Potyondy (1961) resultaram em valores entre as duas areias de Brumund & Leonards (1973). Destacando que a areia utilizada por Potyondy (1961) foi uma areia bem graduada, já as areias utilizadas por Brumund & Leonards (1973) eram mal graduadas.

Tabela 2.3 - Comparação de valores de μ_s de Potyondy (1961) e Brumund & Leonards (1973)*.

	Potyondy (1961)	Brumund & Leonards (1973)	
	Areia do estudo	Areia 20-30	Areia 60-80
Densidade Relativa (%)	66	90	90
Tensão normal (psi)	7,0	7,5	7,5
$\tan \phi''$	0,98	0,84	1,11
μ_s Aço liso	0,45	0,34	0,50
μ_s Concreto liso	0,82	0,60	1,05
μ_s Concreto rugoso	0,97	0,76	1,11

* Adaptado de BRUMUND & LEONARDS (1973)

As principais conclusões obtidas pelo estudo supracitado foram que o coeficiente de atrito da interface é afetado pelo tamanho, angularidade e textura da superfície dos grãos de areia, independentemente da natureza da superfície de ruptura, fato contestado em outras pesquisas posteriores. Além disto, quando a superfície do material de construção for rugosa em comparação ao tamanho dos grãos de areia, o ângulo de atrito da interface supera o ângulo de atrito interno da areia, ocorrendo assim ruptura na areia.

Por esta razão, pôde-se afirmar que a $\tan \phi'$ é um limite superior do coeficiente de atrito na interface, já que o ângulo de atrito interno da areia é praticamente independente da taxa de carregamento.

Kulhawy & Peterson (1979) reforçaram que nenhum estudo anterior ao seu quantificou a rugosidade da interface. Apenas as definiu, de forma geral, como rugosa para os casos em que

o ângulo de atrito na interface era maior que o ângulo de atrito do solo, ou ainda que a projeção da superfície era maior que o diâmetro efetivo dos grãos do solo.

Assim, os autores realizaram um extensivo programa experimental em interfaces entre areia e concreto analisando dois tipos de areia, três tensões normais, três densidade relativas, e quatro rugosidades de interface. Além dos ensaios controle, realizados na areia.

Foram utilizados dois tipos de agregado, um com diâmetro maior (mix 1) e outro menor (mix 2) na produção das interfaces. Na produção da superfície lisa, foi colocado o concreto em contato a uma peça lisa de vidro por 24 horas e após este tempo o concreto foi desmoldado e colocado em imersão por 28 dias.

A superfície intermediária e a rugosa seguiram o mesmo procedimento, sendo que para a superfície intermediária foi utilizado o concreto mix 2 e a superfície rugosa o concreto mix 1, e ainda, após desmoldar os blocos, foi lavado e vigorosamente escovado de modo a expor os agregados na superfície.

A interface mais rugosa, foi a que o concreto fresco, diferente do utilizado nas interfaces anteriores, foi posto em contato as duas areias estudadas, nas tensões normais de cada ensaio. Os ensaios desta interface aconteceram entre 3 a 5 dias, dependendo da resistência do concreto alcançada, adotada como a mesma alcançada nos 28 dias das outras interfaces, 27MPa.

Quanto as resistências de pico, os autores observaram que o ângulo de atrito de pico na interface era tipicamente maior que o ângulo de atrito de pico da areia, em se tratando de areias densas. Já para as areias fofas, o ângulo de atrito de pico da interface era igual ou um pouco menor que o ângulo de atrito da areia.

Os autores também estabeleceram uma equação para a rugosidade da superfície da interface, baseada na curva granulométrica do agregado do concreto e do solo em contato. E ainda, definiram as quatro possibilidades de ocorrências físicas do comportamento da interface, apresentadas na Figura 2.22.

Para os casos de interface com grandes partículas e pequenas ondulações, o comportamento é comandado pelos deslizamentos dos grãos de solo na interface, ou seja, o ângulo de atrito da interface é menor que a do solo. Já para o outro caso extremo em que a interface é composta

por pequenas partículas e grandes ondulações, essas grandes ondulações causam maiores intertravamentos eu as partículas de solo, sendo então o ângulo de atrito da interface maior que o ângulo de atrito do solo, ou seja, o comportamento da interface é comandado pelo ângulo de atrito do solo.

Existem ainda duas outras possibilidades, as interfaces entre grandes partículas e grandes ondulações e as pequenas partículas e suaves ondulações, que tendem a comportamentos intermediários aos expostos anteriormente. Outra contribuição encontrada foi que as razões do ângulo de atrito da interface de pico e o residual foram consistentes e essencialmente independentes do tipo de interface.

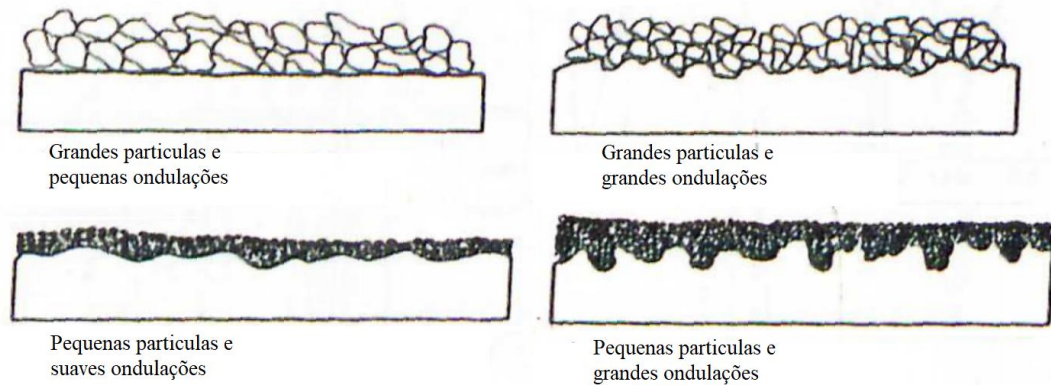


Figura 2.22 - Modelos físicos de comportamento da interface (adaptado de KULHAWY & PETERSON, 1979).

Apesar das contribuições positivas quanto ao enfoque da rugosidade da interface, o estudo de Kulhawy & Peterson (1979) considerou uma medição indireta a partir da granulometria, sendo assim questionável.

A partir destas pesquisas enfocadas em avaliar a interface em si, como um material individual, a ideia de avaliar os fatores que a influenciavam foi fortalecida. Desta forma, as pesquisas foram conduzidas de modo a especificar materiais, em que o controle tecnológico era mais preciso, como os metais.

2.2.3 Interfaces entre areia e metal

As interfaces entre areia e materiais metálicos (aço, ferro fundido, alumínio, entre outros) foram destacadas pela forte tendência da indústria em aplicações destes, principalmente em estacas cravadas, e o seu alto grau de controle tecnológico. Nesse contexto, Yoshimi & Kishida (1981)

utilizaram o equipamento “*ring shear*” para realização de ensaios de interface entre três areias e uma superfície de aço com diferentes rugosidades.

As amostras anelares tinham 288 mm de diâmetro externo e 240 mm de diâmetro interno. As placas metálicas ensaiadas foram dispostas na parte inferior da amostra, e as três areias uniformes utilizadas, Toyoura, Tonegawwa e Niigata, foram dispostas na parte superior do molde por pluviometria.

Além das contribuições e contribuições quanto ao equipamento, neste estudo, foi introduzida as referências quanto a medidas diretas e definições da rugosidade, por meio de $R_{\text{máx}}$. O material da superfície utilizado foi um metal, em que o controle na fabricação tinha acurácia as diversas condições de rugosidade estudadas. Foi utilizada apenas uma tensão confinante de 105kPa.

A Figura 2.23, apresenta os resultados típicos de Yoshimi & Kishida (1981), que correspondem a 105kPa de tensão confinante, utilizando a areia Tonegawa. Nestes resultados, constata-se que no estágio inicial todas as curvas seguem uma mesma trajetória, independentemente da rugosidade, mas para um segundo estágio, quanto maior a rugosidade maior a tendência a variação volumétrica vertical, e mobilização de resistência da interface.

Por esta razão, a principal contribuição do estudo foi a existência de uma relação da rugosidade da superfície e a resposta do comportamento da interface, contrapondo Kulhawy & Peterson (1979), independentemente da densidade da areia. E, por fim, que o coeficiente de atrito na interface areia e aço tem uma grande variação, uma vez que para superfícies de metal muito suaves (lisas), seus valores correspondem de 22 a 43% das de superfície mais rugosa.

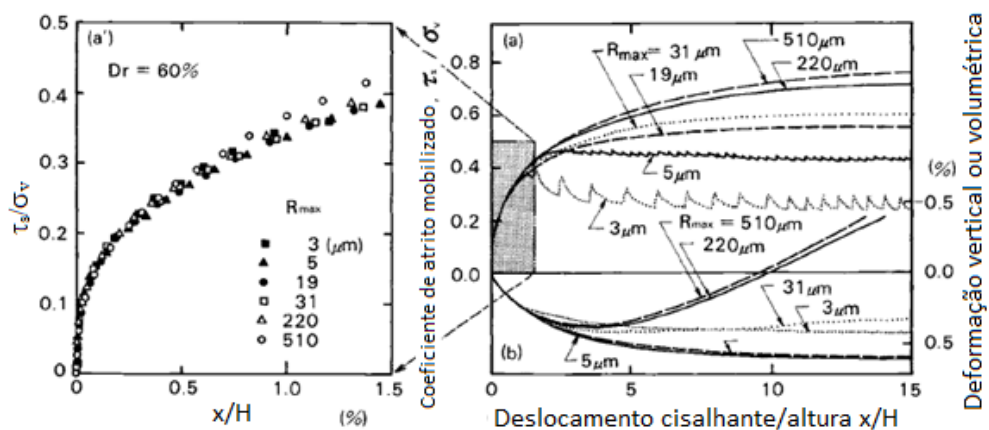


Figura 2.23 - Resultados típicos para a interface entre a areia *Tonegawa* e metal para $\sigma_v = 105$ kPa (adaptado de YOSHIMI & KISHIDA, 1981).

Cabe destacar que em sua discussão, os autores pontuaram que analisando as imagens de raios-x realizadas, era possível medir uma zona de intenso cisalhamento que chegava até a aproximadamente 9 vezes o diâmetro efetivo dos grãos da areia.

Uesugi & Kishida (1986a) realizaram uma série de ensaios “*simple shear*” na interface da areia seca e aço para estudar a significância dos múltiplos fatores que influenciam o coeficiente de atrito da interface. Foram realizados ensaios com dois tipos de areia (Toyoura e Fukushima), variações de diâmetro efetivo - D_{50} - (0,55 até 0,62 mm e 0,15 até 0,19 mm), superfície de rugosidade do aço (1,5 a 3 μm e 10 a 15 μm) e tensões normais (98 kPa e 980 kPa). Além desses ensaios, foram ainda utilizados os resultados de outras pesquisas para uma avaliação paramétrica.

A principal conclusão do estudo foi que o tipo de areia e a rugosidade do aço tem significativa influência sobre o coeficiente de atrito da interface. Já a influência do diâmetro efetivo dos grãos e da tensão normal não foi significativo, porém uma pequena influência para tensões normais maiores que 3,9 MPa foi observada, provavelmente ligada a quebra de grãos.

Por fim, eles concluíram que quanto mais suave (lisa) a superfície do metal, o cisalhamento ocorre ao longo da superfície de contato metal-areia, enquanto o cisalhamento na massa da areia pode ocorrer no caso de uma superfície de metal mais rugosa. Assim, o limite superior do coeficiente de atrito da interface é dado pela resistência ao cisalhamento da massa de areia no ensaio “*simple shear*” (Figura 2.24).

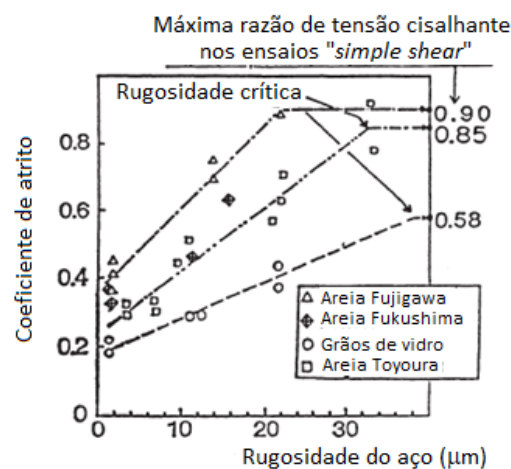


Figura 2.24 - Efeito da rugosidade e do tipo de areia no coeficiente de atrito (adaptado de UESUGI & KISHIDA, 1986a).

Dando continuidade às pesquisas, Uesugi & Kishida (1986b) adicionaram ao estudo a avaliação do coeficiente de atrito na plastificação, além de incluir resultados com a areia Seto aumentando a variação de diâmetro efetivo $-D_{50}$ (0,16 a 1,82 mm), e realizaram ensaios de cisalhamento direto (amostras de 400mm X 100 mm) nas mesmas condições dos ensaios “*simple shear*” para comparações dos equipamentos.

A partir dos resultados, foi observado que o coeficiente de atrito na plastificação para os ensaios de “*simple shear*” e cisalhamento direto chegaram a valores similares. Já, ao comparar seus resultados aos de Yoshimi & Kishida (1981), Figura 2.25, nos ensaios de “*ring shear*”, os ângulos encontrados foram um pouco maiores que os dos demais ensaios, que provavelmente ocorre devido a não uniformidade das tensões e deformações.

As principais conclusões foram que utilizando o método de avaliação experimental, a rugosidade do metal, o diâmetro efetivo da areia e o tipo de areia têm influência relevante sobre o coeficiente de atrito. O tipo de ensaio, coeficiente de uniformidade e tensões de confinamento não apresentaram grande importância. Os autores também concluíram que o coeficiente de atrito pode ser correlacionado com a forma das partículas de areia e a rugosidade normalizada da interface areia-aço.

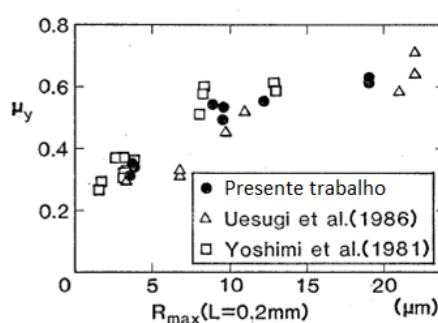


Figura 2.25 - Comparação dos resultados de Uesugi & Kishida (1986a), Uesugi & Kishida (1986b) e Yoshimi & Kishida (1981) (adaptado de UESUGI & KISHIDA, 1986b).

Kishida & Uesugi (1987) comparou resultados de ensaios sob as mesmas condições com um equipamento de cisalhamento direto e o “*simple shear*”. A Figura 2.26 apresenta a comparação dos resultados destes ensaios sob as mesmas condições. Apesar de apresentarem mesmo nível de tensões cisalhantes de pico mobilizadas na interface, os deslocamentos horizontais eram consideravelmente diferentes. Os deslocamentos necessários para a mobilização das tensões

cisalhantes máximas são pequenos para o “*simple shear*” e mais pronunciados para o cisalhamento direto.

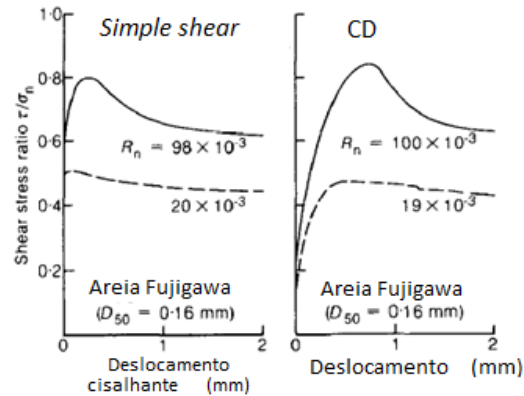


Figura 2.26 - Comparação de resultados entre os ensaios “*simple shear*” e cisalhamento direto de Kishida & Uesugi (1987) (adaptado de KISHIDA & UESUGI, 1987).

Esta situação justifica-se, pois, no “*simple shear*” a leitura de deslocamento horizontal ocorre para a zona de cisalhamento da interface em si, sem considerar a parcela de deslize de ajuste da areia, e no cisalhamento direto o deslocamento do ensaio embute esta contribuição, sem poder separá-los.

Uesugi *et al.* (1988) descreve um método observacional do deslizamento das partículas de areia próximas a interface areia-aço em ensaios “*simple shear*” com parede de vidro. O equipamento foi alterado para se avaliar a movimentação das partículas próximas a interface. Na Figura 2.27 é apresentada uma foto típica durante o ensaio e na Figura 2.28 é apresentada a movimentação das partículas.

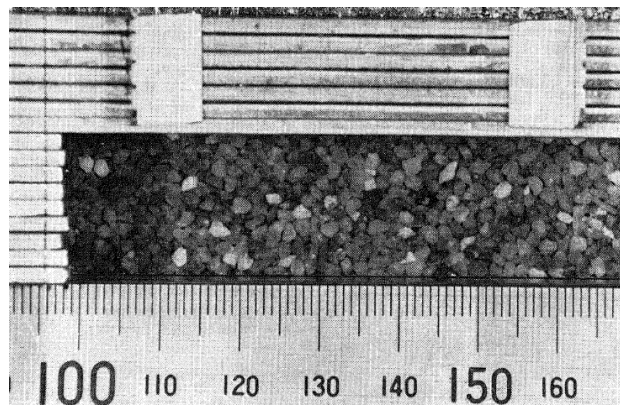


Figura 2.27 - Foto típica durante o ensaio de “*simple shear*” adaptado (UESUGI *et al.*, 1988).

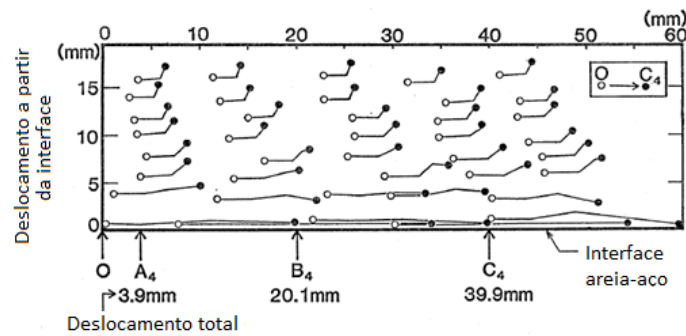


Figura 2.28 – Representação esquemática do deslocamento das partículas no ensaio N° 4 (adaptado de UESUGI *et al.*, 1988).

A partir dos dados, Uesugi *et al.* (1988) concluíram que antes da mobilização da resistência de pico, foi observado um pequeno deslizamento na interface, de ajuste, e a massa de areia deformava uniformemente. No pico, a interface iniciava o deslizamento propriamente dito. E então, para interfaces rugosas, as partículas deslizavam rolando para cima e para baixo. Enquanto para uma interface lisa, a massa de areia deslizava sem grandes variações verticais.

Uesugi *et al.* (1988) ainda reportaram que uma zona de cisalhamento era formada para ensaios em interface rugosa, e esta zona formada justificaria a redução na resistência durante o deslizamento na interface. Enquanto, para interfaces lisas, não existia formação de zona de cisalhamento.

Lehane *et al.* (1993) estudaram os mecanismos de resistência lateral de estacas metálicas cravadas em areias. Seu trabalho, além de apresentar resultados de prova de carga em estacas cravadas, também apresentou uma série de ensaios de cisalhamento direto e “*ring shear*” na areia de Labenne, assim como na interface entre essa areia e superfícies metálicas similares às estacas usadas na região.

Os ensaios “*ring shear*” foram realizados para simular o processo de instalação das estacas, sendo realizados deslocamentos a uma taxa de 8,5 mm/s. Em seguida, a amostra era cisalhada sob condições drenadas, e apresentavam parâmetros próximos aos medidos nos ensaios de cisalhamento direto. Por esta razão, os resultados de Lehane *et al.* (1993) indicaram que a resistência da interface era indiferente ao histórico de cisalhamento prévio.

Jardine *et al.* (1993) exploram os fatores que afetam os valores de δ utilizando de ensaios de laboratório (cisalhamento direto na interface) e provas de carga de estacas instrumentadas. Seu

estudo evidenciou que, diferentemente dos estudos de Uesugi e colaboradores (UESUGI & KISHIDA, 1986(A); UESUGI & KISHIDA, 1986(B); KISHIDA & UESUGI, 1987; KISHIDA & UESUGI, 1990), δ estava diretamente ligado ao ângulo de atrito no estado crítico, e não ao ângulo de atrito de pico, porém, cabe ressaltar que seu trabalho era relativo a estacas cravadas, onde os níveis de deformação ao longo da estaca são consideráveis.

Paikowsky *et al.* (1995) apresentaram um estudo com equipamento similar ao utilizado por Brumund & Leonards (1973). Em seus resultados foi verificado que enquanto a superfície não for rugosa o suficiente para mobilizar cisalhamento dentro da massa de solo, a dilatância não existe, e como resultado, a dilatância não contribui na resistência ao cisalhamento da interface.

A Figura 2.29 apresenta uma das principais contribuições de Paikowsky *et al.* (1995). Utilizando a rugosidade normalizada (R_n) e o ângulo de rugosidade (α°), as interfaces estudadas foram divididas em três zonas: Zona I (lisa), em que, abaixo de uma certa rugosidade normalizada, a interface permanece lisa, resultando em um coeficiente de atrito da interface constante para todos os tamanhos de grãos; Zona II (intermediária), em que o atrito aumenta juntamente com o aumento da rugosidade normalizada; e Zona III (rugoso), em que o ângulo de atrito interno do solo é totalmente mobilizado, e a resistência por atrito é função da densidade do solo.

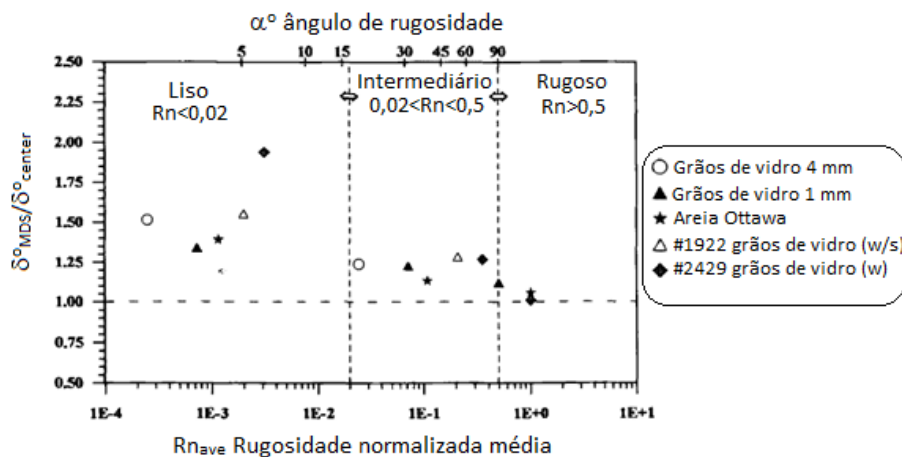


Figura 2.29 - Divisão do comportamento de interfaces (adaptado de PAIKOWSKY *et al.*, 1995).

Tabucanon *et al.* (1995) apresentaram resultados de ensaios de cisalhamento direto CNS (rigidez normal constante) e CNL (carga normal constante), em areias (calcária e siliciosa) e

interfaces areias e metal. Eles observaram que os ensaios CNS e CNL apresentavam mesma relação de tensão residual. Desta forma, aparentemente o comportamento das interfaces não é influenciado pela condição de rigidez normal constante.

Fioravante *et al.* (1999) também compararam resultados de interface dos dois tipos ensaios de cisalhamento direto em interfaces, o CNL e o CNS. Foram realizados ensaios em três areias reconstituídas com duas densidades relativas e quatro placas de alumínio. Estudo similar foi proposto por Porcino *et al.* (2003) e Mortara (2001).

As principais contribuições desses estudos foram que em ensaios CNL, a interface mostra uma tendência de dilatar ou contrair na direção normal. E esta tendência foi controlada não apenas pela natureza da areia, mas também devido à rugosidade da superfície sólida.

Além disto, eles observaram que o efeito da rigidez normal na resistência ao cisalhamento mobilizada de interfaces nos ensaios CNS eram estritamente relacionadas ao comportamento dilatante e contrativo observados nos ensaios CNL. Particularmente em interfaces rugosas, que são predominantemente dilatantes em ensaios CNL, observa-se um aumento da tensão normal corrente quando cisalhados nos ensaios CNS, e ainda, este incremento causa um incremento na tensão cisalhante corrente. Sendo o oposto observado em interfaces lisas.

Reddy *et al.* (2000) realizaram estudos para mensurar o ângulo de atrito da interface (2 areias e 4 superfícies de metal) utilizando ensaios de cisalhamento direto para compará-los a ensaios “*soil-pile-slip*” descritos por Reddy *et al.* (1998). Os ensaios de cisalhamento direto foram utilizados, pois são uma forma mais simples e facilmente encontrado em laboratórios convencionais. Após estas determinações, eles ainda estimaram a capacidade de carga do fuste de alguns modelos de estacas.

As principais contribuições de Reddy *et al.* (2000) foram que o ângulo de atrito da interface não pode ser expresso como uma porcentagem do ângulo de atrito interno do solo, mas pode ser assumido para cada caso individualmente e ainda, que os resultados de ensaios de cisalhamento direto na interface podem ser comparados aos obtidos pelo ensaio “*soil-pile-slip*”.

Dove & Jarret (2002) apresentaram resultados de um estudo da geometria da superfície que mostrou que a caracterização da superfície tem ligação direta entre a topografia da superfície e

seu comportamento mecânico, dentro da ótica de Geotribologia. E que as dimensões de altura, espaçamento e ângulo da superfície controlam o comportamento da interface.

Frost *et al.* (2002) realizaram ensaios de interface e modelaram numericamente para avaliar o efeito da rugosidade e rigidez do material de construção (como material contínuo) na resistência da interface. Quanto aos ensaios de laboratório, foram realizados ensaios em três magnitudes de rugosidade diferentes, que apresentou aumento de mais de 20° o ângulo de atrito de atrito de pico da interface com o aumento da rugosidade. Já quanto a rigidez do material, foi observado que em rigidezes menores, os valores de ângulo de atrito da interface aumentavam.

Em Frost *et al.* (2004) foi focado as questões referentes a zonas de cisalhamento, definida por Desai *et al.* (1985) como uma zona em que a ruptura na interface ocorre. Foi identificado, por meio de ensaios de laboratório, dois domínios de formas de cisalhamento na interface, o primeiro, o cisalhamento no contato solo-superfície com insignificante deformação da estrutura do solo, e o segundo com cisalhamento ocorrendo na interface induzindo deformações na estrutura granular (Figura 2.30). Estes resultados confirmam o observado por Desai *et al.* (1985) em amostras de concreto.

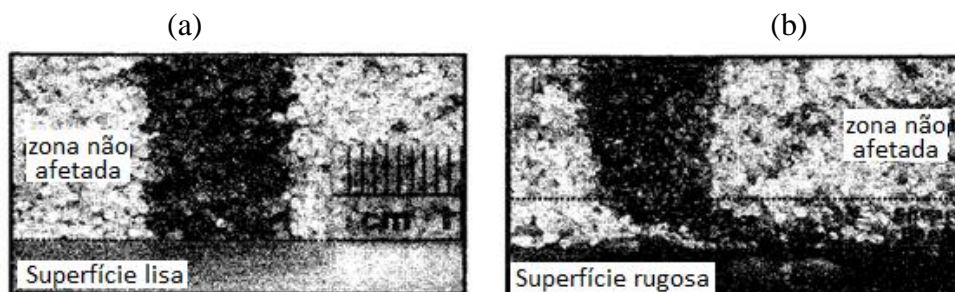


Figura 2.30 - Formas de cisalhamento do material granular na interface: (a) em superfície lisa, e (b) em superfície rugosa (adaptado de FROST *et al.*, 2004).

Frost *et al.* (2004) evidenciaram que a hipótese de a zona de cisalhamento da interface ser equivalente à metade da zona de cisalhamento do solo, é razoável. Além disto, mostraram uma contradição, pelos dados expostos, do tradicional entendimento de que a zona de cisalhamento podia ser normalizada pela multiplicação única do tamanho da partícula (D_{50}), contrapondo neste caso Desai *et al.* (1985).

Lings & Dietz (2005) focaram seu trabalho em entender a dilatância da interface e medi-la por meio de um equipamento de cisalhamento direto modificado. A Figura 2.31 apresenta sua

principal contribuição, que quando a dilatância e atrito são normalizados pelos correspondentes na mesma densidade no cisalhamento direto, o efeito da densidade aparentemente desaparece, e uma relação única pode ser encontrada.

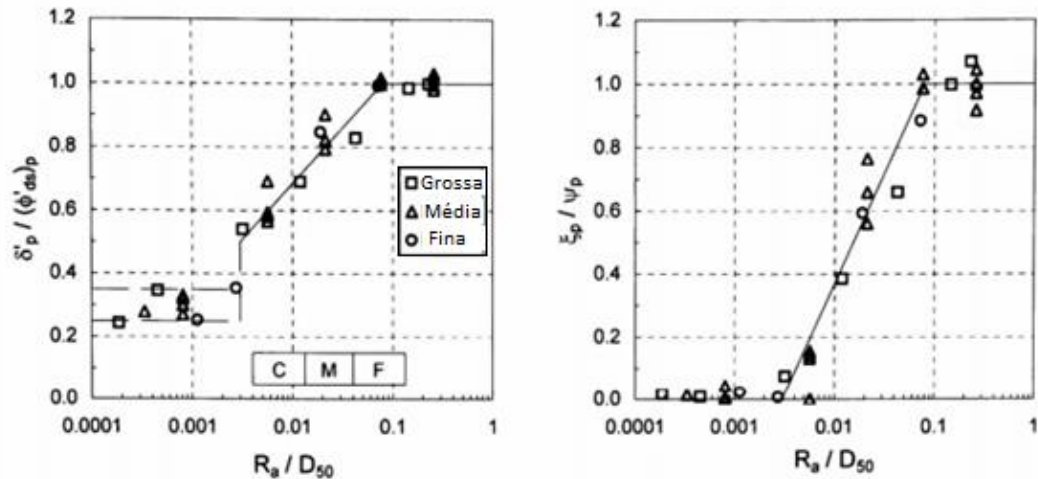


Figura 2.31 - Dilatância e atrito da interface normalizados *versus* rugosidade relativa (adaptado de LINGS & DIETZ, 2005).

Seguindo as pesquisas quanto a grandes deformações em interfaces (Lehane *et al.*, 1993; Jardine *et al.*, 1993) Barmopoulos *et al.* (2008) e Ho *et al.* (2011) realizaram ensaios “ring shear”, em interfaces de diferentes areias e superfícies metálicas, para examinar os efeitos de quebra de grãos e mudança de textura das interfaces em grandes deformações, a Figura 2.32 apresenta uma vista das amostras após ensaio, que confirmam a existência da quebra de grãos a grandes deformações.

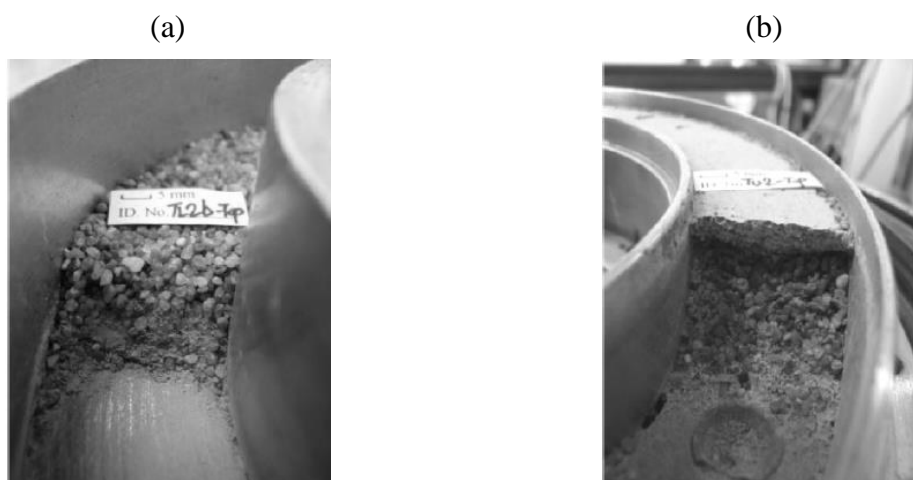


Figura 2.32 - Exemplos de zonas de cisalhamento pós-ensaio, (a) areia 7/14 ensaiada na parte superior e (b) areia 7/14 ensaiada na parte inferior (adaptado de HO *et al.*, 2011).

Eles observaram que, para seus dados, em ambas as superfícies o ângulo de atrito da interface no estado crítico (δ_{cv}) não era significativamente dependente da tensão normal. Além disto, observaram que grandes deformações permitiam significativa quebra de partículas causando consideráveis mudanças na rugosidade da superfície e diminuição do δ_{cv} . Além de confirmar que δ_{cv} é dependente do deslocamento. Assim, para cada situação de campo encontrada, deve-se considerar um tipo de ensaio que represente melhor tais condições.

Martinez & Frost (2017) estudaram o efeito de diferentes formas de rugosidade aplicada a superfície, em câmara desenvolvida por Frost *et al.* (2005), na resposta do comportamento mecânico. A Figura 2.33 ilustra as superfícies utilizadas e a abordagem destas diferentes formas, chamadas de obstrução.

Seus resultados indicaram que a resistência da interface com formas aleatórias e com nervuras eram restritas a condição $\delta = \phi'$, enquanto as formas estruturadas efetivamente mobilizavam condições $\delta > \phi'$.

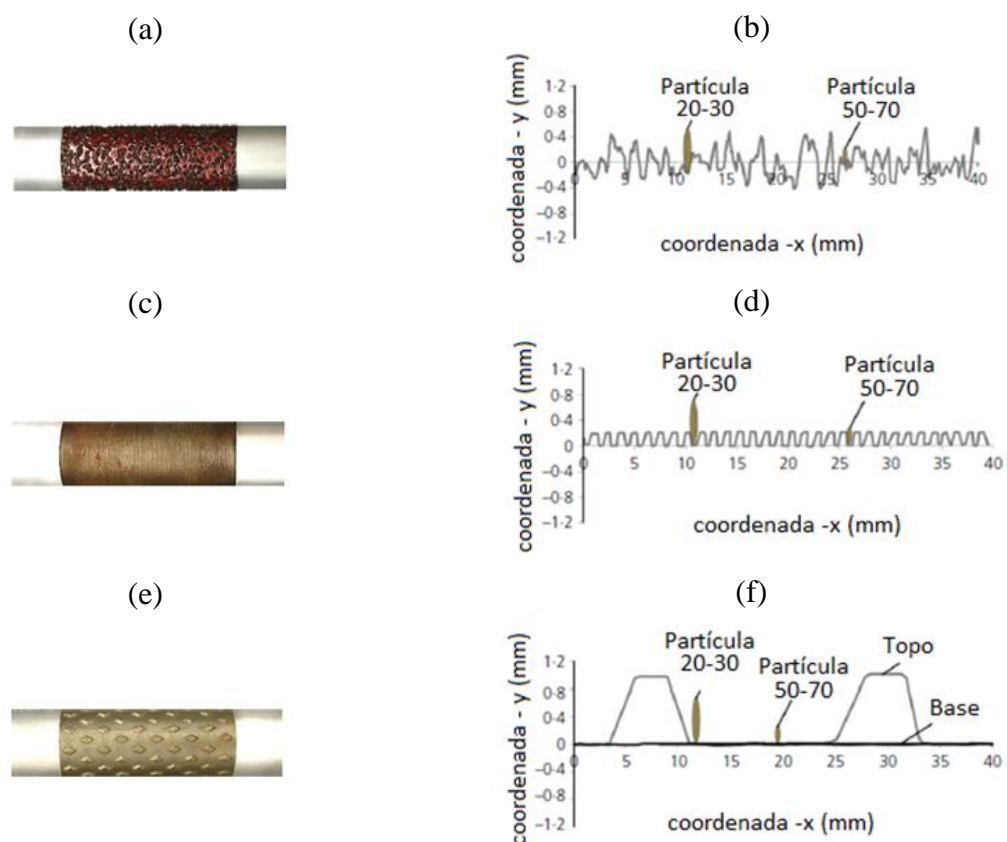


Figura 2.33 - Superfícies utilizadas e a abordagem da obstrução: (a) e (b) aleatórias; (c) e (d) com nervuras e (e) e (f) estruturadas (adaptado de MARTINEZ & FROST, 2017).

Eles afirmam que tal fato ocorre, pois nas interfaces com formas aleatórias e com nervuras, devido a estas obstruções, o comportamento se assemelha a uma interface “areia-areia”. Enquanto nas interfaces com formas estruturadas, estas obstruções não causavam mobilizações adicionais de resistências. Tais efeitos podem ser observados na Figura 2.34.

Na Figura 2.34 (a) onde a luva metálica é lisa, o zona de cisalhamento se mantém muito próximo a interface, em uma fina camada, enquanto nas luvas metálicas com lixa (Figura 2.34 (b)), luvas metálicas com nervuras (Figura 2.34 (c)) e luvas metálicas diamantadas (Figura 2.34 (d)) ocorre uma zona de cisalhamento mais expressiva, que tem espessura que depende do formato da rugosidade.

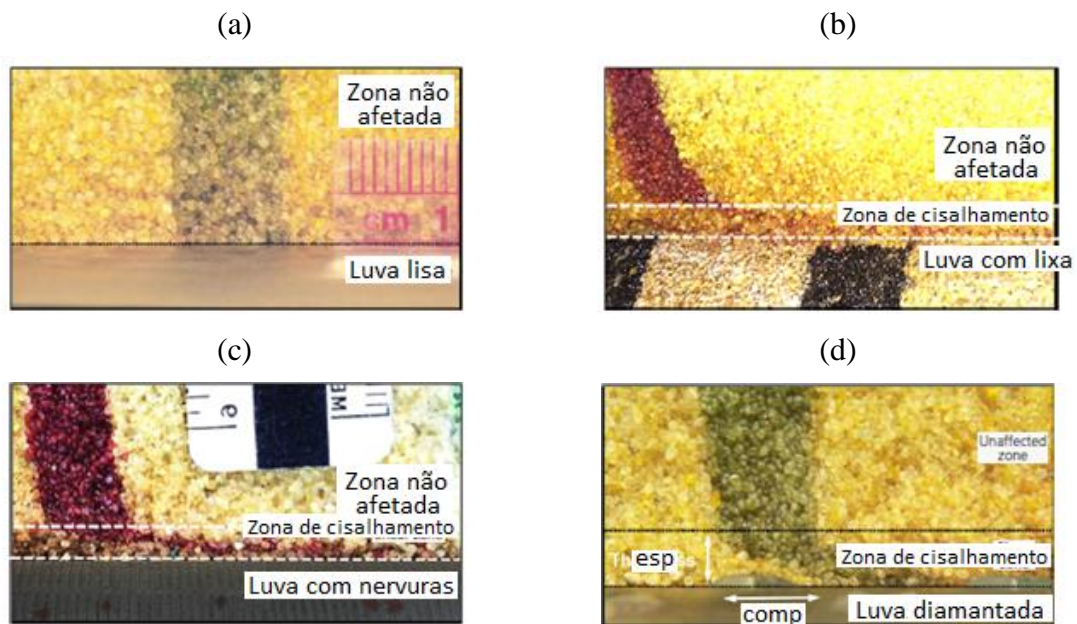


Figura 2.34 - Imagens das zonas de cisalhamento nas superfícies: (a) lisa; (b) “areia-areia”; (c) com nervuras e (d) estruturadas (adaptado de MARTINEZ & FROST, 2017).

Muito próximo aos estudos de Martinez & Frost (2017), em que se utiliza amostras em formato de estacas, Torvar-Valencia *et al.* (2018) apresentam resultados de ensaios de arranchamento em estacas-modelo semicircular com diferentes rugosidades (Figura 2.35) macaqueadas em areia, realizados em câmara de calibração semicircular com capacidade de correlação de imagem digital, focando o estudo em estacas mega. Eles observaram que efeito do aumento da rugosidade era mais pronunciado em areias densas, que em areias fofas.

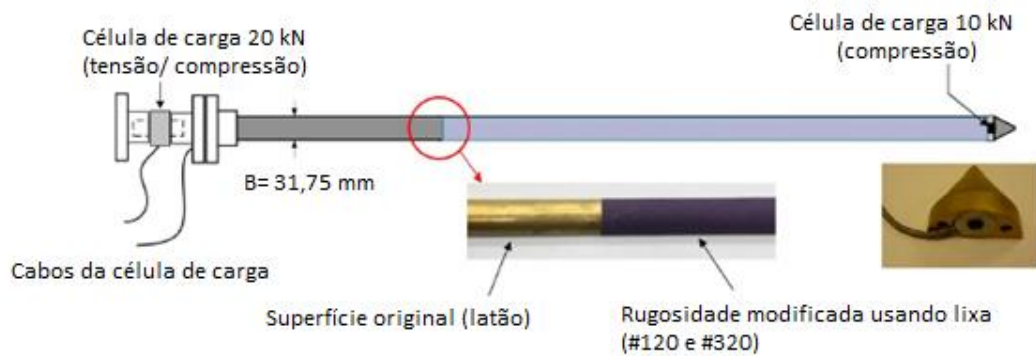


Figura 2.35 - Estaca modelo semicircular utilizada por Torvar-Valencia *et al.* (2018) (adaptado de TORVAR-VALENCIA *et al.*, 2018).

Em conjunto a este trabalho Han *et al.* (2018) estudaram os efeitos da rugosidade, formato das partículas e graduação da areia em interfaces entre areia e superfícies metálicas. De modo a simular estacas de campo, as rugosidades foram realizadas a partir da utilização de solução salina como agente degradador e medidas com rugosímetro digital de contato. Na Figura 2.36 é apresentada as interfaces lisa e desgastada. Foram utilizadas 10 areias diferentes, com caracterização completa. Os ensaios foram realizados em um equipamento de cisalhamento direto adaptado. Em adição ao estudo ainda foram realizados alguns ensaios de interface utilizando lixa para simular maiores rugosidades.

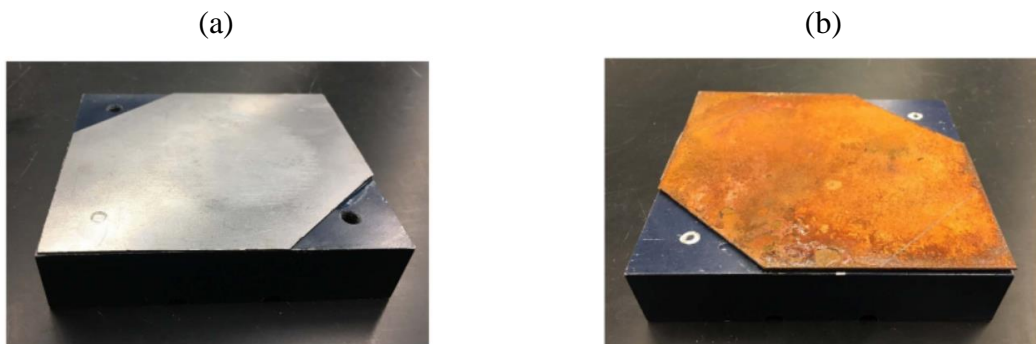


Figura 2.36 - Interfaces de aço utilizadas por Han *et al.* (2018): (a) aço liso e (b) aço desgastado (HAN *et al.*, 2018).

Han *et al.* (2018) reafirmaram que a rugosidade tem um importante papel na resistência ao cisalhamento da interface, mas que este crescimento alcança um patamar em que a razão entre o ângulo de atrito na interface e o ângulo de atrito do solo se matem aproximadamente 1, apresentada por Uesugi & Kishida (1986a) como rugosidade crítica.

Na Figura 2.37 são apresentadas suas principais contribuições. Para as areias uniformes, foi encontrada uma relação única independentemente do tamanho das partículas e morfologia entre a razão dos ângulos de atrito no estado crítico (δ_{EC}/ϕ'_{EC}) e a rugosidade da interface normalizada (R_n), que é apresentado na Figura 2.37 (a).

Já na Figura 2.37 (b) em que foram apresentados os resultados dos ensaios de todas as interfaces, areias uniformes e graduadas e superfícies metálicas e lixa, observa-se que o comportamento para os diferentes materiais empregados na superfície da interface apresenta certa continuidade, tendendo ao entendimento de que a rugosidade da superfície na interface tinha mais influência que o material aplicado na mesma. E ainda, que existia uma divisão de padrão de comportamento entre areias graduadas e uniformes.

Diyaljee (2019) realizou questionamentos quanto as conclusões de Han *et al.* (2018) quanto ao efeito da morfologia, que foi respondido por Han *et al.* (2019). Eles afirmaram que a morfologia da partícula afeta significativamente a resistência ao cisalhamento da interface entre aço e areia.

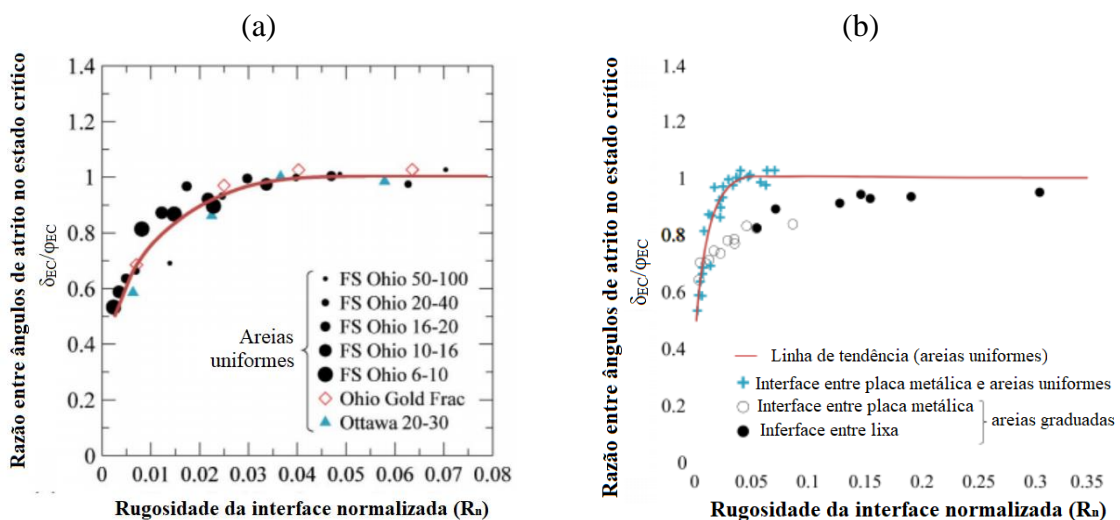


Figura 2.37 - Resultados obtidos por Han *et al.* (2018): (a) Relação única entre a razão dos ângulos de atrito no estado crítico e a rugosidade da interface normalizada; e (b) razão dos ângulos de atrito no estado crítico e a rugosidade da interface normalizada das areias (graduadas e uniformes) e as superfícies (metálicas e lixa) (adaptado de HAN *et al.*, 2018).

Em síntese, alguns avanços nos entendimentos da interface entre areia e superfícies metálicas foram de grande contribuição aos demais materiais empregados:

- a) Dentre as conclusões cabem destacar que a finalidade de análise deve ser compatível ao tipo de ensaio realizado, por exemplo, para análise em grandes deformações é sugerido o equipamento “*ring shear*”, enquanto para análises em menores níveis de deslocamento, sugere-se o cisalhamento direto ou “*simple shear*”.
- b) Similarmente, o ângulo de atrito a ser considerado para análise do problema também depende do nível de deslocamento esperado. A partir das pesquisas acima descritas o ângulo de atrito de pico da interface deve ser considerado em análises de deslocamentos menores, como em estacas escavadas, enquanto o ângulo de atrito residual da interface em deslocamentos maiores, como em estacas cravadas.
- c) Quanto a respostas de comportamento, a resistência ao cisalhamento da interface é fortemente influenciada pela rugosidade da superfície, em segunda ordem pelo diâmetro efetivo dos grãos (D_{50}) e morfologia, e ainda é influenciada pelo estado inicial, que comanda o comportamento dilatante ou contrátil.
- d) Caso a superfície seja rugosa o suficiente para mobilizar dilatância, existe contribuição dessa na resistência da interface. E caso a superfície seja lisa, a resistência da interface é indiferente ao histórico de cisalhamento prévio.
- e) E por fim, aparentemente a tensão de confinamento não tem grande influência.

2.2.4 Interfaces entre areia e concreto

As pesquisas de interface entre areias e superfícies metálicas avançaram cronologicamente com as pesquisas em interfaces areia e concreto. Neste sentido, a maior parte dos trabalhos relativos a interfaces areia e concreto tem o mesmo viés de estudo, voltado a estacas cravadas.

Desai *et al.* (1985) estudaram a interface da areia Ottawa e concreto em um *Cyclic Multi-Degree-Of-Freedom* (CYMDOF) equipamento similar ao cisalhamento direto. Foram realizados ensaios cíclicos e estáticos, e ainda proposto um modelo constitutivo que representasse a interface.

Duas densidades diferentes ($D_r=15\%$ e $D_r=80\%$) da areia Ottawa foram ensaiadas para a modelagem proposta e os resultados de um terceiro estado ($D_r=65\%$) foram utilizados para validar o modelo. Mesmo que os resultados apresentados por Desai *et al.* (1985) tenham sido

satisfatórios e promissores, os autores sugeriram que ainda seriam necessários ensaios com outras interfaces para aplicação do modelo em projetos e análises.

Uma contribuição muito importante de Desai *et al.* (1985) foi quanto a representação do mecanismo de interface, uma vez que a ideia de um elemento com espessura “zero” implicaria em uma ação da interface exatamente na interface. Foi observado que, exceto para argilas e materiais de construção com rugosidade muito lisa, a ruptura ocorria em uma zona próxima a interface, chamada de zona de cisalhamento (*shear bands*) o que convinha assemelhar a uma ideia de uma fina camada representando a interface entre a superfície do material de construção e o solo.

Assim, similar ao comportamento do solo, dependendo da densidade inicial e tipo de solo e material da estaca, ao aplicar-se um carregamento, a zona de cisalhamento pode aumentar ou diminuir sua espessura. Desta forma, o estudo reforçou a necessidade de maiores análises deste contexto.

Brant (1985) estudou a interface de um solo e concreto, dando ênfase a este comportamento aplicado a estruturas de contenção, principalmente ao tratamento da interface como uma junta. Apesar de enfoque diferente ao proposto na presente tese, o trabalho de Brant (1985) cabe destaque por avaliar o efeito de duas metodologias de preparação das amostras, que são apresentadas na Figura 2.38, a série de ensaios 100 (Figura 2.38 (a)) e a série de ensaios 200 (Figura 2.38 (b)).

Na Figura 2.38 (a) observa-se o primeiro modelo analisado por Brandt (1985), série de ensaios 100. Neste caso a amostra de solo foi compactada em um molde e posteriormente depositado na caixa de cisalhamento em contato à superfície do concreto, assim o solo não preenchia suas ondulações. Já na Figura 2.38 (b), série de ensaios 200, o processo de compactação do solo ocorreu diretamente em contato com a superfície do concreto, desta forma, todas as ondulações da superfície foram preenchidas pelo solo compactado.

Desta forma, a partir da análise dos resultados de Brandt (1985) foi observado que os dois modelos apresentavam comportamentos diferentes. Enquanto a série de ensaios 100 apresentava um comportamento do tipo *strain-hardening* (a curva da tensão cisalhante aumenta progressivamente), a série de ensaios 200 apresentava o comportamento do tipo *strain-softening* (a curva da tensão cisalhante apresenta um pico).

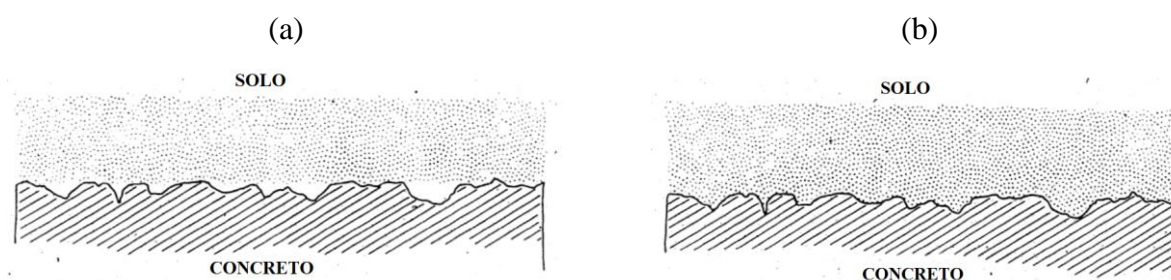


Figura 2.38 - Modelos de interface de acordo com o processo de montagem da amostra (adaptado de BRANDT, 1985).

As justificativas destas diferenças de comportamento foram atribuídas a dois fatores, a perturbação na amostra causada pelo processo de preparação da série de ensaios 100, e um alto grau de cimentação desenvolvido no processo de preparação da série de ensaios 200.

Neste segundo caso, a série de ensaios 200, ocorreu a ruptura ao longo de uma região que contempla solo e interface. Além disto, foi apresentado que a mobilização de pico da série 200 alcançou o pico em baixo nível de deformação. E ainda, que no espaço tensão normal versus tensão cisalhante, os ensaios da série 200 apresentam certo intercepto coesivo, diferentemente dos ensaios da série 100, em que não se apresenta intercepto. Neste trabalho também não foi quantificada a rugosidade da interface.

Assim como em seus estudos anteriores (UESUGI & KISHIDA, 1986a; UESUGI & KISHIDA, 1986b; KISHIDA & UESUGI, 1987; UESUGI *et al.*, 1988), Uesugi *et al.* (1990) avaliaram se os fatores significantes para os estudos em interfaces em superfícies metálicas eram também significantes para as interfaces com concreto. E ainda, assim como Desai *et al.* (1985) realizaram ensaios estáticos e cíclicos, porém, esse autor os realizou no “*simple shear*”.

Como no “*simple shear*” é possível a separação entre os deslocamentos da massa de solo e da interface propriamente dita, Uesugi *et al.* (1990) observaram que, nos ensaios estáticos, entre o início do ensaio e o cisalhamento da interface, a massa de areia deformava da mesma forma, independentemente da rugosidade da superfície do concreto. Após o início do cisalhamento da interface, a razão da tensão cisalhante diminuía causando comportamento diferentes para a massa de areia dependendo da rugosidade do concreto (Figura 2.39).

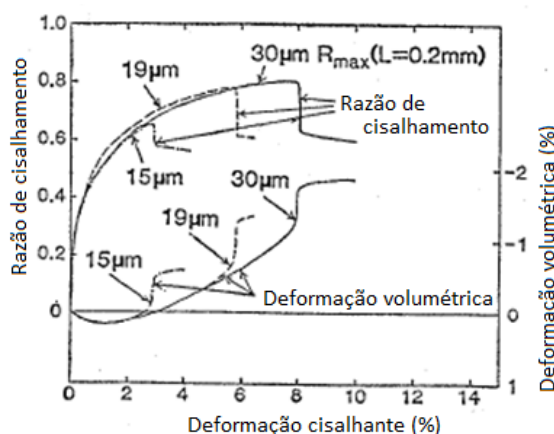


Figura 2.39 - Deformação cisalhante na massa de areia (adaptado de UESUGI *et al.*, 1990).

Uesugi *et al.* (1990) concluíram que, assim como para interfaces em superfícies metálicas, o coeficiente de atrito máximo era dependente da rugosidade da superfície do concreto e do tamanho das partículas de areia, sendo esses fatores combinados na influência da rugosidade normalizada. Quanto a zona de cisalhamento, Uesugi *et al.* (1990) observaram seu surgimento e justificaram que a razão de cisalhamento máxima da zona de cisalhamento diminuía com a densidade da areia.

Zhong-Ze *et al.* (1995) discutiram as leis constitutivas e formulações de elementos que representavam a interface entre areia e concreto, e destacaram que as propriedades do concreto e da areia eram muito diferentes e, por esta razão, durante o processo de cisalhamento a ruptura ocorria progressivamente do exterior para o interior. Desta forma, pontuaram que o melhor modelo de representação da interface era o rígido plástico, propondo uma adequação de espessura a interface, de modo a melhor representá-la.

Zhao *et al.* (2012) realizaram ensaios de cisalhamento direto em interfaces areia e concreto com três rugosidades. Foi analisado o efeito destas três rugosidades e ainda o efeito da trajetória de tensões, sendo carregadas inicialmente as amostras com uma tensão normal, e, após 60 minutos, descarregadas até as tensões normais de cisalhamento.

As imagens das amostras de concreto utilizadas são apresentadas na Figura 2.40. Os autores basearam o cálculo da rugosidade ($R_{m\acute{a}x}$) a partir de relação a um dente de serra. $R_{m\acute{a}x}$ foi medido como a distância vertical entre o topo e o vale de um dente de serra regular. Dessa forma tem-

se $R_{\text{máx}}$ igual a 0, 1 e 2 cm (que corresponde a 0, 10000 e 20000 μm) e a distância entre os picos de 5 cm.



Figura 2.40 - Amostras das superfícies de concreto ensaiadas (adaptado de ZHAO et al., 2012).

O programa experimental consistiu em preparar as amostras e aplicar 4 processos de carregamento e descarregamento. O primeiro, inicialmente foi aplicado a tensão normal de 400 kPa, e posteriormente descarregar até as tensões de 300 kPa, 200 kPa e 100 kPa, na segunda, foi aplicado 300 kPa iniciais, e descarregados para 200 kPa e 100 kPa, na terceira, foi aplicada inicialmente 200 kPa e descarregado a 100 kPa, e por fim, a quarta etapa em que foi realizado os ensaios nas tensões normais de 300 kPa, 200 kPa e 100 kPa sem descarregamento.

Na Figura 2.41 é apresentado um conjunto de resultados de Zhao *et al.* (2012), a Figura 2.41 (a), (b) e (c) representam os resultados para as rugosidades $R_{\text{máx}}=0$, $R_{\text{máx}}=1$ e $R_{\text{máx}}=2$ respectivamente. Nelas são apresentadas quatro curvas que correspondem a tensão normal de ensaio de 100 kPa e submetidos previamente a 200 kPa, 300 kPa e 400 kPa na etapa de consolidação.

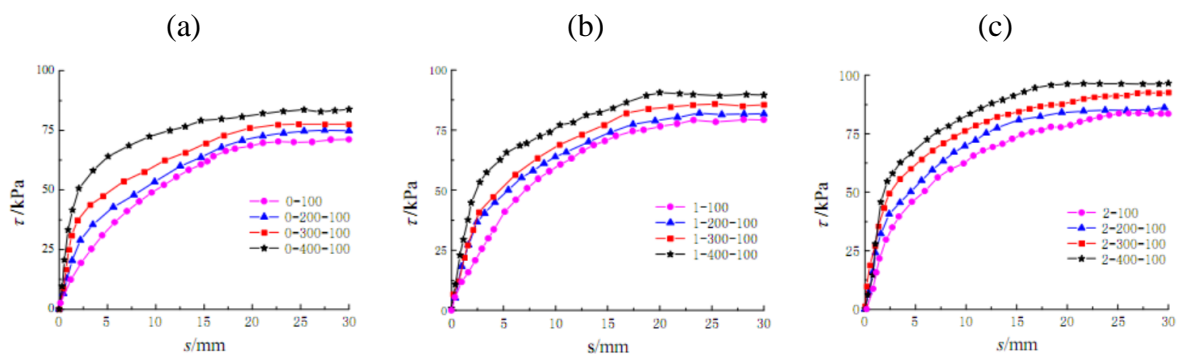


Figura 2.41 - Curvas da resistência ao cisalhamento da interface para a tensão normal de 100 kPa para: (a) $R=0$; (B) $R=1$, (B) $R=2$ (ZHAO *et al.*, 2012).

Desta forma os autores observaram que o histórico de tensões gera pouca variação no comportamento das curvas tensão cisalhante e deslocamento. Entretanto, o módulo de cisalhamento e a resistência ao cisalhamento da interface varia com os diferentes estados de tensão. A inclinação das curvas aumenta, com o aumento da tensão normal inicial.

Lam *et al.* (2014) realizaram ensaios de cisalhamento direto para avaliar os efeitos de polímero e bentonita na interface de areia e concreto. Seus resultados evidenciaram que o uso de polímero não afeta a resistência da interface, enquanto o uso da bentonita diminuiu a resistência em alguns casos estudados pelos autores.

Dona *et al.* (2015) realizaram um estudo da influência da temperatura no comportamento da interface de areia, argila e concreto. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto CNL e CNS. Quanto a contribuição em areia-concreto, foi verificado que aparentemente o comportamento desta interface não muda com a mudança da temperatura, o que é esperado uma vez que a areia se comporta termoelasticamente, sem mostrar nenhum efeito particular sobre sua resistência em relação a temperatura.

Samantha *et al.* (2017) estudaram o efeito da rugosidade no comportamento de interfaces entre areia e concreto e superfície metálica. Em seu estudo foram utilizadas duas areias, uma fina e outra grossa, e cinco diferentes interfaces. As superfícies utilizadas eram uma superfície metálica lisa e outra desgastada com ranhuras; uma segunda consistia em colar a areia fina a superfície metálica; uma terceira, com mesmo processo, porém, com a areia grossa; e por fim uma em concreto.

Foram realizadas medidas de rugosidade com um rugosímetro de contato, antes e após os ensaios, principalmente nas superfícies em que as areias foram coladas, para verificar a representatividade. Por fim, ainda foi utilizado um modelo constitutivo para comparação de previsões de comportamentos e o comportamento observado.

Assim como os autores supracitados, Samantha *et al.* (2017) observaram que a rugosidade influencia significativamente a resposta da interface entre areia e concreto (ou metálica). Tanto os ângulos de atrito de pico quanto os residuais aumentam com o aumento da rugosidade. Porém, também confirmaram que existe uma rugosidade crítica em que o incremento da rugosidade passa a ser insignificante.

Outra observação interessante deste trabalho foi que a diferença entre os ângulos de atrito da interface de pico e residual aumentaram com o aumento da rugosidade. E ainda que o diâmetro efetivo dos grãos aparenta influenciar o valor crítico da rugosidade da superfície do material. E por fim, a densidade relativa afeta significativamente o ângulo de atrito de pico nas diferentes interfaces. Porém, quando analisado o coeficiente de interação de uma interface foram observados valores iguais para densidade de 50% e 80%.

Assim como Zhao *et al.* (2012), Jin *et al.* (2018) realizaram ensaios de cisalhamento direto da interface entre areia e 5 superfícies de concreto, em equipamento de grande escala (amostras com 500 mm X 500 mm X 150 mm). As superfícies em concreto consistiam em uma lisa (que o autor chamou de rugosidade aleatória, em que com $R_{máx}=0$), e as outras quatro similares as do dente de serra (que o autor chamou de rugosidade regular, com $R_{máx}= 0,636, 0,652, 0,687$ e $0,888$ mm). A areia utilizada tinha diâmetro efetivo dos grãos igual a 0,75 mm, e densidade relativa de 73,3%.

Os autores observaram em seus resultados que o aumento da tensão normal suprimia a dilatância e reduzia o efeito de $R_{máx}$. Além disto, em seus resultados foram encontradas razões de ângulos de atrito superiores a 1, que indicam que nestas situações a ruptura não ocorre na interface, mas sim dentro da matriz do solo.

Nardelli *et al.* (2018) avaliaram a razão de ângulos de atrito (da interface e do solo) da literatura e de ensaios que realizaram, reafirmando o que os demais autores pontuaram: a rugosidade é o aspecto que comanda o comportamento entre solo e concreto e; o diâmetro efetivo dos grãos e graduação geram uma influência muito sutil.

Em Nardelli *et al.* (2019), um estudo mais robusto foi proposto. Eles simularam ensaios em cisalhamento direto da interface entre duas areias (de mesma origem, sendo uma fina e outra grossa) e estacas lisas, rugosas e ômega. Foram realizados ensaios em 7 diferentes superfícies (superfície de concreto lisa, rugosa e outras com ondas impressas), conforma apresentado na Figura 2.42.

Os autores analisaram o efeito da rugosidade comparando os resultados dos ensaios nas areias (SP#16 e SP#100), os em interface com a superfície de concreto lisa (SCS) e os em interface com superfície de concreto rugosa (RCS1, com a SP#16, e RCS2, com a SP100), apresentados na Figura 2.43.

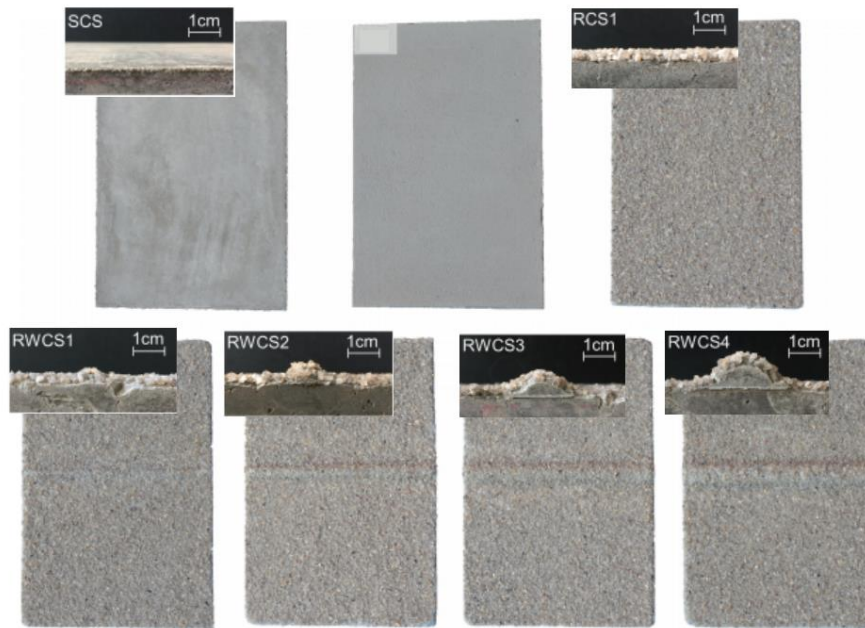


Figura 2.42 - Superfícies de concreto que simulam diferentes estacas (NARDELLI *et al.*, 2019).

Foi observado que as razões de ângulos de atrito de pico e residual variam entre 0,88 e 0,90 para as interfaces SCS, e 0,95 a 0,97 para as interfaces RCS. Desta forma eles observaram que para seus resultados, a resistência da interface era menor que a da areia, mesmo para a superfície rugosa. E ainda frisaram que as interfaces RCS apresentaram um comportamento pós pico mais pronunciado, devido à alta geração de dilatância. Foram alcançadas razões maiores que 1 para as interfaces com ondas.

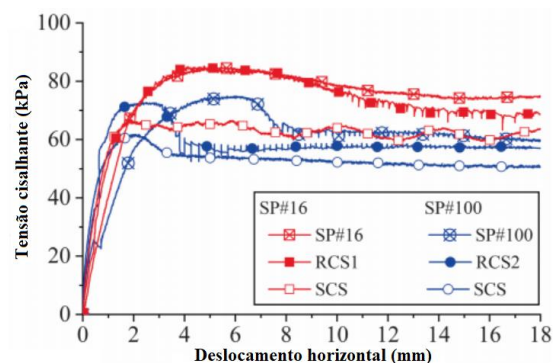


Figura 2.43 - Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para os ensaios entre as duas areias (SP#16 e SP#100) e as superfícies SCS, RCS1, RCS2 (adaptado de NARDELLI *et al.*, 2019).

As pesquisas sobre o comportamento da interface entre areia e concreto seguiram as tendências das pesquisas em interfaces entre areia e superfícies metálicas. O principal enfoque destas

pesquisas foi em simular e modelar comportamentos de estacas cravadas (ou deslocamento). Poucas pesquisas enfocam no contexto de estacas escavadas.

Alguns pontos que foram vastamente pontuados neste item cabem destaque:

- a) O primeiro, refere-se à relação da finalidade de análise compatível tipo de ensaio realizado, similarmente ao caso de interfaces entre areia e superfícies metálicas.
- b) Da mesma forma às interfaces areia-metal, a análise do ângulo de atrito de pico da interface deve ser considerada em análises de deslocamentos menores, como em estacas escavadas, e o ângulo de atrito residual da interface em deslocamentos maiores, como em estacas cravadas.
- c) As zonas de cisalhamento das interfaces deste item, por serem mais rugosas, apresentam-se mais pronunciadas. E foram pontuadas por diversos autores. Quanto a respostas de comportamento, a resistência ao cisalhamento da interface é fortemente influenciada pela rugosidade da superfície, em segunda ordem pelo diâmetro efetivo dos grãos (D_{50}) e morfologia.

2.3 MORFOLOGIA DAS PARTÍCULAS DE AREIAS

O solo consiste em associações de partículas discretas e vazios que mudam sua organização quando submetidos a carregamentos (ODA & KASAMA, 1998). Assim, ao longo do tempo, diversos estudos buscaram relações e modelagens deste efeito, sendo a morfologia desta partícula discreta relevante ao comportamento macro do conjunto.

Wadell (1932) é referenciado como o primeiro autor a tratar das definições e relações da forma e volume de partículas, sendo seguido por diversos autores como Riley (1941), Powers (1953) Been & Jefferies (1985), Herle & Gudehus (1999), Mora & Kwan (2000), Santamarina & Cho (2004) entre outros. De forma geral, a forma das partículas pode ser classificada em três categorias, a esfericidade, arredondamento/angularidade e a rugosidade (Figura 2.44).

Estas categorias são dependentes da escala: a esfericidade relaciona a forma da partícula em referência a uma esfera, o arredondamento/angularidade como são as formas e ocorrências de cantos ou arestas das partículas e a rugosidade está ligada às questões de textura da superfície da partícula (WADELL, 1932; KRUMBEIN, 1941).

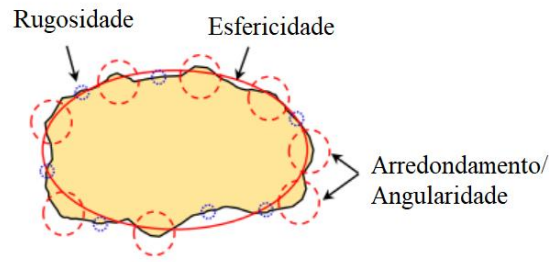


Figura 2.44 - As três categorias de classificação da forma das partículas (Adaptado de ZHENG & HRYCIW, 2015).

A rugosidade, por se tratar de uma categoria de menor escala, ao geral é desconsiderada frente as duas outras (esfericidade e arredondamento/angularidade). Dentre os primeiros estudos e a evolução com o tempo, existem várias formas de mensurá-las, porém ainda não existe consenso sobre a padronização de uma mesma metodologia.

As definições de Wadell (1932) continuam sendo as mais consagradas, sendo suas formulações melhoradas com o tempo. Os primeiros estudos traziam a mensuração das categorias morfológicas por meio de comparação visual entre as partículas e de suas cartas-padrão (Figura 2.45 (a) e (b)), embora esta metodologia seja criticada por ser subjetiva e depender da experiência do operador.

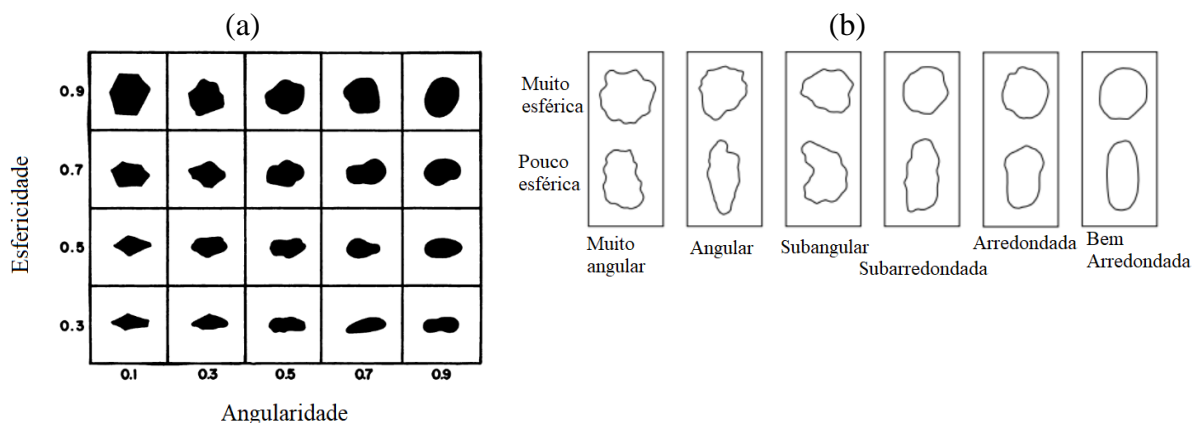


Figura 2.45 - Cartas-padrão da morfologia das partículas a partir dos conceitos de Wadell (1932): (a) da metodologia proposta por Krumbein & Sloss (1951) (Adaptado de KRUMBEIN & SLOSS, 1951) e; (b) da metodologia proposta por Powers (1953) (Adaptado de KRUMBEIN & SLOSS, 1951) (Adaptado de PYE, 2007).

Dependendo das metodologias das cartas-padrão, a esfericidade pode ser sub dividida em muito esférica ou pouco esférica. Já o arredondamento/angularidade pode ser subdividido em muito

angular, angular, subangular, subarredondado, arredondado e bem arredondado, sendo em alguns casos desconsideradas as subdivisões extremas (muito angular e muito arredondado).

Estas subdivisões apresentam variações de limites das matrizes de acordo com as hipóteses e considerações realizadas por cada autor. Na Tabela 2.4 são apresentados os limites e médias entre as classes de arredondamento definidos por diferentes autores, sendo possível avaliar tais variações.

Tabela 2.4 - Valores das subdivisões de arredondamento definidos por diferentes autores (Adaptado de PYE, 2007).

	Russell & Taylor (1937)		Pettijohn (1949)		Powers (1953)		Blott & Pye (2007)	
	Limite da classe	Ponto médio aritmético	Limite da classe	Ponto médio geométrico	Limite da classe	Ponto médio geométrico	Limite da classe	Ponto médio geométrico
Muito angular	-	-	-	-	0,12-0,17	0,14	-	-
Angular	0,00-0,15	0,075	0,00-0,15	0,125	0,17-0,25	0,21	0,00-0,13	0,09
Subangular	0,15-0,30	0,225	0,15-0,25	0,20	0,25-0,35	0,30	0,13-0,25	0,18
Subarredondado	0,30-0,50	0,4	0,25-0,40	0,315	0,35-0,49	0,41	0,25-0,50	0,35
Arredondado	0,50-0,70	0,6	0,40-0,60	0,5	0,49-0,70	0,59	0,50-1,00	0,71
Bem arredondado	0,70-1,00	0,85	0,6-1,00	0,80	0,70-1,00	0,84	-	-

De forma a tornar estas análises menos subjetivas, iniciou-se o equacionamento destas categorias, sendo uma forma de representar e equacionar em duas dimensões representada na Figura 2.46, em que a linha em negrito representa a partícula, as linhas em tracejado os círculos relacionados a esta partícula, e r representa o raio dos respectivos círculos.

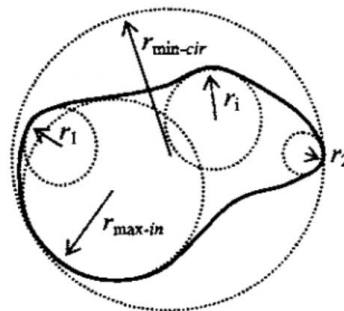


Figura 2.46 - Representação das categorias morfológicas (CHO *et al.*, 2006).

A esfericidade é dada pela equação 2.14, em que é feito uma razão entre o maior raio de um círculo inscrito dentro da partícula ($r_{\max-in}$) e o menor raio de um círculo que a circunscreve ($r_{\min-cir}$) (FERREIRA & RASBAND, 2012). Já o arredondamento/angularidade é dado pela equação 2.15, em que é feita a razão da média dos raios dos círculos que tangenciam os cantos da partícula ($\sum r_i/N$) e o maior raio de um círculo inscrito dentro da partícula ($r_{\max-in}$) (ALTUHAFI *et al.*, 2013).

$$Esfericidade = \frac{r_{\max-in}}{r_{\min-cir}} \quad 2.14$$

$$Arredondamento/angularidade = \frac{\sum r_i/N}{r_{\max-in}} \quad 2.15$$

Outros parâmetros interessantes são a circularidade, equação 2.16 que mede o quão alongado ou circular são as partículas e a razão de aspecto (AR – do inglês, *aspect ratio*) que é a razão entre os eixos maior e menor supondo a partícula como uma elipse, equação 2.17 (FERREIRA & RASBAND, 2012).

$$Circularidade = \frac{4 \times \pi \times A}{P^2} \quad 2.16$$

$$AR = \frac{L_{maior}}{L_{menor}} \quad 2.17$$

O grande desafio da utilização destas equações está relacionado a como mensurá-las. Desta forma, a análise por meio do processamento de imagem ganhou grande espaço, uma vez que é uma abordagem que evita as questões subjetivas. O grande desafio consistia, no entanto, no cálculo do mínimo círculo circunscrito e máximo círculo inscrito, que foi desenvolvido por Zheng & Hryciw (2015).

Ao passo em que se avançou nas questões relacionadas a qualidade em mensurar as categorias morfológicas, os estudos que os relacionavam aos parâmetros de resistência também avançavam. Por esta razão, alguns estudos como os de Been & Jefferies (1985), Herle & Gudehus (1999), Dietz & Lings (2006), Sandrekarimi & Olson (2011) e Harehdasht *et al.* (2015) apenas apresentavam suas classificações morfológicas em termos subjetivos. Já estudos como os de Cho *et al.* (2006), Vangla & Latha (2015), Yang & Luo (2017) e Han *et al.* (2018) apresentavam as relações morfológicas quantitativas.

Cho *et al.* (2006) apresentou um estudo em que analisou as relações da morfologia de partículas de diversas areias (representada pela regularidade $-ρ$) e propriedades do solo (como macro), como o índice de vazios máximo e mínimo, rigidez inicial, índices de compressão e descompressão, e parâmetros de estado. Sendo sua principal observação quanto à resistência e morfologia que existe uma tendência a diminuição do ângulo de atrito no estado crítico com o aumento da angularidade e regularidade.

Vangla & Latha (2015) e Han *et al.* (2018) quando compararam areias de mesma morfologia, porém com tamanhos de diâmetro efetivo diferentes, notaram um crescimento do ângulo de atrito no estado crítico com o aumento do diâmetro efetivo dos grãos. Porém, quando comparadas areias distintas, este efeito não é observado.

Ao geral, todos os estudos relacionados à morfologia indicam forte relação desta às propriedades de resistência. Porém, sendo sempre frisada a necessidade de uma abordagem de quantificação morfológica menos subjetiva, o que é a principal crítica quanto a estes estudos, aspecto que foi parcialmente contornado após a utilização de análise de imagem. Sendo assim, nesta tese será utilizado da análise morfológica com avaliação de imagem e cálculos baseados nos cálculos propostos por Zheng & Hryciw (2015).

2.4 CONCEITOS GERAIS SOBRE RUGOSIDADE

Outro fator predominante nos efeitos da interface é a rugosidade. Ela nada mais é que uma propriedade que caracteriza a textura, ou relevo, da superfície de um material, e que é aplicada a superfícies de concreto. Sua avaliação é de fundamental importância em diversas áreas pois está relacionada a atrito, calor, deformação, condução elétrica, desgaste entre outros. Desta forma, vários estudos foram e continuam sendo relacionados a melhorar a forma de mensurá-la, otimizando-a a partir de recursos disponíveis.

Existem vários parâmetros de rugosidade, que são calculados a partir de perfis traçados mecânica ou opticamente, em 2D ou 3D, dependendo do nível de precisão e análises necessária. De modo geral, o principal parâmetro utilizado para quantificar a rugosidade de um perfil é a rugosidade média (R_a). A rugosidade média corresponde à média aritmética das alturas ao longo do perfil, que é ilustrada na Figura 2.47 e calculada pela equação 2.18.

Além da rugosidade média, outro parâmetro importante para o contexto dessa tese é a rugosidade total (R_t), que consiste na diferença entre a maior altura de pico e a maior profundidade de vale do perfil ao longo de um comprimento da amostra (L_m), calculada pela equação 2.19.

$$R_a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i| \quad 2.18$$

$$R_t = y_{max} - y_{min} \quad 2.19$$

sendo R_a a rugosidade média, y_i a diferença de altura entre cada profundidade medida e a linha média e n o número de observações medidas, R_t a rugosidade total e y_{max} e y_{min} os máximos picos e vales em um perfil.

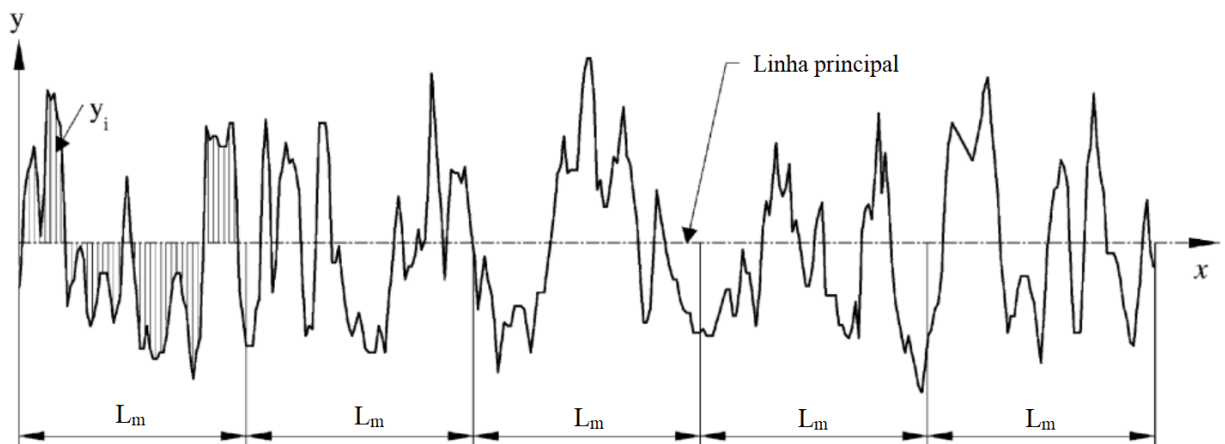


Figura 2.47 - Definição da rugosidade média (R_a) (Adaptado de GADELMAWLA *et al.*, 2002).

Yoshimi & Kishida (1981) trouxeram tais conceitos aos estudos relacionados a interfaces. Neste trabalho foi denominado de $R_{m\acute{a}x}$ a rugosidade total ao longo de um comprimento de amostra fixo (L_m) de 2,5 mm. Já Uesugi & Kishida (1986a) pontuaram que para os perfis que estudaram, seriam mais interessante o uso de $L_m=0,2$ mm. E logo após, Uesugi & Kishida (1986b) estudaram as questões quanto influência de avaliação da rugosidade em interfaces, definindo uma rugosidade máxima, em que era considerado $L_m=D_{50}$ (diâmetro efetivo dos grãos) e ainda normalizaram esta por D_{50} , sendo então conhecida como rugosidade relativa ou rugosidade normalizada, ilustrada na Figura 2.48 e calculada pela equação 2.20.

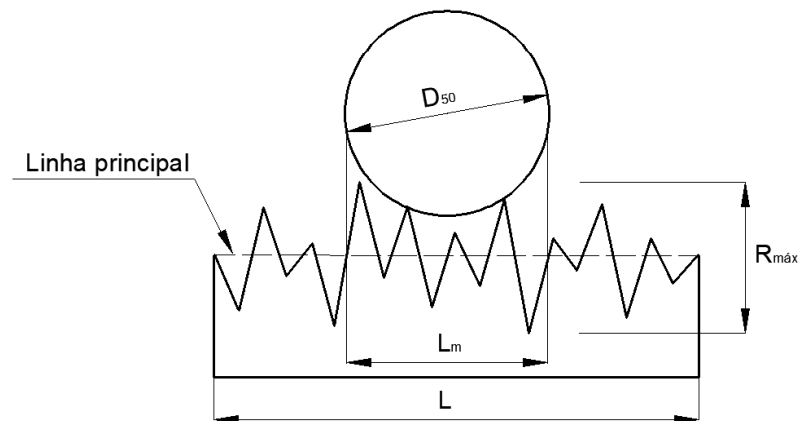


Figura 2.48 - Representação da definição proposta por Uesugi & Kishida (1986b).

$$R_n = \frac{R_{máx}(L_m = D_{50})}{D_{50}} \quad 2.20$$

Paikowsky (1989) desenvolveu um modelo mecânico (modelo S.G. - esfera na “ranhura”) para entender e avaliar a interface de material granular e sólido. Ele conduziu a rugosidade por meio de um parâmetro chamado α , o conceito do parâmetro era de retratar a rugosidade máxima a partir da forma dos grãos que influenciavam o seu contato a superfície estudada que seria o ângulo entre o plano de movimento e o plano de contato dos grãos (Figura 2.49).

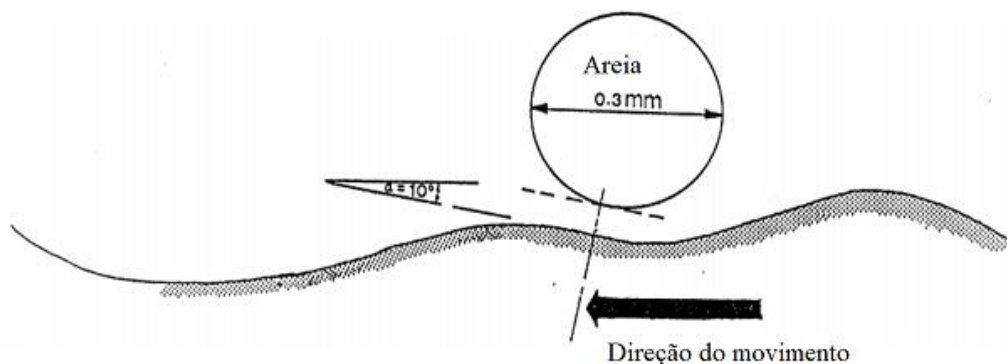


Figura 2.49 - O conceito do parâmetro α (adaptado de PAIKOWSKY, 1989).

Este parâmetro apesar de ter sido provado como um parâmetro intrínseco da superfície utilizado para calcular $R_{máx}$, foi concluído como impraticável na prática de laboratório e campo. Assim, para que o este conceito pudesse ser aplicável, ele o relacionou ao parâmetro R_n estabelecidos

pelos autores supracitados. Esta relação é representada na Figura 2.50 e equações 2.21, 2.22, 2.23.

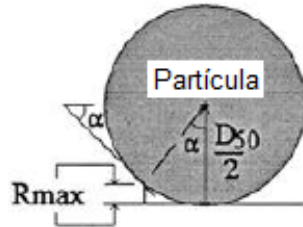


Figura 2.50 - Ângulo de rugosidade e relações com a rugosidade normalizada (adaptado de PAIKOWSKY, 1989).

$$R_{m\acute{a}x} = 0,5 D_{50}(1 - \cos \alpha) \quad 2.21$$

$$R_n = \frac{R_{m\acute{a}x}}{D_{50}} = 0,5 (1 - \cos \alpha) \quad 2.22$$

$$\alpha = \cos^{-1}(1 - 2 R_n) \quad 2.23$$

A rugosidade normalizada foi utilizada em diversos estudos, como os de Jardine *et al.* (1993), Fioravante *et al.* (1999), Reddy *et al.* (2000), Fioravante (2002), Porcino *et al.* (2003), Frost *et al.* (2002), Tehrani *et al.* (2016) entre outros, se tornando o principal parâmetro de rugosidade utilizado nos estudos em interface.

Tovar-valencia *et al.* (2018) propuseram uma reformulação à proposta de rugosidade normalizada que é apresentada na Figura 2.51. Sua diferença para o modelo proposto anteriormente foi que, a quantidade de vezes ao longo de uma amostra que a rugosidade total média é calculada é a divisão entre l e L_m .

No modelo de Tovar-valencia *et al.* (2018) o cálculo se dá na seguinte sequência, a partir do primeiro ponto do comprimento do perfil medido pelo rugosímetro até o comprimento da amostra $L_m=D_{50}$, obter a maior distância entre o pico mais alto e o vale mais baixo (r_t). Em seguida, repete-se o passo anterior para um novo comprimento de amostra L_m que se inicia a uma distância Δx do ponto inicial, Δx é definido como a distância entre dois dados consecutivos. O terceiro passo é repetir o anterior até que todo o comprimento do perfil seja coberto, calculando-se a média absoluta dessas rugosidades. Assim como mostra a equação 24.

$$R_{m\acute{a}x,m\acute{e}d} = \frac{\sum_{i=1}^n r_{t,i}}{n} \quad 2.24$$

Sendo $r_{t,i}$ a distância r_t entre o maior pico e o menor vale dentro de um comprimento de amostra i , n o número de vezes que r_t é calculado ao longo do perfil para que seja todo coberto.

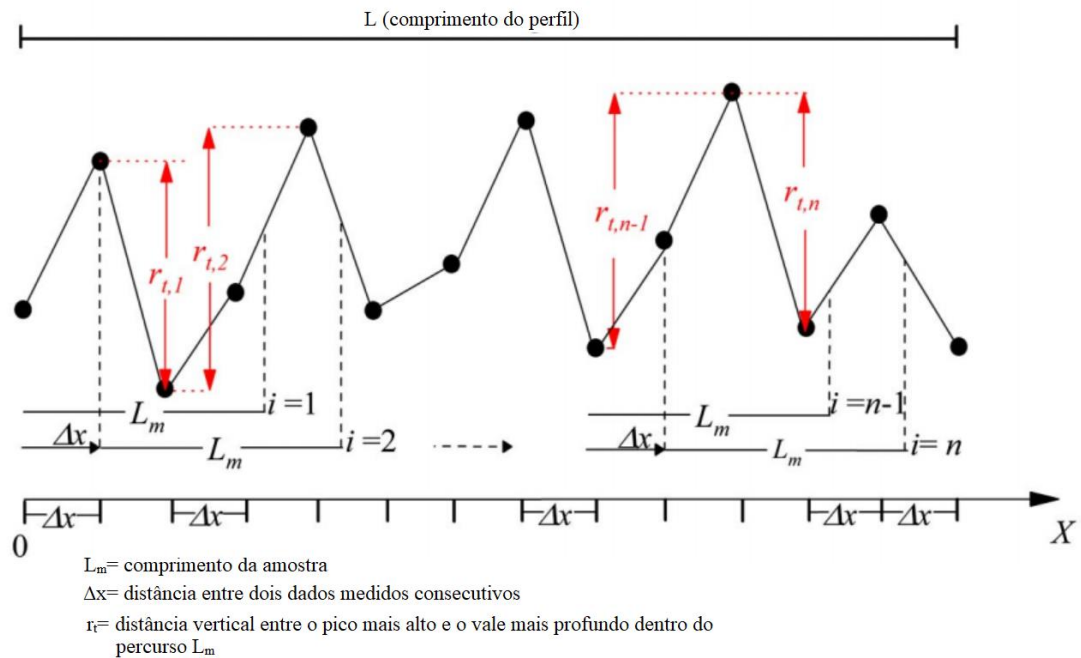


Figura 2.51 - Modelo de rugosidade normalizada proposto por Tovarvalencia *et al.* (2018)) (adaptado de TOVAR-VALENCIA *et al.* (2018)).

2.5 HIDRATAÇÃO DO CIMENTO E CONCRETO DE BAIXA IDADE

O concreto é o material mais utilizado na construção civil, sendo composto pela mistura de cimento, água, agregados e aditivos, este último a depender do interesse. O seu uso se popularizou devido ao material ter características de trabalhabilidade (possibilidade de ser moldado) e adquirir propriedades mecânicas que aumentam com o passar do tempo (MEHTA & MONTEIRO, 2014; NEVILLE; 2016). Essas características são atribuídas ao processo de hidratação do cimento e o conseqüente endurecimento do concreto após o ato da mistura, sendo estes dois processos fundamentais para uma boa resposta do material e entendimento dos fenômenos associados.

2.5.1 Hidratação do cimento

Mehta & Monteiro (2014) pontuam que o cimento Portland não tem capacidade adesiva, para ligar areia e brita, mas a adquire ao ser misturada à água. Neste processo ocorrem reações químicas – reação de hidratação, onde são iniciadas as características adesivas e de endurecimento. E ainda, destacam que, como em qualquer reação química, deve-se compreender as mudanças da matéria, as mudanças na energia e a velocidade de reação. Em outras palavras, quando da utilização do cimento Portland deve-se compreender a velocidade com que o endurecimento acontece e o calor liberado nesse processo.

Nesse sentido, Jennings *et al.* (1994) modelou o processo de hidratação do cimento quanto a microestrutura, e o divide em três períodos, o inicial, médio e final. No período inicial, ou pré-indução, a reação ocorre de imediato a partir do contato entre o grão de cimento e a água, e é então formada uma membrana sobre os grãos de cimento, que geram uma espécie de dormência, e reduzem este processo.

Quando então esta membrana formada é quebrada, é iniciado o período médio, em que é formado o composto responsável pela característica adesiva da mistura, o silicato de cálcio hidratado. Neste período também é iniciada a formação de um esqueleto instável, que passa gradualmente a suportar carregamentos. A fase final é iniciada quando este esqueleto instável passa a formar uma camada densa e estável preenchendo os espaços entre os silicatos de cálcio hidratado pelos produtos formados nas reações.

Estas mudanças na microestrutura são acompanhadas das mudanças das propriedades mecânicas do concreto uma vez que o endurecimento do concreto é uma consequência das reações de hidratação do cimento. Sendo este processo, que evolui com o tempo, dependente do tipo de cimento, classe de resistência, tipo e quantidade de adições, fator água/cimento e condições ambientais como temperatura e umidade.

2.5.2 Concreto de baixa idade

Beek (2000) define o concreto jovem ou de baixa idade (*young concrete*) como o concreto entre o período de mistura dos seus componentes e os 28 dias de idade. E ainda pontua que é neste período que as modificações físicas e mecânicas ocorrem, passando de uma forma fluida ou semifluida para um material sólido.

Assim como Jennings *et al.* (1994) realizou para o processo de hidratação do cimento, Lu *et al.* (2013), enfocou na macroestrutura, e dividiu o processo de endurecimento do concreto em 4 estágios, de dissolução, de equilíbrio dinâmico e endurecimento, de endurecimento e, o último, estágio estável.

O primeiro estágio, de dissolução, tem duração inferior a 50 minutos, e é caracterizado pelo material ainda em fase líquida, tendo seus componentes ainda, em sua maioria, separado por água. No estágio de equilíbrio dinâmico e endurecimento, que ocorre entre 50 e 100 minutos após a mistura, é dado o início da aglutinação do cimento hidratado e dos demais componentes, nessa etapa se inicia o processo de endurecimento, porém este endurecimento só é desenvolvido no estágio seguinte. No período de endurecimento, ocorre a maior parte do desenvolvimento do concreto em si, até um limite de 200 minutos (aproximadamente 3,3 horas). Dessa forma, a estrutura que era viscosa se torna sólida e porosa, entrando então no estágio estável do concreto, que inicia por volta de 800 minutos (aproximadamente 13,3 horas) após a mistura dos componentes.

Durante este último processo, também chamado de cura, as propriedades do concreto, tais quais módulos de elasticidade (rigidez) e resistência, evoluem com o tempo. FIB (2013) estima em diversas equações tais comportamentos, baseados na resistência à compressão característica do concreto, classe de resistência do cimento e tipos de agregado. Borges (2019) apresenta uma ilustração da resistência e módulo de elasticidade para um concreto com $f_{ck} = 35$ MPa, utilizando agregado granítico, que é mostrada na Figura 2.52, demonstrando a variação inicial considerável de tais propriedades nos primeiros cinco dias, e que vai se tornando mais estável próximo aos 28 dias.

Outro fator relacionado ao concreto de baixa idade é a evolução da temperatura no interior do concreto. Como dito anteriormente, durante o processo de hidratação do cimento, a energia das ligações é liberada na forma de calor. Sendo este entendimento do fenômeno ainda um desafio em estruturas com considerável volume de concreto. O pico de temperatura ocorre geralmente até 3 dias após a concretagem.

A diferenciação da dissipação da energia térmica gerada no interior da massa de concreto ocasiona a retração diferencial da estrutura. Santos *et al.* (2011) pontua que a parte do calor gerado que não é dissipada para o meio externo é absorvida pelo próprio concreto, causando

um aumento da temperatura interna e, conseqüentemente, uma expansão da sua estrutura. E esta expansão pode ser transmitida ao elemento que está em interação a ela. No caso de estacas, estas tensões podem mobilizar atrito lateral, ou resistência de ponta, e afetar o comportamento deste elemento.

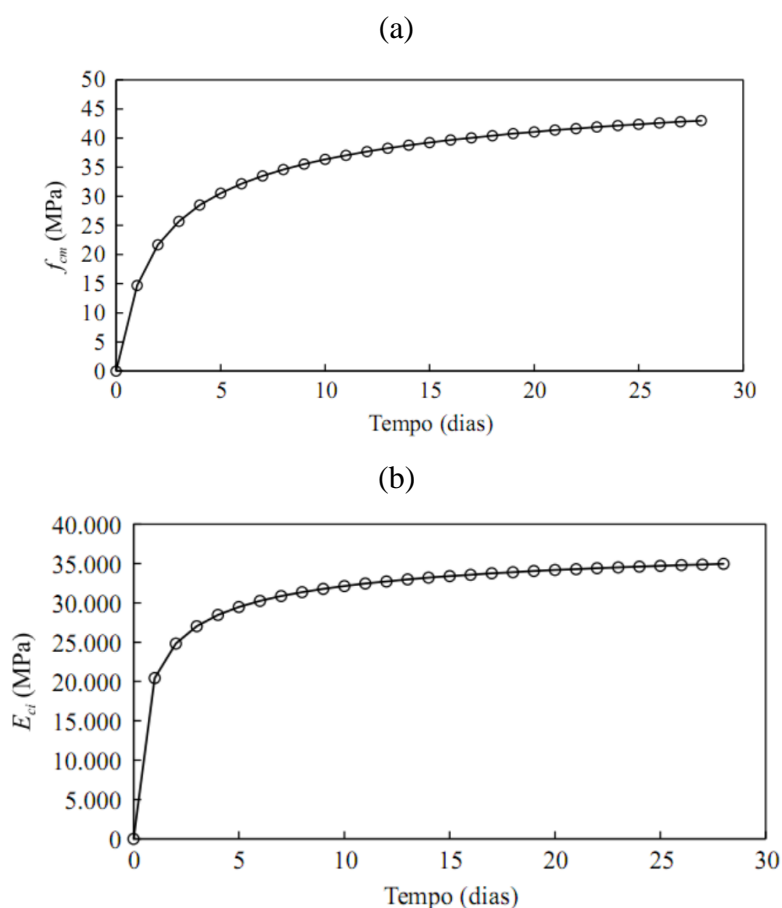


Figura 2.52 - Estimativa da evolução da resistência (a) e do módulo de elasticidade (b) com o tempo até 28 dias.

2.6 TENSÕES RESIDUAIS

Uma vez que são definidas as rugosidades impressas numa superfície de concreto de uma estaca, que estão submetidas aos efeitos do processo de endurecimento, Fellenius (2002) define as tensões residuais, ou cargas residuais como aquelas que ocorrem devido ao processo de recuperação da estaca durante e logo após a sua construção. Esse fenômeno, apesar de muito estudado em estacas cravadas, também se aplica a estacas escavadas (FELLENIUS, 2002; 2020).

Fellenius (2002) aponta que quantificar e demonstrar a existência de tensões residuais não é um procedimento simples, uma vez que na prática é comum desprezar seu efeito, considerando as deformações medidas no instante imediatamente anterior ao início do ensaio como um novo zero de leituras.

Sugere-se que o primeiro autor a apresentar a importância das tensões residuais através de resultados de provas de carga instrumentadas foi Nordlund (1963). Ele propôs um método de dimensionamento, considerando tal efeito, obtido empiricamente a partir de um longo programa experimental com diferentes tipos de estacas carregadas até a ruptura, porém com enfoque em estacas cravadas. Seu trabalho permitiu que inúmeros outros nesta temática fossem realizados.

De maneira simplista, as estacas cravadas são instaladas em sucessivos golpes de um “martelo”, após cada golpe, a estaca sofre sequências de pulsos de compressão e tração, em que ao final do processo entram em equilíbrio, o que não significa que as cargas ao longo da estaca sejam zero, visto que sempre existirá compressão na base da estaca (PAIK *et al.*, 2013). Sendo então evidente a existência de cargas durante o processo de instalação.

Por esta razão, em se tratando de estacas cravadas, existe um consenso quanto a existência e avaliação deste fenômeno e diversos autores apresentaram modelos e proposições que convergiram no entendimento geral deste comportamento (*e.g.* NORDLUND, 1963; HUNTER & DAVISSON, 1969; HOLLOWAY *et al.* 1978; POULOS, 1987; RIEKE & CROWSER, 1987; ALTAEE *et al.*, 1992; ALTAEE *et al.*, 1993; PAIK *et al.*, 2003; ZHANG & WANG, 2007; KIM *et al.*, 2011; FELLENIUS, 2015; ANUSIC *et al.*, 2018).

Porém, quando se refere ao contexto de estacas escavadas, parte dos autores não acredita que surjam tensões residuais, principalmente pela sua própria definição de que estas estacas não devem sofrer alterações no processo de execução, ou que caso ela exista, seja muito pequena em relação as cargas aplicadas, sendo então desprezada.

Um consenso é de que o concreto durante o processo de cura sofre deformações volumétricas, de retração ou expansão, de forma isotrópica, que aliviam ou aumentam as tensões horizontais impostas pelo concreto ao solo, e que podem causar deformações mecânicas reais (MEHTA & MONTEIRO, 2006). Por esta razão, tensões de cisalhamento na interface solo-estaca seriam induzidas, mobilizando atrito lateral.

Na Figura 2.53 é apresentada a variação da temperatura e da variação das deformações lidas para diferentes profundidades de uma estaca escavada. Observa-se consideráveis deformações, que são mais pronunciadas nas camadas mais próximas a superfície.

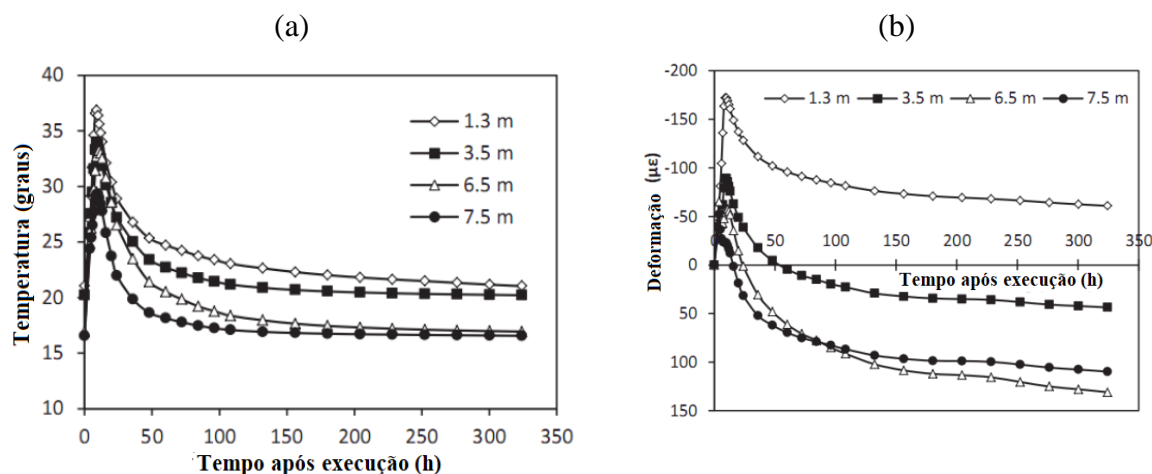


Figura 2.53 - Evidências de picos de temperatura e deformações relacionadas em estacas escavadas (adaptado de: FLYNN *et al.*, 2012).

O grande desafio é que poucos trabalhos apresentam deformações no concreto em escavas escavadas durante processo de cura (*e.g.* PENNINGTON, 1995; FELLENIUS & ALTAEE, 1996; FELLENIUS & ALTAEE, 2002; VIPULANANDAN *et al.*, 2007; FLYNN *et al.*, 2012; MASCARUCCI *et al.*, 2013; FELLENIUS, 2018; BORGES, 2019). E ainda, estes trabalhos não apresentam uma uniformização dos métodos de medição e instrumentação, tão pouco têm comportamento padronizado, evidenciando que o fenômeno ainda não está bem definido.

Destaca-se que, como citado anteriormente, Lehane (2009) sugere que existe uma contribuição do lançamento e processo de cura do concreto no coeficiente de empuxo após a instalação de uma estaca. Borges (2019) ressaltou ainda que, a importância potencial destas tensões iniciais é que estas podem modificar a distribuição local de transferência de carga lateral ao solo, e eventualmente a resposta da estaca em uma prova de carga.

Mascarucci *et al.* (2013) analisaram os efeitos de tensões residuais na resistência de fuste de estacas escavadas através de modelagem numérica. Seu modelo de comportamento é baseado na hipótese de retração ou inchamento da estaca, condicionada pela condição saturada ou seca do solo de fundação, e é apresentado na Figura 2.54. Desta forma, quando em condição saturada, o inchamento induz como reação do solo deslocamentos verticais que, por sua vez,

induzem atrito negativo na parte superior da estaca e atrito positivo na base da estaca. Diferentemente da condição seca, em que ocorre a retração da estaca, ocasionando em atrito positivo na parte superior e atrito negativo na parte inferior.

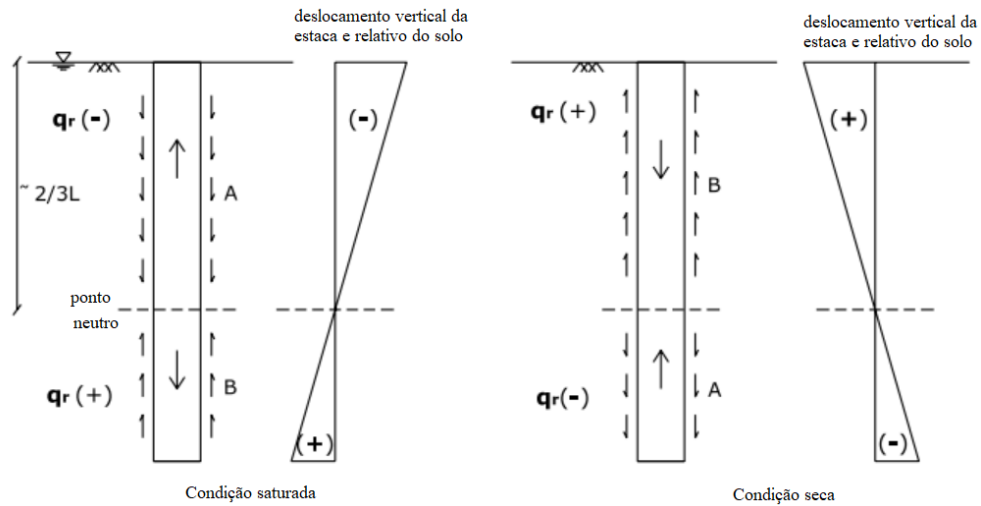


Figura 2.54 - Efeito do processo de cura do concreto em estacas, condições saturada e seca.

Neste contexto, o presente trabalho visa, entre outros aspectos, avaliar se o ângulo de atrito na interface (δ) pode variar com o tempo de cura, que está diretamente ligado ao coeficiente de empuxo após a instalação da estaca, e é aspecto importante na avaliação de tensões residuais em estacas escavadas.

3 CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI

Neste capítulo são revisados alguns aspectos relativos ao Campo Experimental de Araquari, que foram desenvolvidos em trabalhos anteriores, e que serão usados para aplicação dos resultados dos ensaios de interface que compõe o tema principal da presente pesquisa.

3.1 ASPECTOS GERAIS

Cavalcante *et al.* (2006) apresentou uma compilação dos principais campos experimentais existentes no Brasil a época. Neste trabalho evidenciou-se a forte tendência de estudos brasileiros quanto a solos moles, argilosos e não saturados e poucas informações quanto a solos granulares. Desta forma, em 2014, o Campo Experimental de Araquari foi instituído com o intuito de se investigar os complexos mecanismos de interações entre estacas (fuste e ponta) e um solo arenoso saturado em condição estratigráfica bem definida.

Localizado nas coordenadas 26°28'58.80"S / 48°43'21.98"O, no município de Araquari, à margem direita no sentido norte da rodovia BR-101, 30 km ao sul da cidade de Joinville e 60 km ao norte de Itajaí, conforme apresentada na Figura 3.1, o campo experimental é parte de uma macro área destinada à atividade de mineração da produtora de areia industrial Mineração Veiga Ltda.

Uma descrição detalhada da área sobre conceituação, distribuição nos três setores, geologia, geomorfologia, gênese e idade, além de fotos de cada uma das unidades é apresentado no estudo de Horn Filho (2013). Em síntese, a estratigrafia da área estudada é formada predominantemente por solos de origem sedimentar depositados na plataforma continental de origem no complexo granulítico de Santa Catarina.

A partir das definições e delimitações da área, um cronograma sintetizado foi proposto e seguido para a realização das atividades no campo, e é apresentado na Tabela 3.1. De modo geral, as atividades no campo experimental iniciaram em junho de 2014 e se estenderam até o final de 2015.

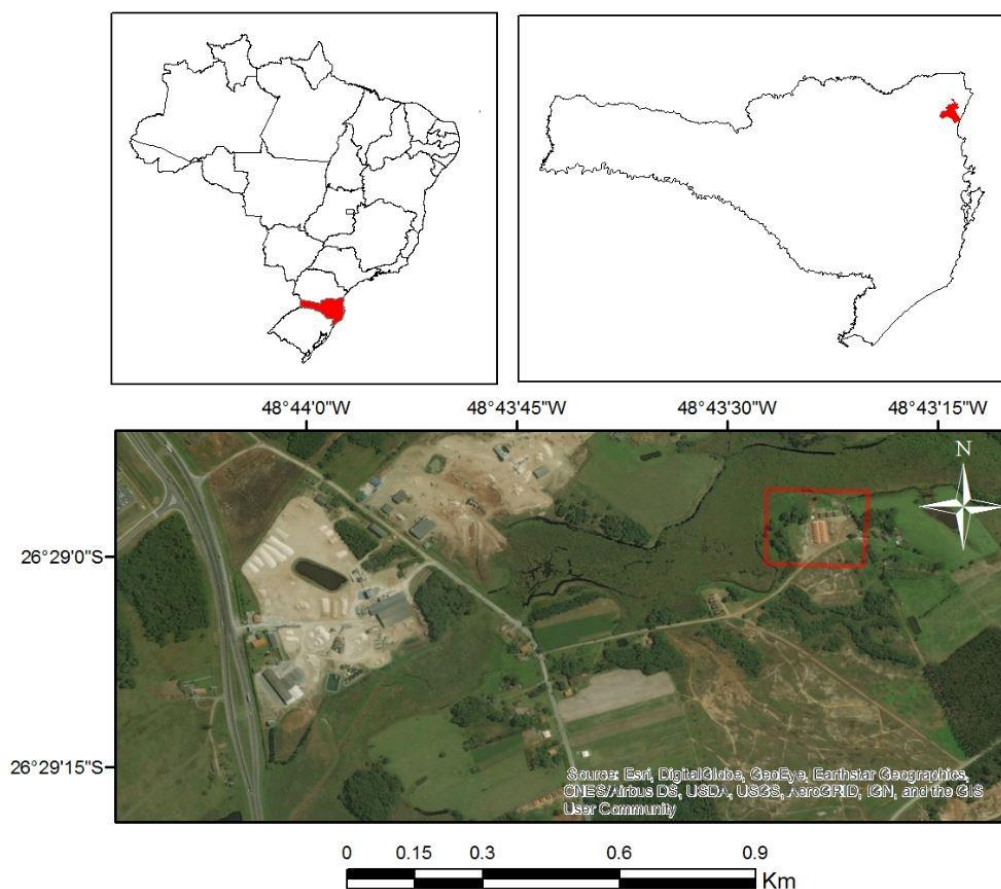


Figura 3.1 – Localização do Campo Experimental de Araquari.

Tabela 3.1 – Cronograma de atividade realizadas em campo incluindo execução e provas de carga das estacas.

Etapas	Período
CPTu	Entre 24/06/2014 e 27/06/2014
SPT	Entre 11/08/2014 e 19/08/2014
Ensaio de laboratório (umidade, granulometria e índices físicos)	Entre 01/08/2014 e 31/05/2015
Execução das estacas	Entre 10/12/2014 e 18/12/2014
Ensaio de integridade com arrasamento	Entre 19/01/2015 e 20/01/2015
Novo arrasamento e execução dos blocos	Entre 02/02/2015 e 04/02/2015
Início das provas de carga estática de topo	Entre 27/03/2015 e 07/05/2015
Início do ensaio bidirecional	26/02/2015
Ensaio de qualidade do concreto	7, 14, 28 e no dia da realização da prova de carga (ou do ensaio bidirecional)

O primeiro trabalho referente ao campo experimental de Araquari foi o de Brochero (2014). Nele foram apresentadas as características geológicas, regionais, geográficas e geotécnicas da área de estudo e a ainda um resumo do planejamento das estacas executadas (Tabela 3.2). A

disposição de todos os estes elementos em planta, bem como pontos de sondagens, é apresentada na Figura 3.2. Foram executados, ao total, sete ensaios de piezocone (CPTu), três sondagens de simples reconhecimento com medida de SPT e um ensaio dilatométrico sísmico (SDMT).

Tabela 3.2 – Descrição das estacas executadas do Campo Experimental de Araquari (BROCHERO, 2014).

Estaca	Método executivo	Diâmetro nominal (m)	Comprimento (m)	Tipo de Ensaio Executado
ET01	Hélice contínua	0,70	15,07	Prova de carga estática e dinâmica
ET02	Escavada com polímero	0,70	15,00	Prova de carga estática e dinâmica
ET03	Hélice contínua	1,00	19,90	Prova de carga estática
ET04	Escavada com polímero	1,00	23,10	Prova de carga estática
ET05	Escavada com lama bentonítica	1,00	23,70	Prova de carga estática
ET06	Escavada com polímero	1,00	23,90	Prova de carga estática e ensaio bidirecional

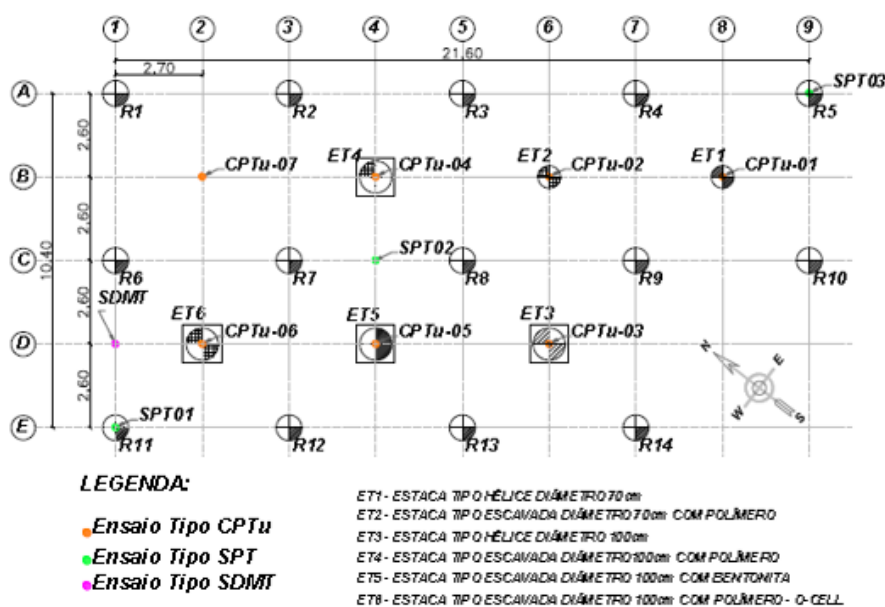


Figura 3.2 – Localização em planta das estacas teste, de reação e das sondagens no Campo Experimental de Araquari (BROCHERO, 2014).

Na Figura 3.3 e na Figura 3.4 são apresentados os perfis longitudinais a partir das avaliações dos ensaios CPTu e SPT, respectivamente. Mesmo sendo observada uma faixa de argila, o perfil longitudinal do campus experimental era predominantemente arenoso ou siltoso.

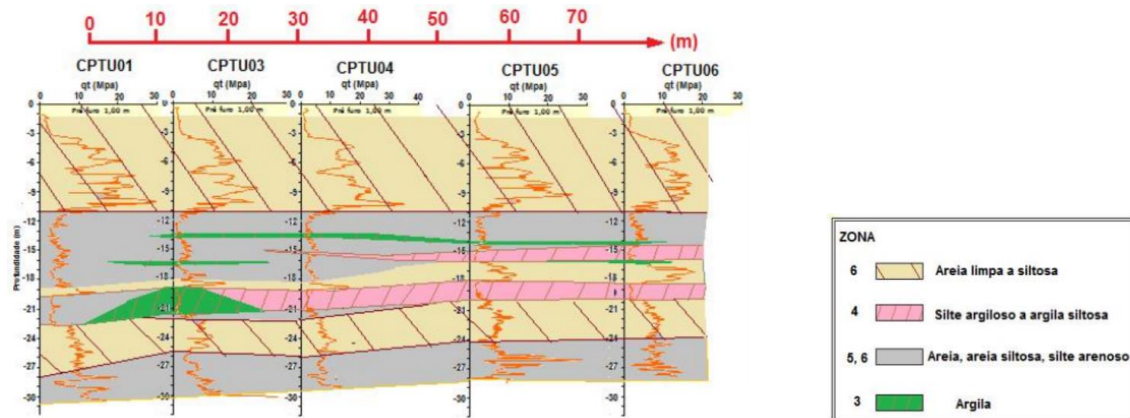


Figura 3.3 - Perfil longitudinal do campo experimental de Araquari a partir dos resultados de ensaios CPTU (BROCHERO, 2014)

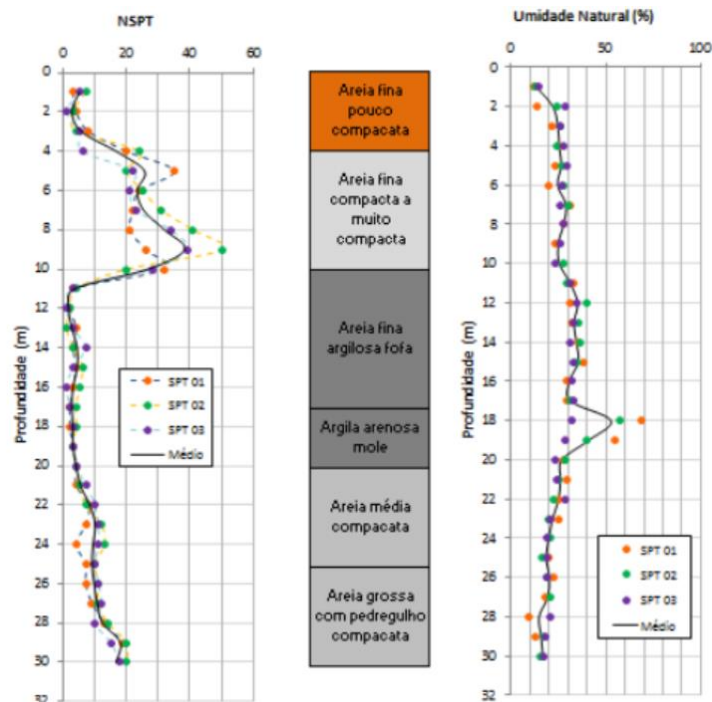


Figura 3.4 - Perfil longitudinal do campo experimental de Araquari a partir dos resultados de ensaios SPT (BROCHERO, 2014).

A partir da completa caracterização do campo, e início das execuções das estacas, Nienov (2016) reavaliou os ensaios de campo apresentados por Brochero (2014), além de apresentar uma detalhada descrição da concepção, dos procedimentos executivos e da realização das provas de carga para as estacas ET04 e ET05.

Por fim, Nienov (2016) analisou os resultados das provas de carga das estacas ET04 (uso de polímero) e ET05 (uso de bentonita), de modo a comparar o efeito dos diferentes fluidos

estabilizantes utilizados no processo de concretagem (bentonita e polímero). Na Figura 3.5 é apresentado o comportamento da carga versus deslocamento das estacas com uso de bentonita e com uso de polímero.

A estaca com uso de polímero apresentou desempenho superior à estaca com uso de bentonita. Nienov (2016) sugeriu que este desempenho inferior da estaca com uso de bentonita se deu devido à formação de *cake* no processo de instalação da estaca.

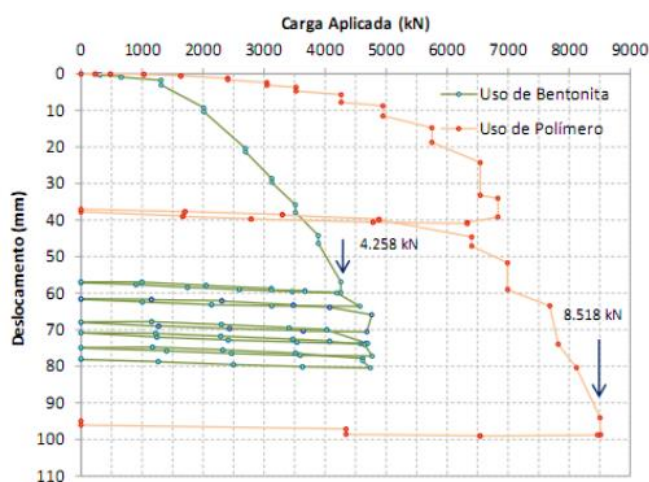


Figura 3.5 - Comportamento das estacas ET04 e ET05: carga *versus* deslocamento (NIENOV 2016).

Seguindo o mesmo caminho, Pereira (2016) realizou análises quanto a previsões de comportamento da ET02 e por fim analisou os resultados da prova de carga, com enfoque principal na curva carga *versus* recalque e determinação da carga de ruptura. Ressalta-se que tanto Nienov (2016) quanto Pereira (2016) realizaram análises baseadas apenas em ensaios de campo.

Por esta razão, o trabalho de Lavallo (2017) foi realizado de modo a analisar o solo do Campo Experimental de Araquari em laboratório e comparar tais resultados aos encontrados em campo. Assim, a Tabela 3.3 apresenta um resumo do perfil típico do Campo Experimental de Araquari. Observa-se que a estratigrafia local é formada predominantemente por material arenoso, com exceção de uma camada de argila com espessura variando entre 2,0 e 4,0 metros situada entre 18,0 e 21,0 metros de profundidade.

Lavallo (2017) também apresentou fotografias de microscopia eletrônica de varredura em que foi possível observar que os grãos apresentavam um grau baixo de arredondamento em parte

pelo tamanho dos grãos (areia fina) e seguramente pelos processos intensos de abrasão que podem conduzir à quebra das partículas formando grãos angulosos. Assim concluindo que a partir das fotografias era possível observar a angulosidade dos grãos presentes em todas as profundidades estudadas.

Tabela 3.3 – Resumo de propriedades do solo do Campo Experimental de Araquari (LAVALLE, 2017).

# camada	Prof (m)	Descrição do solo	qt (MPa)	Nspt60	LL	PL	Dr (%)	e	σ_v' (kN/m ²)	Distribuição tamanhos dos grãos (%)		
										Areia	Silte	Argila
1	0,0 – 3,0	Areia fina	4,5	6	NL	NP	42,13	0,78	24,82	89,45	9,38	1,17
2	3,0 – 10,0	Areia siltosa fina	10,0 – 25,0	30	NL	NP	75,82	0,61	123,06	78,73	18,4	2,87
3	10,0 – 18,0	Areia siltosa fina	2,5 – 3,8	7	NL	NP	27,78	0,79	200,17	59,67	35,88	4,45
4	18,0 – 21,0	Argila baixa plasticidade	3,5	5	28	18	22,15	0,95	244,02	16,5	73,84	9,66
5	21,0 – 24,0	Areia meia a fina	8,0 – 10,0	9	NL	NP	27,12	0,78	366,19	63,98	30,33	5,69

Quanto aos ensaios de resistência, Lavallo (2017) apresentou a Tabela 3.4, que fornece os resultados de seus ensaios triaxiais nas diferentes camadas. Verifica-se que o valor de ϕ'_{EC} varia entre 32,5° e 33,7°, com exceção do ensaio correspondente a profundidade de 5m que resultou em valor superior e em desconformidade com as demais medições. Os ensaios realizados na profundidade correspondente a 12m são representativos de materiais finos, apresentando ϕ'_{EC} em torno de 33°.

Tabela 3.4 – Resumo dos parâmetros de resistência obtidos para o solo de Araquari com a profundidade (LAVALLE, 2017).

Profundidade (m)	Densidade relativa (%)	Parâmetros de resistência			
		ϕ'_{pico} (°)	ϕ'_{EC} (°)	c' (kPa)	M
3,0	40	33,71	32,98	0,00	1,33
5,0	80	38,04	35,95	0,00	1,46
9,0	60	34,06	33,66	3,00	1,36
12,0	20	23,28	22,80	6,53	0,89
15,4	40	32,82	32,52	2,42	1,31
24,0	30	33,07	32,98	16,09	1,33

Em paralelo ao trabalho de Lavalley (2016), Sestrem (2018) reanalisou as provas de carga da estaca ET04 e analisou as provas de carga da estaca ET06, que consistiu em prova de carga com carregamento bidirecional (O-cell), realizando uma comparação de comportamento frente as duas metodologias de ensaio. Comentários sobre a estaca ET04 e o trabalho de Sestrem (2018) são realizados no item 3.3.

3.2 ESTACA ESCAVADA ET02

Conforme explicitado anteriormente, no campo experimental de Araquari, 6 estacas teste foram executadas. Uma vez que o enfoque deste trabalho é uma reanálise da ET02, neste tópico será pontuada a sua execução, instrumentação, bem como da prova de carga a que ela foi submetida. Desta forma, na Tabela 3.5 são apresentados os dados gerais desta estaca.

Tabela 3.5 - Dados construtivos gerais da estaca ET02 (BRASFOND, 2015).

Tipo	Escavada com polímero
Diâmetro	0,7 m
Comprimento	15,7 m
Concreto	$f_{ck} = 20$ MPa
Armadura	Longitudinal: 4 barras com diâmetro de 32mm e comprimento de 15,4 m
	Transversal: estribo espiral com diâmetro de 8 mm e espaçamento de 20 cm
Execução	16/12/2014

A estaca foi executada conforme procedimento indicado na NBR 6122 (ABNT, 2010). Na Figura 3.6 é apresentada a sequência de execução da estaca, foi utilizado uma camisa metálica com diâmetro de 0,9 m (0,20 m acima do diâmetro nominal da estaca) e comprimento de 3 m como guia da escavação, a escavação foi mecanizada com uso de polímero. Durante este processo um controle de qualidade do concreto foi executando, por meio do *slump* teste e preparação dos corpos de prova para rompimento aos 7, 14 e 28 dias (PEREIRA, 2016).

Ao longo do fuste da estaca foi instalado sensores de deformação, do tipo corda vibrante, modelo 4911 *sister* bar fabricados pela Geokon (Figura 3.7). A disposição dos sensores se deu por cinco níveis de instrumentação com pelo menos 2 sensores instalados junto a armadura

longitudinal, diametralmente opostos, com profundidades de 1,40, 4,60, 7,60, 11,10 e 15,10 metros.

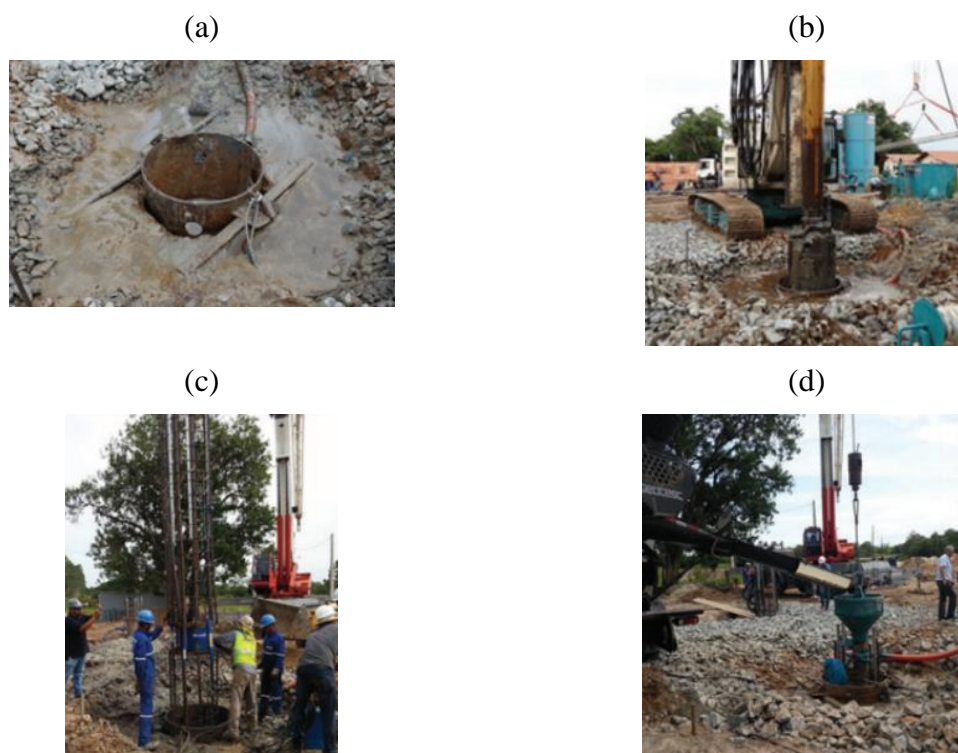


Figura 3.6 - Procedimento executivo da estaca ET02: (a) posicionamento da camisa metálica; (b) escavação; (c) posicionamento da armadura; e (d) concretagem (PEREIRA, 2016).

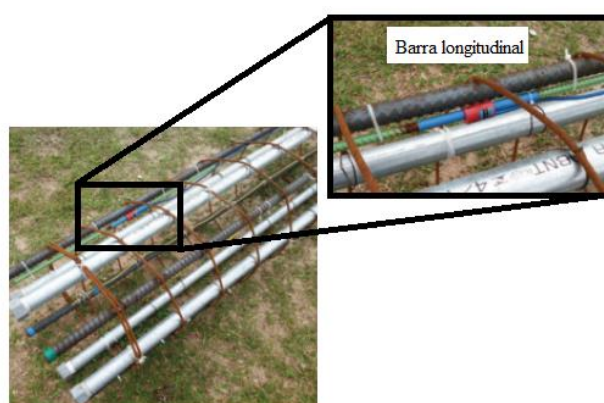


Figura 3.7 - Detalhe da instalação do sensor de deformação (PEREIRA, 2016).

Por se tratar de uma estaca escavada moldada *in loco*, o processo de escavação não garante uma seção transversal constante ao diâmetro nominal de projeto. Neste sentido foram realizados dois

ensaios de integridade, o ensaio PIT e *crosshole*, realizados pela empresa Fugro em 20 e 21 de janeiro de 2015.

O PIT (*Pile Integrity Test*) é um dos ensaios não-destrutivos mais utilizados para avaliação de elementos de fundação, seus procedimentos são normatizados pela ASTM D5882 (ASTM, 2016 a). Tal metodologia tem como objetivo avaliar de maneira qualitativa a integridade de estacas com relação a possíveis defeitos construtivos, tais como: falhas de concretagem, trincas, rupturas, ou ainda variações seccionais no fuste (SESTREM, 2018).

Na Figura 3.8 é apresentado o resultado do ensaio PIT. Foi observado um fuste homogêneo (íntegro), com certa interferência a partir de 9,5 m de profundidade, e sinal de ponta visível, com velocidade de onda calculada em 3.900 m/s.

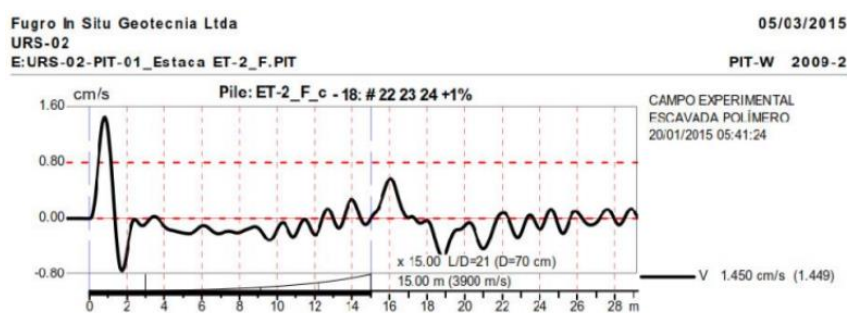


Figura 3.8 - Resultado do ensaio de integridade PIT na estaca ET02 (FISG, 2015).

O *crosshole* foi outro ensaio realizado para avaliar a integridade da estaca, ele é normatizado pela ASTM D6760 (ASTM, 2014). Consiste na instalação de tubos de acesso ao longo do fuste da estaca, em que são preenchidos por água e sondas os percorrem simultaneamente, de modo a avaliar o tempo de trajeto de pulsos sônicos entre um tubo de acesso e outro.

Na Figura 3.9 são apresentados os resultados do ensaio *crosshole*, a figura indica o diagrama de pico de sinal em função do tempo versus a profundidade, a velocidade de propagação da onda e o pulso relativo de energia versus a profundidade. Nas análises são considerados os tempos de transmissão do pulso de ultrassom e a energia do sinal transmitido. Diminuições acima de 9dB para a energia recebida e acima de 20% de atraso na chegada do pulso (*FAT Delay*) são consideradas descontinuidades no material da estaca.

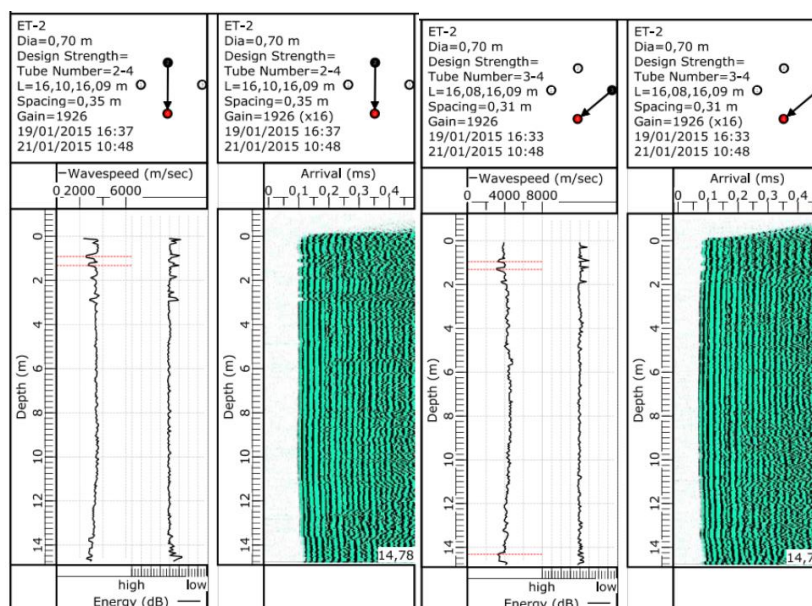


Figura 3.9 - Resultados do ensaio *Crosshole* na estaca ET02 (FISG, 2015).

Desta forma, observa-se uma redução do pulso de energia e na velocidade de onda, no trecho de 0,0 até 0,60 m, próximo ao tubo 1, que pode estar associado ao contato tubo-concreto. Seguido de pequena redução na velocidade de onda no trecho de 0,80 até 1,50 m, entre o centro da estaca e o tubo 4. Já os demais trechos da estaca mostram pequenas variações na velocidade de propagação de onda, usuais para o processo construtivo do elemento em questão.

Partindo para a prova de carga estática (PCE) de compressão axial, seus procedimentos foram baseados nas normas pertinentes (ABNT, 2006; EUROCODE 7; ASTM, 2013), e as informações dos carregamentos e descarregamentos da PCE são dadas pela Tabela 3.6.

Inicialmente dois carregamentos de 5% da carga estimada de ruptura, aproximadamente 130 kN, com duração de 30 minutos cada, para controle e ajuste dos equipamentos de medição. Logo após, foram realizados dois incrementos de 10% da carga de ruptura estimada, com duração de 60 minutos, seguidos de 10 incrementos com duração de 120 minutos, alcançando carga última de ensaio de 2968 kN.

O carregamento foi finalizado quando o deslocamento total alcançou 70,8 mm (maior que 10% o diâmetro da estaca), seguido do processo de descarregamento, que foi realizado com redução de carga em intervalos de 2 minutos cada, totalizando uma duração de 48 minutos.

Tabela 3.6 – Síntese do processo de carregamento e descarregamento da prova de carga estática na ET02 (FUGRO IN SITU, 2015).

CARREGAMENTO			DESCARREGAMENTO		
Incremento de carga	Força média aplicada (kN)	Duração (minutos)	Incremento de carga	Força média aplicada (kN)	Duração (minutos)
C0	0		D1	1847	0
C1	132	30	D2	1405	2
C2	257	30	D3	1228	4
C3	500	60	D4	1091	6
C4	698	60	D5	953	8
C5	885	120	D6	855	10
C6	1116	120	D7	776	12
C7	1322	120	D8	693	14
C8	1526	120	D9	639	16
C9	1725	120	D10	575	18
C10	1937	120	D11	530	20
C11	2143	120	D12	481	22
C12	2376	120	D13	442	24
C13	2549	120	D14	417	26
C14	2729	120	D15	388	28
C15	2960	30	D16	363	30
			D17	339	32
			D18	314	34
			D19	290	36
			D20	270	38
			D21	255	40
			D22	68	42
			D23	0	48

Na Figura 3.10 e na Figura 3.11 são apresentadas as curvas carga *versus* recalque e tempo *versus* recalque da PCE da ET02. Nesta tese, se tem como partida estas figuras, que apresentam os dados de forma geral, sem a separação da parcela de resistência lateral e de ponta, que será realizada nos próximos capítulos.

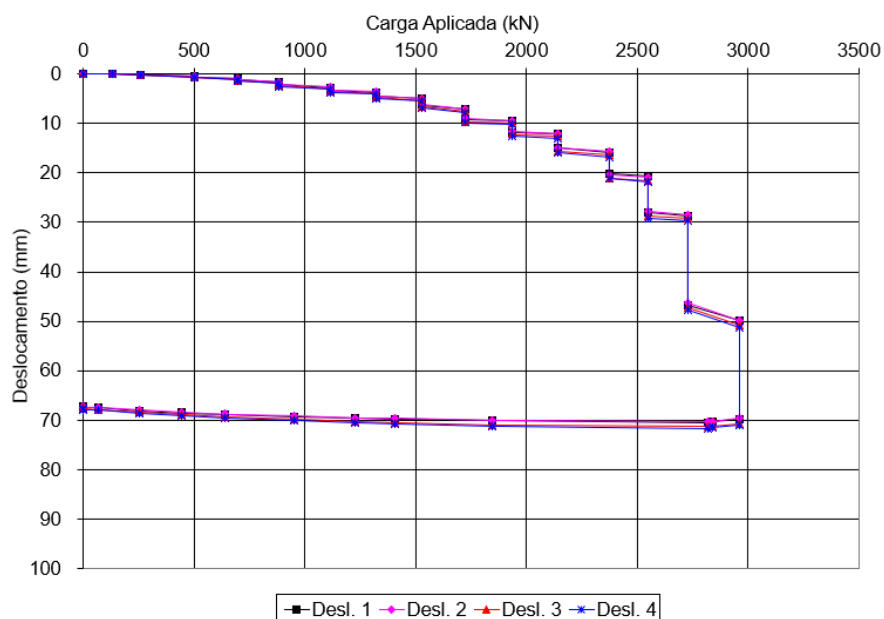


Figura 3.10 - Curva carga aplicada *versus* deslocamento vertical da prova de carga na estaca ET02 (FUGRO IN SITU, 2015).

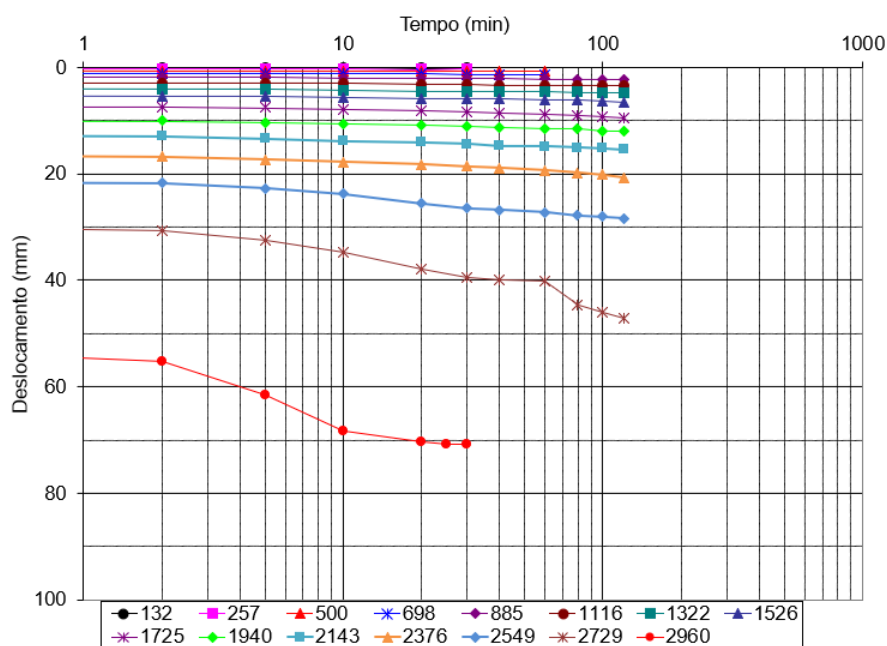


Figura 3.11 - Curva tempo *versus* deslocamento vertical da prova de carga na estaca ET02 (FUGRO IN SITU, 2015).

3.3 ESTACA ESCAVADA ET04

Outra estaca que será destacada neste trabalho é a estaca escavada ET04. Esta estaca foi avaliada nos estudos de Nienov (2016), Lavallo (2016) e Sestrem (2018), sendo utilizada como

referência para a comparação com as demais. Na presente tese, esta estaca também será comparada à estaca ET02, que é o enfoque central. Por esta razão, assim como no tópico anterior, será descrita a sua execução, instrumentação, bem como os resultados dos parâmetros de projeto. Na Tabela 3.7 são apresentados os dados gerais desta estaca.

Tabela 3.7 - Dados construtivos gerais da estaca ET04 (BRASFOND, 2015).

Tipo	Escavada com polímero
Diâmetro	1,0 m
Comprimento	24,10 m
Concreto	$f_{ck} = 20$ MPa
Armadura	Longitudinal: 10 barras com diâmetro de 32mm e comprimento de 23,4 m
	Transversal: estribo espiral com diâmetro de 8 mm e espaçamento de 20 cm
Execução	15/12/2014

Assim como na estaca ET02, ao longo do fuste da estaca ET04 foi instalado sensores de deformação, do tipo corda vibrante, modelo 4911 *sister bar* fabricados pela Geokon. A disposição dos sensores se deu por oito níveis de instrumentação com pelo menos 2 sensores instalados junto a armadura longitudinal, diametralmente opostos, com profundidades de 1,2, 4,0, 7, 0, 11,5, 14,50, 18,50, 22 e 23,50 metros.

Assim como na ET02, o procedimento da prova de carga estática (PCE) de compressão axial da estaca ET04 foi baseado nas normas pertinentes (ABNT, 2006; EUROCODE 7; ASTM, 2013), e as informações quanto aos estágios de carga e descarga desta PCE são dadas pela Tabela 3.8.

Sestrem (2018) pontou que durante o procedimento de montagem da prova de carga, uma das três barras de uma estaca de reação foi danificada e, por esta razão, durante o incremento de carga C13, ao atingir um nível de solicitação de 6833 kN, um descarregamento foi necessário. Após a revisão de todas as conexões das estacas de reação, o ensaio foi reiniciado e finalizado ao atingir uma carga de 8520 kN e deslocamento de 101,8 mm, o que representa 10% do diâmetro da estaca.

Tabela 3.8 - Síntese do processo de carregamento e descarregamento da prova de carga estática na ET04 (SESTREM, 2018).

CARREGAMENTO			DESCARREGAMENTO		
Incremento de carga	Força média aplicada (kN)	Duração (minutos)	Incremento de carga	Força média aplicada (kN)	Duração (minutos)
C0	0		D1	4785	30
C1	233	30	D2	2789	30
C2	482	30	D3	1671	30
C3	1032	60	D4	0	30
C4	1637	60			
C5	2404	120			
C6	2999	120			
C7	3525	120			
C8	4265	120			
C9	4950	120			
C10	5751	120			
C11	6542	120			
C12*	6833	10			
C13*	6329	60			
RECARREGAMENTO			DESCARREGAMENTO		
Incremento de carga	Força média aplicada (kN)	Duração (minutos)	Incremento de carga	Força média aplicada (kN)	Duração (minutos)
RC1	1707	15	D1	6539	30
RC2	3301	15	D2	4343	30
RC3	4885	15	D3	2197	30
RC4	6416	30	D4	0	30
RC5	6990	120			
RC6*	8520	30			

* Não utilizados nas análises de Sestrem (2018).

Na Figura 3.12 e na Figura 3.13 são apresentadas as curvas carga *versus* recalque e tempo *versus* recalque da PCE da ET04, fornecidas por Sestrem (2018). A autora ainda destaca que durante o último incremento de carga, não foi estabilizado pois grandes deslocamentos foram alcançados. E, ainda que todas as análises e interpretações foram desenvolvidas desconsiderando os incrementos de carga C13 (6833kN), C14 (6329kN) e RC6 (8520kN), partindo-se da premissa de utilizar apenas incrementos de mesma duração.

Sestrem (2018) reforçou comentários sobre a escolha de módulos de elasticidade das estacas condizentes com a execução, e ainda concluiu que as relações do parâmetro de projeto k_s/k_0 devem ser associados a um nível de deformação.

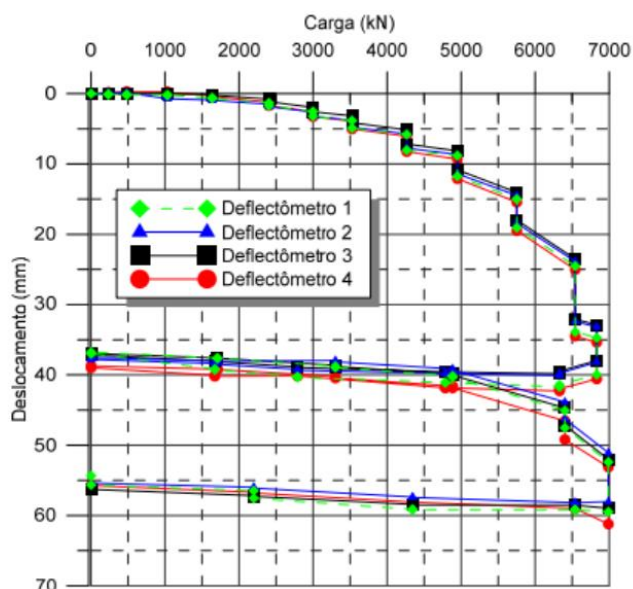


Figura 3.12 - Curva carga aplicada *versus* deslocamento vertical da prova de carga na estaca ET04 (SESTREM, 2018).

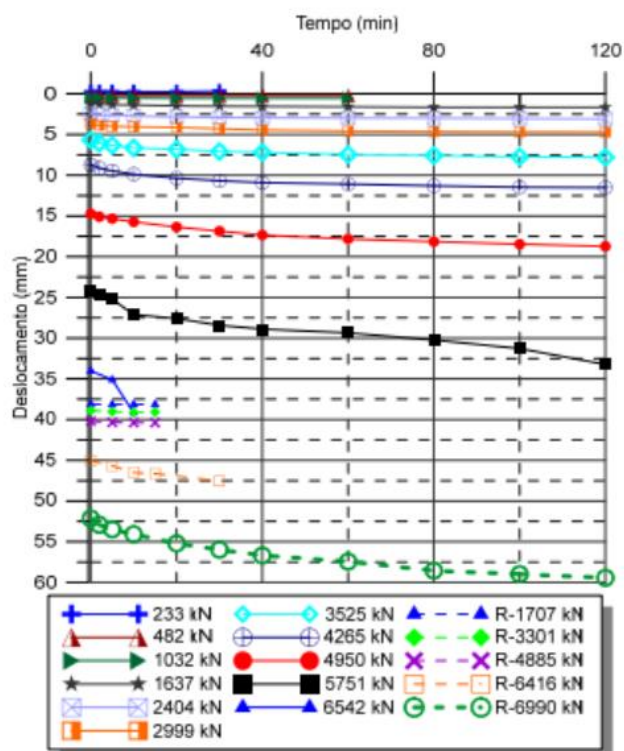


Figura 3.13 - Curva tempo *versus* deslocamento vertical da prova de carga na estaca ET04 (SESTREM, 2018).

Na Figura 3.14 são apresentados os resultados de Sestrem (2018) referente a análise das cargas e atrito lateral da estaca ET04 durante a prova de carga estática. Já na Figura 3.15 são apresentadas as relações do coeficiente de empuxo após a instalação e o coeficiente de empuxo no repouso, a distribuição do atrito lateral, a resistência de ponta do ensaio CPTu e a densidade relativa. Sendo comparados os resultados destes parâmetros de projeto da estaca ET04 e da ET06, que consistia em um ensaio bidirecional.

Quando projetadas, as estacas ET04 e a estaca ET02 foram dimensionadas considerando-se o mesmo módulo de elasticidade. Neste sentido as principais diferenças são atribuídas as dimensões, diâmetro e comprimento, e por esta razão diferentes níveis de instrumentação foram adotados. Sendo no capítulo 7 pontuadas as diferenças quanto a parâmetros de projeto.

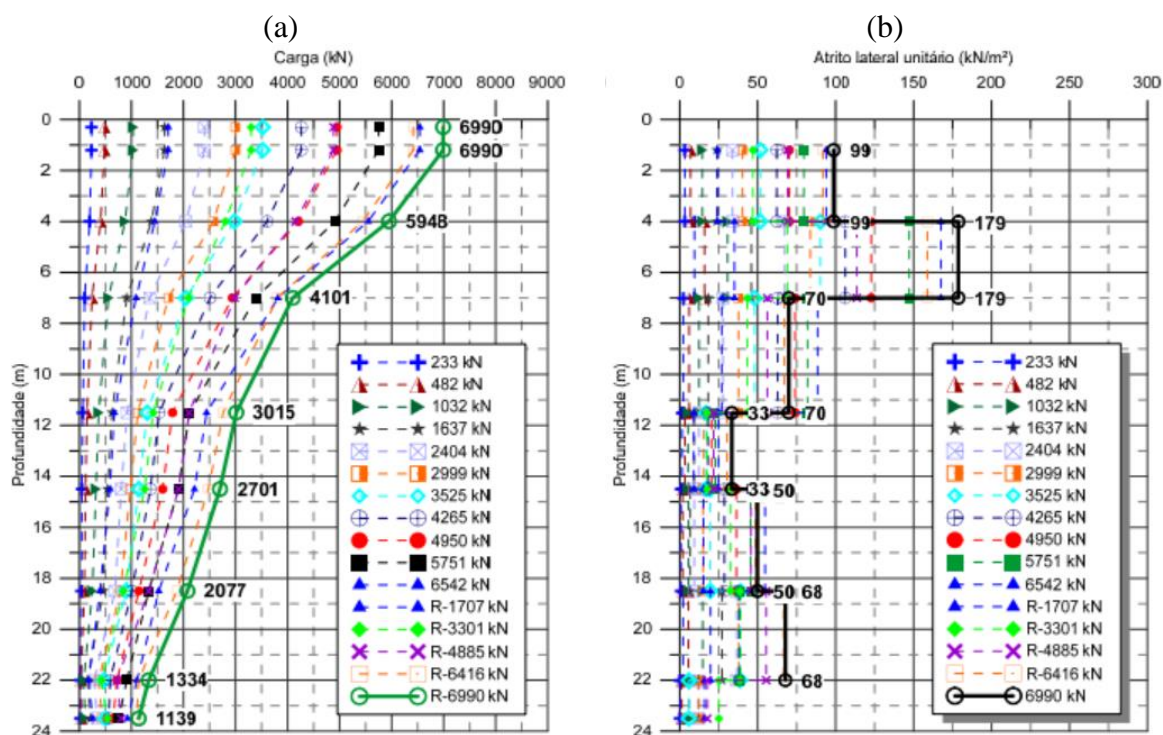


Figura 3.14 - Resultados da prova de carga da estaca ET04 ao longo da profundidade: (a) distribuição da carga; (b) atrito lateral unitário (SESTREM, 2018).

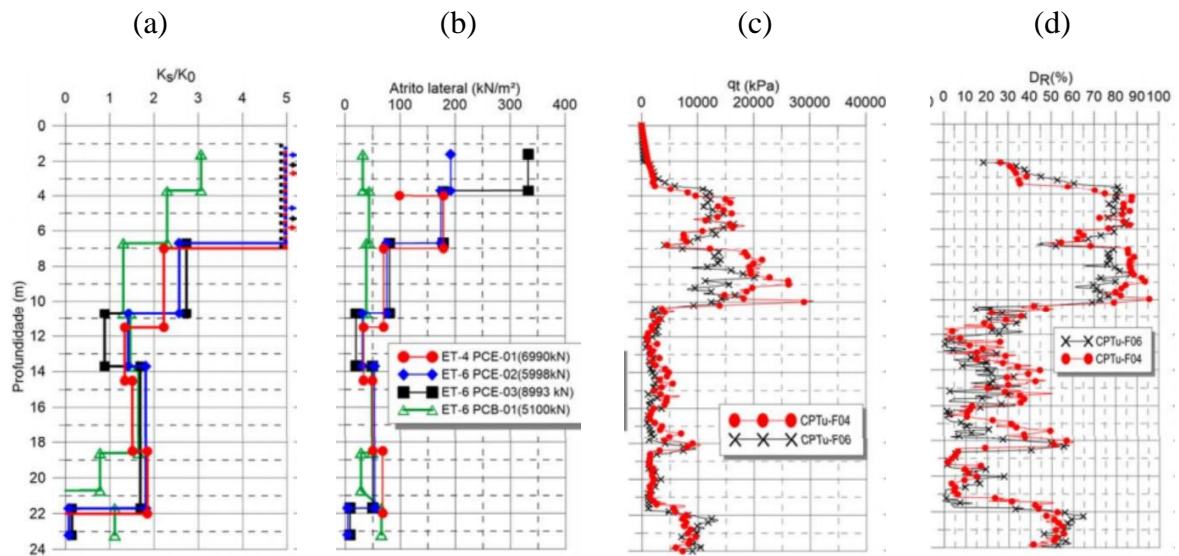


Figura 3.15 - Resultados da prova de carga das estacas ET04 e ET06 ao longo da profundidade: (a) k_s/k_0 ; (b) atrito lateral unitário; (c) resistência de ponta do ensaio cone; e (d) Densidade relativa (SESTREM, 2018).

4 PROGRAMA DE PESQUISA

Fundamentadas no contexto teórico apresentado nos tópicos anteriores, nesse capítulo será tratada a sequência de atividades realizadas na pesquisa para obtenção dos objetivos propostos. Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** é apresentado o fluxograma das atividades. Essa pesquisa foi dividida em programa experimental, que objetiva análises do ângulo de atrito da interface (δ) e do solo (ϕ'), e a reinterpretação dos resultados da prova de carga estática na estaca ET02 realizada no campo experimental de Araquari. Sendo a finalidade de ambas a busca por padrões de comportamento, visando refinar análises e previsões de mobilização de atrito lateral estabelecidas em pesquisas anteriores.

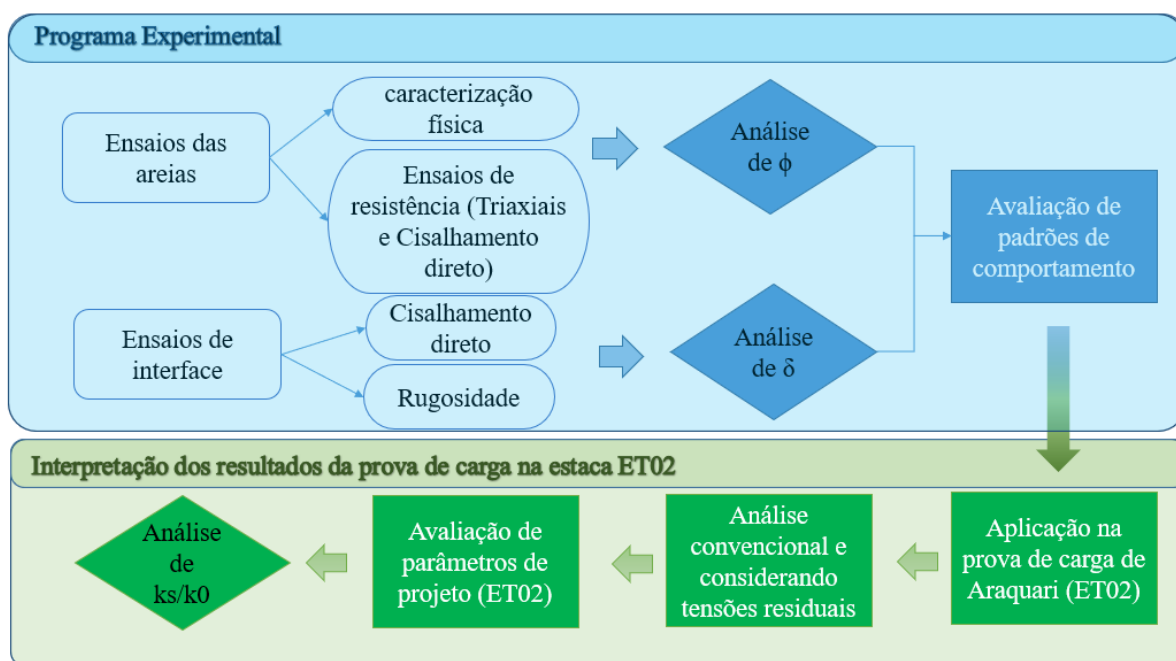


Figura 4.1 - Fluxograma das atividades.

4.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Como apresentado no Fluxograma da **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, o programa experimental, que aborda questões relacionadas aos procedimentos experimentais desta pesquisa, foi dividido em duas grandes etapas. A primeira etapa englobou os ensaios de caracterização física e de resistência das areias estudadas, a fim de se obter parâmetros constitutivos. Na segunda etapa foram realizados os ensaios de interface (cisalhamento direto adaptado), utilizando as areias e o concreto.

4.1.1 Variáveis investigadas

Para analisar os padrões de comportamento da interface foi necessário inicialmente a caracterização física, morfológica e de resistência das areias, seguida dos ensaios de resistência. De forma geral, os aspectos investigados foram:

- a) O comportamento mecânico das areias em ensaios tradicionais (cisalhamento direto e triaxial);
- b) O comportamento da interface entre concreto e areia durante o processo de endurecimento do concreto, a primeiras idades;
- c) A influência da tensão de confinamento na rugosidade da interface curada sob tensão.

As variáveis consideradas na pesquisa foram:

- a) Areia e densidade relativa – Araquari e Ottawa Graded (80%);
- b) Tensões adotadas – 100, 200 e 300kPa;
- c) Tempos de cura – 30 min, 3h, 6h, 9h, 12h e 24h;

Para as areias, foram realizados os ensaios de cisalhamento direto e triaxiais, ambos com mesma densidade relativa (80%), ensaiados na mesma velocidade de cisalhamento e 3 tensões diferentes (100, 200 e 300 kPa), totalizando 12 ensaios de cisalhamento direto (2 pontos para repetibilidade) e 6 ensaios triaxiais. Para os ensaios de interface, além das condições supra escritas, a variável tempo é incluída, assim foram realizados 6 diferentes tempos de cura em duplicata, totalizando 72 ensaios. A densidade relativa de 80% foi considerada para que as condições de pico e pós-pico fossem bem caracterizadas.

4.1.2 Materiais

4.1.2.1 Areias

Nesse estudo foram utilizadas duas areias, uma denominada como areia de Araquari, proveniente do Campo Experimental de Araquari (Santa Catarina-BR), extraída da camada superficial (0 a 3 metros), e a outra, denominada areia Ottawa Graded, proveniente de Ottawa (Illinois-USA).

A areia de Araquari foi escolhida, uma vez que é proveniente de campo experimental, enquanto a areia Ottawa Graded foi escolhida por se tratar de uma areia usada com frequência em

pesquisas americanas, caracterizada no padrão ASTM, e que pode complementar análises em relação à areia de Araquari. A seguir, na Figura 4.2, são apresentadas suas curvas granulométricas.

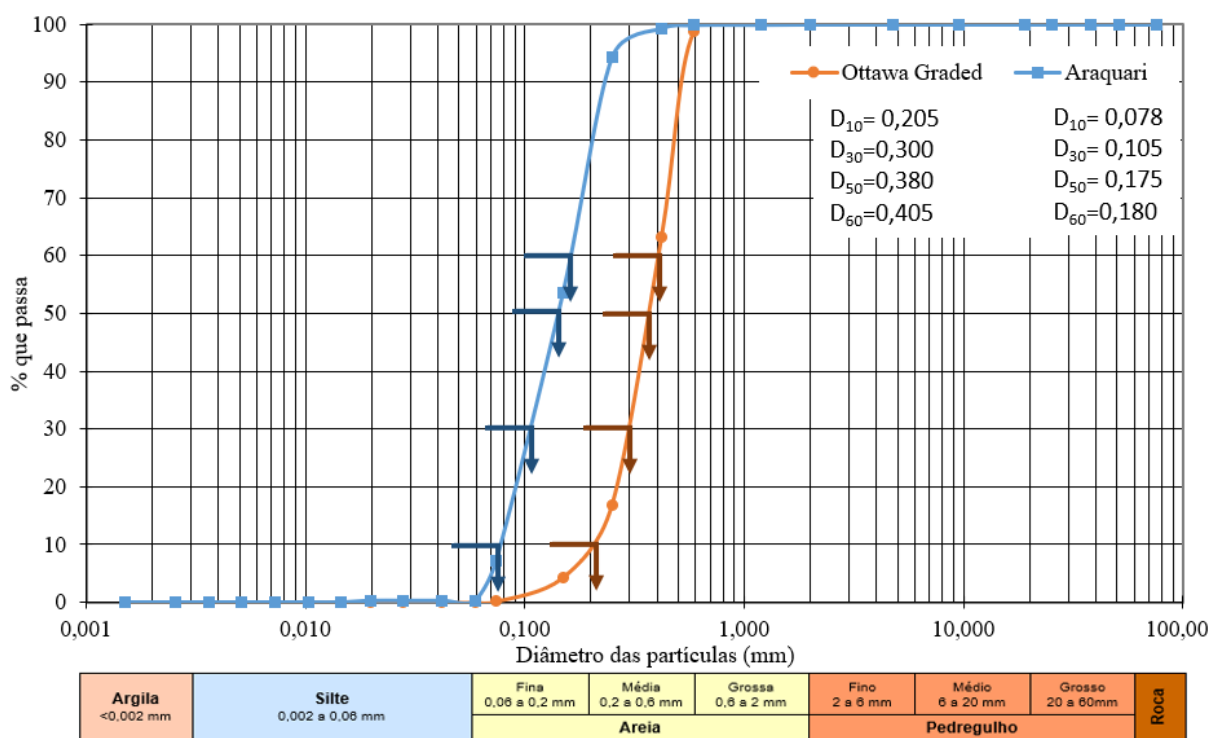


Figura 4.2 - Curvas Granulométricas das areias Araquari e Ottawa Graded - com defloculante.

A partir da Figura 4.2 foram determinados o coeficiente de curvatura (C_c), o coeficiente de uniformidade (C_U) e o diâmetro efetivo dos grãos (D_{50} em mm), cujos valores são respectivamente, 0,79, 2,31 e 0,175 para Araquari e 1,08, 1,98 e 0,380 para Ottawa Graded. Notam-se curvas com predominância de determinadas frações para cada areia, em Araquari há predomínio da faixa de areia fina, já Ottawa Graded há predomínio da faixa de areia média.

Conforme o sistema de classificação SUCS, a areia de Araquari foi classificada como SP-SM, areia mal graduada com silte (finos não plásticos), e a areia Ottawa graded foi classificada como SP, areia mal graduada. Na Tabela 4.1 são apresentadas as demais propriedades de ambos os solos. Além do supracitado, essas duas areias foram utilizadas na pesquisa de modo a comparar dois materiais distintos, avaliando eventual influência da granulometria na interface de contato solo-concreto.

Tabela 4.1 - Propriedades e características das areias.

	Araquari	Ottawa graded
G_s (ABNT, 2017)	2,617	2,650
e_{max} (ASTM, 2016 b)	0,960	0,767
e_{min} (ASTM, 2016 c)	0,594	0,494
$e_{ensaios}^1$	0,663	0,545
$D_{r, ensaios}^2$	80%	81%

¹ Índice de vazios definidos para preparação das amostras nos ensaios de resistência

² Densidade relativa para preparação das amostras nos ensaios de resistência

4.1.2.2 Concreto

O traço de concreto utilizado foi definido a partir das respostas fornecidas por Nienov (2016) para abatimento e resistência realizados nas estacas do campo experimental de Araquari. A proporção de material para uma amostra de concreto utilizada nos ensaios é apresentada na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Características do traço utilizado nesta pesquisa.

Composição	Traço unitário
Abatimento (cm)	23 +/-2
Água (g)	1,76
Cim. CP I (g)	14,06
Cinza volante (g)	3,51
Agregados - Areia + Brita (g) ¹	2,06
Aditivo (gota)	1,0 – (0,2mL)

¹ com faixa granulométrica de 4,8 mm a 9,5 mm

Na Figura 4.3 é apresentada a curva granulométrica do agregado utilizado, que tem índice de absorção de 1,8%. O abatimento obtido no presente trabalho foi o mesmo encontrado por Nienov (2016), sendo a comparação das resistências a compressão entre esse estudo e o de Nienov (2016) apresentada na Figura 4.4.

O foco do trabalho de Nienov (2016) era a resistência próxima ao rompimento das estacas, por essa razão, foram realizados ensaios a partir de 7 dias de cura. Como o foco deste trabalho

consiste em avaliar o comportamento da interface solo-estaca a pequenas idades, para eventual interpretação de tensões residuais em estacas escavadas, foram realizados ensaios de compressão simples a partir de 1 dia, e ensaios de 7 e 14 dias para comparação. Avaliando a Figura 4.4, verifica-se semelhança de comportamento entre as resistências comparadas.

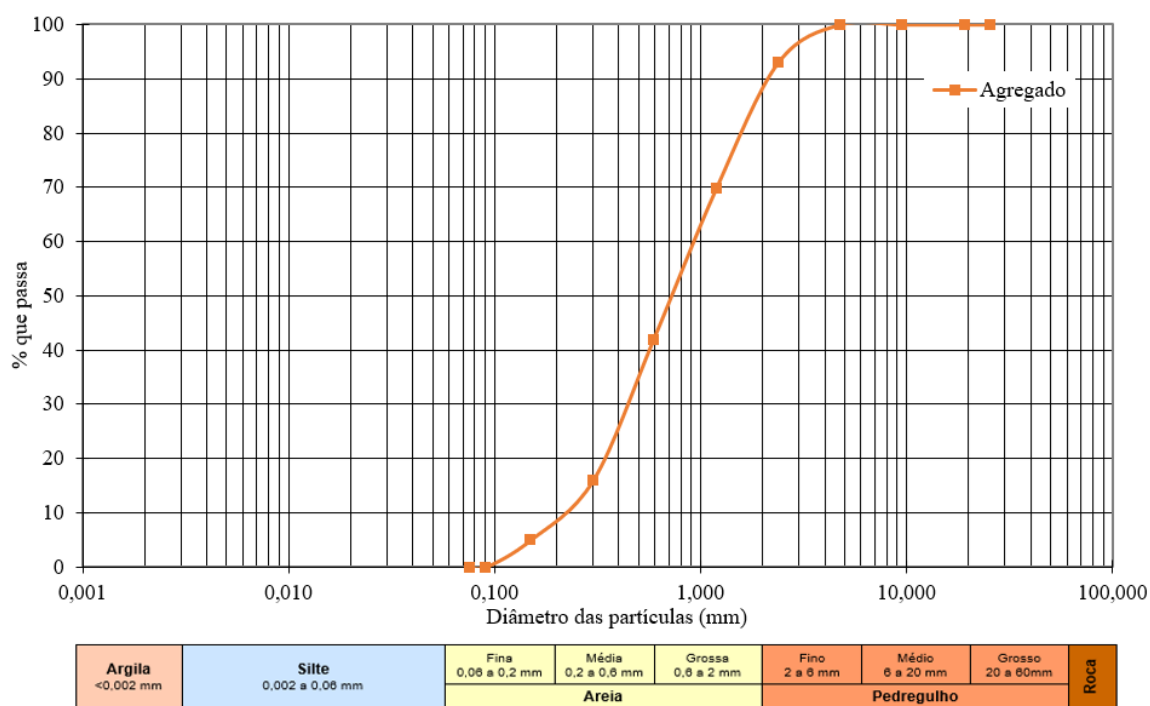


Figura 4.3 - Curva Granulométrica do agregado utilizado no concreto.

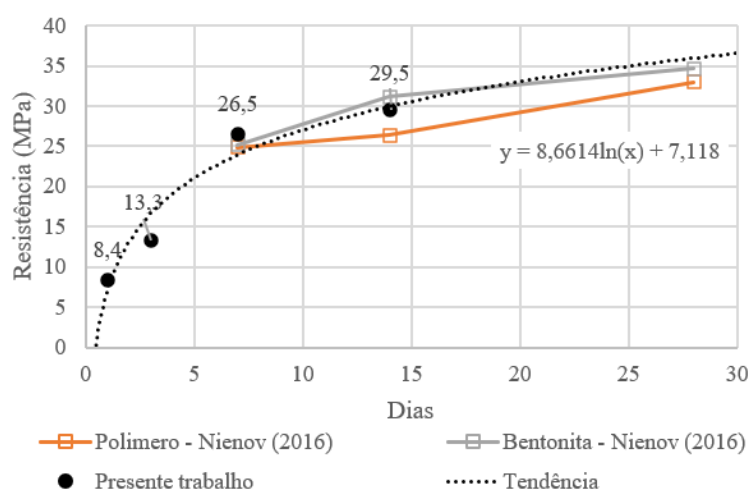


Figura 4.4 - Resistência a compressão do concreto, comparação entre presente trabalho e Nienov (2016).

4.1.2.3 Água

Nos ensaios em que se havia necessidade de uso de água, foi utilizada água destilada.

4.1.3 Métodos

4.1.3.1 Procedimentos para análise morfológica das areias

A caracterização morfológica das areias foi determinada primeiramente realizando a separação das partículas de solo por faixa granulométrica (utilizando as peneiras #10, #16, #20, #30, #40, #60, #100, #200). Logo após um microscópio comum (modelo SZ61) com câmera acoplada foi empregado para gerar as imagens com resolução 1280 X 1024 pixels.

Após a obtenção das imagens, essas foram processadas no software livre ImajeJ para obtenção dos parâmetros geométricos das partículas, calculados a partir dos códigos desenvolvidos por Zheng & Hycriv (2015). Já os parâmetros morfológicos foram calculados pelas equações de Ferreira & Rasband (2012) e Altuhafi *et al.* (2013) para cada faixa granulométrica executando-se por fim uma média aritmética de todos.

4.1.3.2 Procedimentos dos ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais foram realizados para melhor caracterização de comportamento do material e comparação aos ensaios de cisalhamento direto, como forma de validá-los. Estes ensaios foram realizados em condição CID (consolidado isotropicamente e cisalhado em condições drenadas), em conformidade com a norma vigente e procedimentos consagrados, D7181 (ASTM, 2011) e La Rochelle *et al.* (1988).

O equipamento utilizado é apresentado na Figura 4.5, marca Geonor, instalado no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG). Esse equipamento aplica pressões através de duas interfaces óleo/água (confinamento da câmara e contrapressão) enquanto, quando acionado, o motor eleva a câmara (em velocidade constante) dotada de célula de carga acoplada para leitura dessa reação, considerando o modelo de deformação controlada. Todo o procedimento de aplicação de pressões é manual, com auxílio de manivela e pesos.

O monitoramento dos ensaios foi feito por meio de sensores processados por um sistema de aquisição de dados composto de um conversor de sinal analógico/digital. Foram utilizados dois transdutores de pressão, um para confinante e outro para a contrapressão, uma célula de carga,

um transdutor de deslocamento, um medidor volumétrico do tipo *Imperial College* e três sensores de efeito Hall, para leituras de deformação internas verticais e radiais (Figura 4.6).

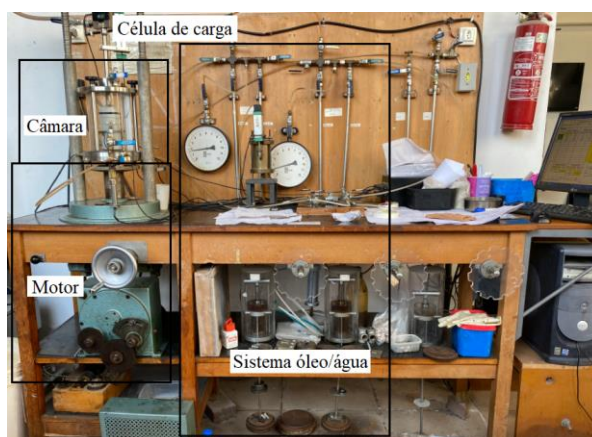


Figura 4.5 - Equipamento triaxial do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

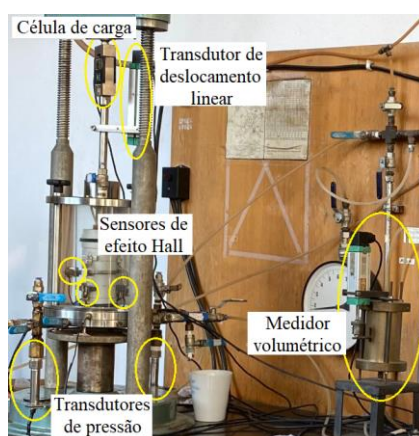


Figura 4.6 - Sensores utilizados no equipamento.

Quanto à execução do ensaio, esse foi dividido em quatro etapas, sendo a primeira, a preparação da amostra, montagem e enchimento da câmara, seguido do processo de saturação, da consolidação, e por fim o processo de cisalhamento. No primeiro processo, optou-se por uma preparação com 10% de umidade uma vez que se trata de material arenoso.

Os corpos de prova foram preparados por compactação dentro de um molde envolvido da membrana marcada em 5 camadas iguais, até atingirem densidade relativa predeterminada ($D_R=80\%$), seguindo a metodologia de Ladd (1978). Ao final, o conjunto (molde, membrana e areia) era transportado ao pedestal da prensa triaxial, as amostras eram desmoldadas com aplicação previa de 5kPa de sucção, essa qual mantida até completar o preenchimento da

câmara triaxial. Após as medidas, posicionamento e fixação dos sensores de efeito hall, a câmara era fechada, e preenchida com água, finalizando assim a primeira etapa.

Na segunda etapa, a saturação, buscou-se garantir o menor número de bolhas de ar na amostra e linhas de drenagem (HEAD, 1998), sendo assim foram executados três procedimentos sequenciais. Inicialmente, foi aplicada uma tensão de 35kPa de confinamento, e percolou-se gás Carbônico (CO₂) a uma pressão de 15 kPa, no sentido base para topo, totalizando uma tensão efetiva de 20kPa por 15min. Em seguida, foi realizada nos mesmos moldes, a percolação de água, mantendo a tensão efetiva, até que a água percolada atingisse o dobro do volume de vazios da amostra.

Por fim, foi incrementada igualmente a pressão confinante e contrapressão em 50 kPa, até que a contrapressão correspondesse a 415kPa, a fim de atingir a melhor condição de saturação, representada pelo parâmetro B de Skempton (1954) próximo a 0,99.

Assim, passava-se para a fase de consolidação, em que as válvulas de drenagem eram abertas, para monitoramento da variação volumétrica, enquanto as tensões efetivas eram alteradas para 100 kPa, 200 kPa ou 300 kPa, de acordo com o ensaio em questão. As medidas de deformação se davam por meio de sensores externos (medidor volumétrico) e internos (sensores de efeito Hall).

O processo de consolidação ocorria por aproximadamente 20 a 30 min, e assim o último processo, cisalhamento, era iniciado. A prensa era ligada a uma taxa de deslocamento axial constante de 0,11 mm/min, próximo ao adotado no ensaio de cisalhamento direto até que se obtivesse deformações próximas a 20%. Para essa etapa, considerou-se a correção de área conforme La Rochelle *et. al.* (1988).

4.1.3.3 Procedimentos dos ensaios de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no laboratório B286 do *Delon and Elizabeth Hampton Hall of Civil Engineering* da *Purdue University*. Na Figura 4.7 é apresentado o equipamento utilizado para os ensaios tratando-se de um equipamento modelo 26-2114/01 (*Ele International*) com réguas resistivas para leituras de deslocamento lineares verticais e horizontais, além de anel dinamométrico para leituras de carga de cisalhamento. A aplicação da força normal é dada por colocação de pesos em um braço de alavanca.

As amostras foram compactadas a seco, por vibração diretamente na caixa de cisalhamento. Após o posicionamento da caixa no equipamento, a amostra era inundada e em seguida eram aplicadas as cargas que correspondiam às tensões normais de aproximadamente 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa, aguardando em torno de 30 min para estabilização de leituras. Na sequência era iniciado o cisalhamento.

A norma americana D3080 (ASTM, 1998) apresenta a limitação de que o diâmetro do grão deve ser inferior a um décimo do diâmetro ou lado da amostra ensaiada para ensaios em solo puro. Uma vez que os grãos de areia se enquadraram nas dimensões do equipamento tradicional, para efeitos de realização do ensaio foi utilizada uma caixa com amostra circular com 63,0 mm de diâmetro.

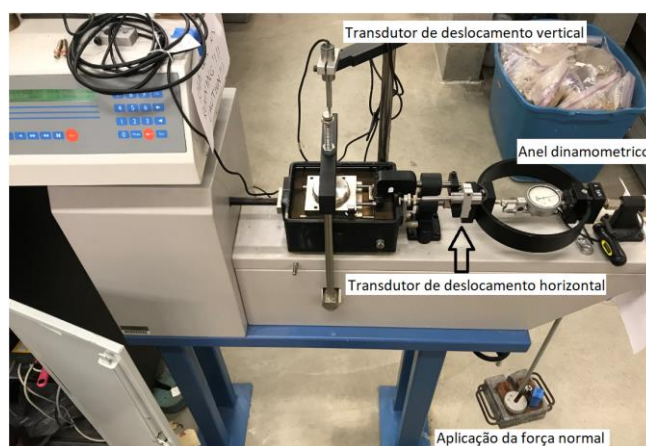


Figura 4.7 - Equipamento de cisalhamento direto utilizado nesta pesquisa.

Para que o ensaio ocorresse em conformidade com a Norma D3080 (ASTM, 1998), em condições drenadas, foi estimada a velocidade do ensaio. Em termos da norma, apresenta-se a equação 4.1.

$$d_r = d_f/t_f \quad (4.1)$$

sendo d_r a razão de deslocamento, taxa de deslocamento ou velocidade de ensaio, em mm/min, d_f o deslocamento horizontal estimado para a ruptura, em mm, e t_f o tempo estimado para ruptura em min.

Foi considerado um deslocamento estimado de ruptura de aproximadamente 12% do diâmetro da amostra, ou seja, em torno de 70 mm a 80 mm. Para o caso de areias, a norma sugere um

tempo de ruptura estimado de 60 minutos. Desta forma, a velocidade de ensaio definida para garantir condição drenada foi de 1,5 mm/min, totalizando a duração de cada ensaio em média de 1 hora e 15 min.

4.1.3.4 Procedimentos dos ensaios de cisalhamento na interface

Assim como os ensaios de cisalhamento direto, os ensaios de interface foram realizados em mesmo equipamento no laboratório B286 do *Delon and Elizabeth Hampton Hall of Civil Engineering* da *Purdue University*. Após a caracterização e análise das propriedades das areias estudadas foram realizados os ensaios de cisalhamento na interface. Sua principal diferença para os ensaios tradicionais de cisalhamento direto é a forma com que as amostras são preparadas e ensaiadas.

Na Figura 4.8 (a) é possível observar o croqui da configuração tradicional do ensaio, com a dimensão da amostra que foi utilizada. Inicialmente foram estudadas diferentes formas de realização de preparação destas amostras, até que se definisse a melhor representação das condições de interface em campo. Assim, na Figura 4.8 (b) é possível observar a configuração do ensaio adaptado para interface, desta pesquisa. A partir das experiências anteriormente relatadas, foi definida a posição do concreto na caixa inferior e areia na caixa superior.

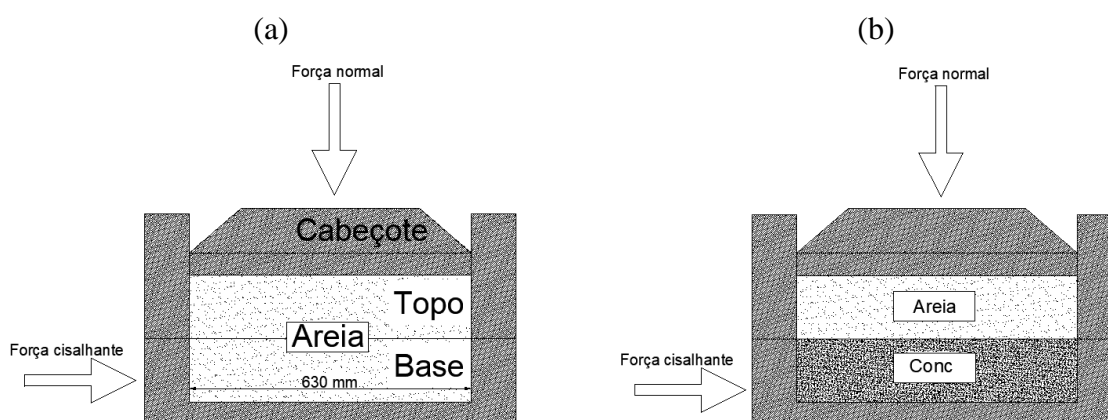


Figura 4.8 - Configuração do ensaio: (a) ensaio padrão; (b) Ensaio de interface concreto e areia.

A sequência de preparação das amostras é apresentada na Figura 4.9. Inicialmente foi preparada a base inferior que recebeu o concreto, a pedra porosa foi envolta de papel filme e em todas as superfícies foi passado lubrificante para facilitar o desmolde da amostra (Figura 4.8 (a) e (b)). Logo após foi preparado o concreto (Figura 4.8 (c), (d) e (e)), e em seguida, esse foi depositado

na base da caixa, até um pouco acima da transição com a parte superior dessa (Figura 4.8 (h) e (i)).

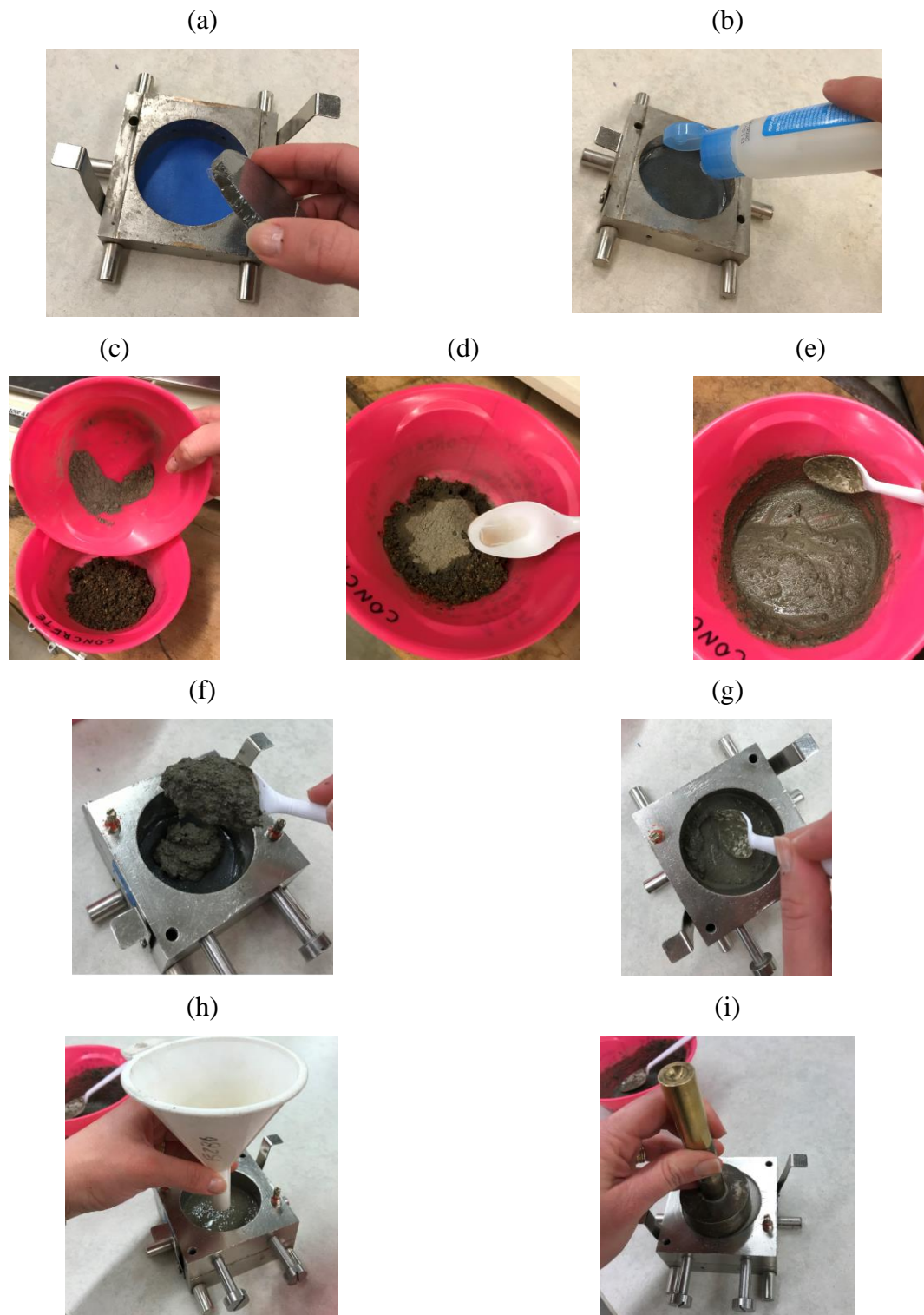


Figura 4.9 - Preparação das amostras: (a) e (b) preparação da base inferior; (c), (d) e (e) preparação do concreto; (h) e (i) colocação do concreto na base; (h) e (i) deposição e compactação da areia.

Por fim, foi feita a colocação da areia (seca) com auxílio de funil e realizada sua compactação até nível requerido para atingir a densidade relativa de ensaio e completar a caixa de cisalhamento (Figura 4.9 (h) e (i)). A partir dessa preparação, era colocado o cabeçote, a caixa e este conjunto era posicionado na prensa. Todo o processo de preparação durava cerca de 15 (quinze) minutos.

Após o posicionamento da caixa no equipamento, a amostra era inundada e em seguida eram aplicadas as tensões normais de aproximadamente 100 kPa, 200 kPa ou 300 kPa, a considerar e tensão para cada ensaio realizado. Dependendo da idade a ser ensaiada foi definido o tempo de aplicação e estabilização da força normal, variando esse de 30 minutos, para a primeira idade (chamada de 0,5h), 180 minutos (para 3h), 360 min (para 6h), 540 minutos (para 9h), 720 minutos (para 12h) e 1440 minutos (para 24h). Foram realizadas várias baterias de ensaios para garantir repetibilidade e redundância nos resultados.

Tanto os grãos de areia, quanto a rugosidade do concreto se enquadraram nas dimensões do equipamento tradicional, conforme recomendado pela norma americana D3080 (ASTM, 1998), sendo utilizada uma caixa com amostra circular com 63,0 mm de diâmetro. Para o cisalhamento foi considerada a mesma taxa de deslocamento axial dos ensaios de cisalhamento direto apenas em areia.

A Figura 4.10 mostra uma sequência da extração das amostras. Após a finalização dos ensaios, as amostras eram retiradas cuidadosamente, para que fosse verificado visualmente se o plano de ruptura de fato ocorria na camada entre o concreto e a areia. Em algumas amostras ocorreu a ruptura acima da interface (na areia), ou abaixo (no concreto), sendo que nestas situações os ensaios eram desconsiderados.

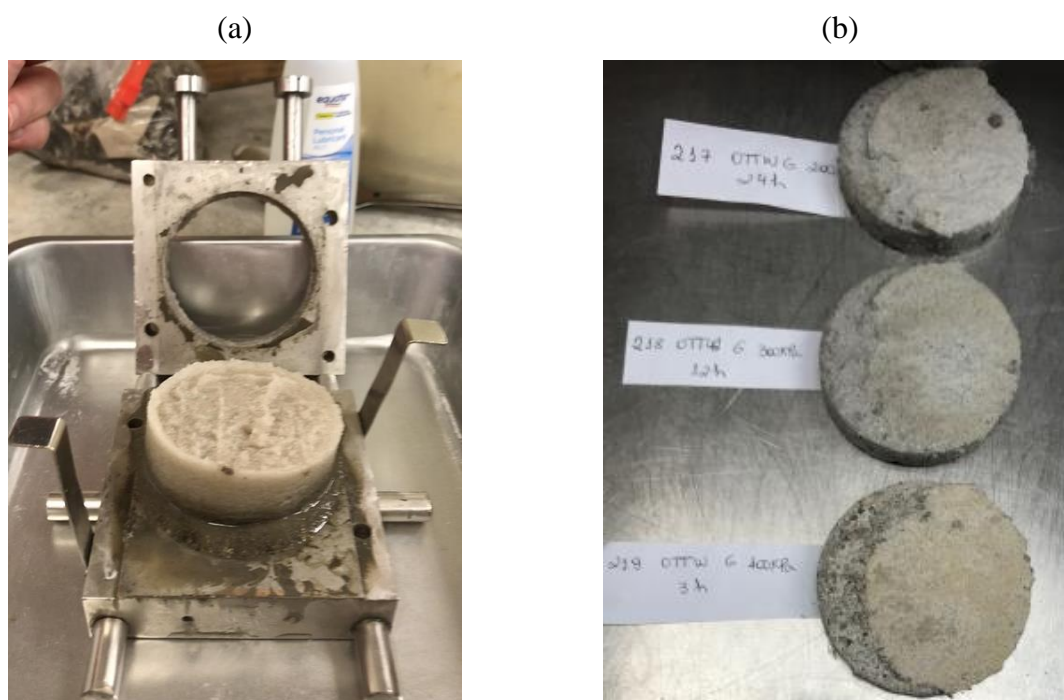


Figura 4.10 - Amostras após ensaios: (a) extração e (b) análise visual do plano de ruptura, amostras descartadas.

4.1.3.5 Procedimentos para análise da rugosidade do concreto

Para que fossem possíveis as medições de rugosidade inicial da interface, as leituras foram realizadas em amostras intactas submetidas aos níveis de tensões estudados nesta pesquisa. Para isso, todo o processo de preparação das amostras foi realizado incluindo a aplicação da tensão de confinamento por no mínimo 24h. Logo após, as amostras eram extraídas (Figura 4.11), aguardando que secassem para retirada da areia da parte superior, remoção essa auxiliada de pincel com cerdas macias para que não as danificassem (Figura 4.12 (a) e (b)).



Figura 4.11 - Perfil da amostra, preparação para leituras da rugosidade.

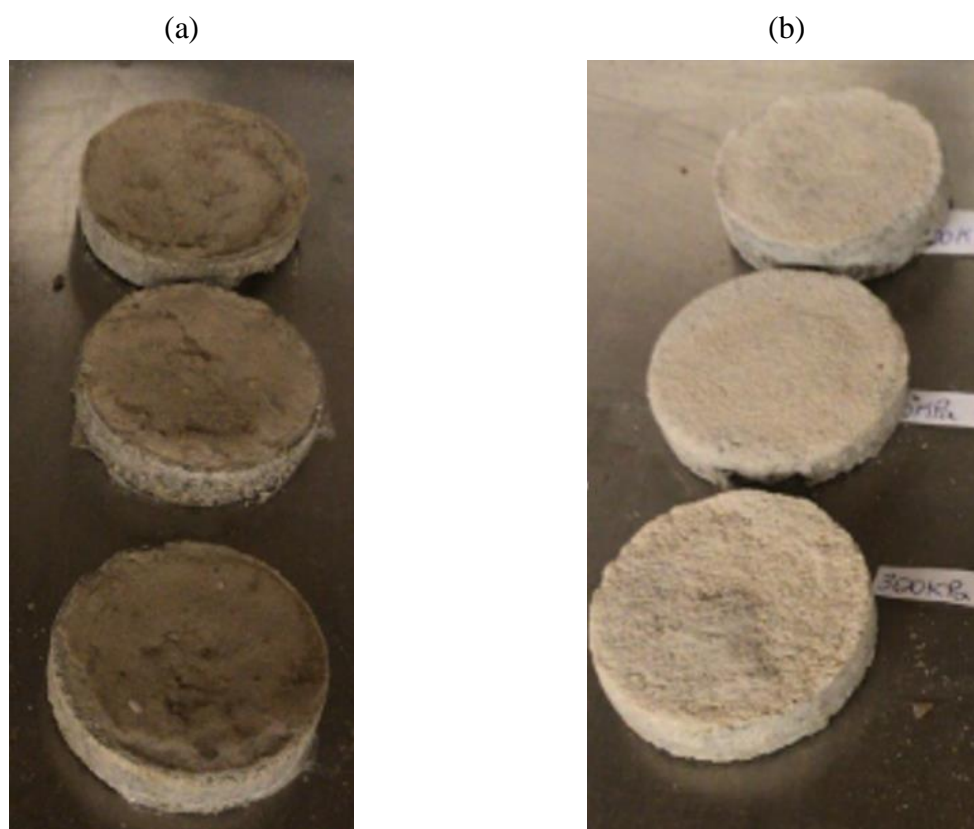
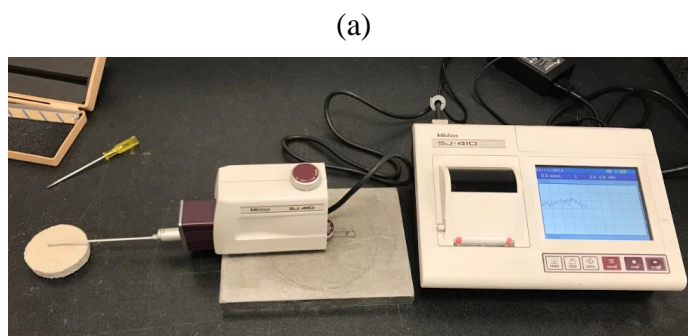


Figura 4.12 - Superfícies do concreto em contato com: (a) areia de Araquari e (b) areia Ottawa graded.

Um rugosímetro de contato, modelo SJ-411 – Mitutoyo (Figura 4.13 (a) e (b)), foi utilizado para realização das leituras dos perfis, com velocidade de percurso de 0,2 mm/s e um comprimento de amostra de $l=16$ mm. Este equipamento forneceu os perfis, rugosidade média (R_a), em μm , rugosidade média quadrática (R_q), rugosidade total (R_t), entre outros parâmetros. Além desses, nessa pesquisa foi calculada a rugosidade relativa, inicialmente proposta por Uesugi & Kishida (1986) e difundida por outros autores. Para o cálculo deste parâmetro foi utilizada a metodologia proposta por Tovar-Valencia *et al.* (2018).



(b)



Figura 4.13 - Equipamento utilizado para obtenção dos perfis de rugosidade.

4.2 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DA PROVA DE CARGA NA ESTACA ET02

Após a análise dos estudos relacionados ao campo experimental de Araquari, da realização do programa experimental, e da compreensão do comportamento da interface, uma das provas de carga do campo Experimental de Araquari foi reavaliada. Trata-se da prova de carga estática executada na estaca ET02. Conforme pontuado anteriormente, Pereira (2016) analisou essa PCE enfocando principalmente no comportamento da curva carga versus recalque na cabeça da estaca, cabendo aqui uma reanálise baseada nos conceitos pontuados por Sestrem (2018) e Schnaid *et al.* (2020), voltadas à mobilização ao longo do fuste. E, pontuações sobre cálculos das tensões residuais nesta estaca. Inicialmente, a estaca foi analisada conforme metodologias consagradas, sem consideração de tensões residuais, e logo após ponderações sobre esses cálculos foram realizados.

4.2.1 Instrumentação em profundidade

Inicialmente, o relatório da execução da prova de carga fornece dados brutos em dígitos que são transformados para medidas de deformação específica (em *microstrain*), através da equação 4.2, para cada sensor instalado ao longo do fuste da estaca.

$$\varepsilon = (R_1 - R_0) \times f_c \quad 4.2$$

sendo, ε a deformação específica (em *microstrain*), R_0 a leitura inicial (em dígitos), R_1 a leitura atual (em dígitos) e f_c o fator de calibração dos *strain gauges* fornecido pelo fabricante.

Os fatores de calibração de cada dispositivo são apresentados na Tabela 4.3, conforme disposição de instalação de quantidade por nível, dada conforme explicitado no item 2.6.2.

Tabela 4.3 - Fatores de correção dos dispositivos de deformação em conformidade com o fabricante.

Posição do dispositivo		A		B		C		D	
Nível	Prof (m)	Nº série	f_c *	Nº série	f_c *	Nº série	f_c *	Nº série	f_c *
N1	1,40	1406825	0,353			1404052	0,350		
N2	4,60	1406822	0,354	1406821	0,352	1406820	0,355	1406824	0,351
N3	7,60	1403629	0,351			1404089	0,345		
N4	11,10	1404088	0,350	1403618	0,349	1404085	0,350	1403620	0,351
N5	15,10	1403622	0,346			1403624	0,348		

* Fator de correção em *microstrain*/dígito

Uma vez que os dispositivos de deformação são instalados em estacas de concreto, as deformações medidas por esses instrumentos são assumidas como iguais às deformações a que o concreto está submetido. Contudo, quando essa estaca é submetida a variações de temperatura, (como por exemplo durante o processo de cura) o concreto deforma em uma razão diferente à do aço que compõe o *strain gauge*, sendo sugerida uma correção, que é agregada a equação 4.2, constituindo então a deformação específica com correção de temperatura dada pela equação 4.3.

$$\varepsilon = (R_1 - R_0) \times f_c + \left((T_1 - T_0) \times (K_{Aço} - K_{concreto}) \right) \quad 4.3$$

sendo, ε dado em *microstrain*, R_1 e R_0 as leituras inicial e atual em dígitos, f_c o fator de calibração fornecido pelo fabricante para cada extensômetro, T_1 e T_0 as temperaturas inicial e atual e K o coeficiente térmico do aço e do concreto. Segundo Geokon (2013), o coeficiente térmico do aço é de 12,2ppm/°C, enquanto o do concreto é de 10,0 ppm/°C.

A correção sugerida na equação 4.3, é a comumente empregada, para análises de provas de carga em que a variação de temperatura não é expressiva. Porém, quando avaliada as primeiras leituras após a concretagem, um grande pico de temperatura é notado. Pennington (1995) pontuou uma correção da variação da leitura inicial (zero) que é função da temperatura. Dessa forma, para as análises dos cálculos de tensões residuais, a equação 4.4, que considera esta correção, foi utilizada.

$$\varepsilon = (R_1 - R_0) \times f_c + \left((T_1 - T_0) \times (K_{Aço} - K_{concreto}) \right) - \alpha_s (T_1 - T_0) \quad 4.4$$

sendo, ε dado em microstrain, R_1 e R_0 as leituras inicial e atual em dígitos, f_c o fator de calibração fornecido pelo fabricante para cada extensômetro, T_1 e T_0 as temperaturas inicial e atual e K o coeficiente térmico do aço e do concreto. Segundo Geokon (2013), o coeficiente térmico do aço é de 12,2ppm/°C, enquanto o do concreto é de 10,0 ppm/°C. O α_s considerado foi de $10,8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$.

4.2.2 Determinação do módulo da estaca e das cargas

Após a transformação e avaliação das leituras dos sensores durante a prova de carga, as leituras de deformações específicas foram relacionadas às leituras em cargas. Para que isso seja possível, basicamente foi aplicada a equação 4.5, uma vez que os extensômetros elétricos funcionam com o princípio da Lei Hooke.

$$P_i = (E \times A)_i \times \varepsilon \quad 4.5$$

sendo, P a força aplicada, E o módulo de elasticidade da estaca e A_i a área da seção transversal da estaca, ε a deformação específica, em cada seção, ou nível, de instrumentação.

A área da seção transversal, foi verificada através de ensaios de integridade e avaliação dos consumos de concreto. Já quanto ao módulo das estacas, é notória a complexidade que envolve o seu cálculo e definição, principalmente em estacas de concreto armado moldados in loco, que são materiais compostos, com tantos fatores de incertezas.

Por essa razão, algumas metodologias consagradas foram consideradas nesse trabalho, sendo elas a de Fellenius (1989, 2012 e 2020), a da ABNT (2014), a da ACI (2004), e da FIB (2010) possibilitando uma aferição e comparação de magnitude de análise de tal parâmetro.

A metodologia de Fellenius (1989 e 2012) considera o conceito de que a tensão pode ser considerada como o produto entre o módulo secante e a deformação. Por isso, a rigidez secante (produto do módulo secante e a área) é a carga aplicada dividida pela deformação medida, sendo uma função do nível de deformações.

Para o cálculo do módulo considerando a metodologia da ABNT (2014), foram utilizadas as equações 4.6, 4.7, 4.8 e 4.9.

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times f_{ck}^{1/2} \quad 4.6$$

$$f_{ck} = f_{cj} - 1,65 \times S_d \quad 4.7$$

$$E_{ci} = \alpha_E \times 21500 \times \left(\frac{f_{cj}}{10}\right)^{1/3} \quad 4.8$$

$$E_{cs} = \left[0,8 + 0,2 \times \left(\frac{f_{ck}}{80}\right)\right] \times E_{ci} \quad 4.9$$

sendo E_{ci} o módulo de elasticidade inicial do concreto em GPa, α_E o fator de correção que depende do tipo de agregado graúdo utilizado no concreto, f_{ck} a resistência a compressão característica do concreto em MPa, f_{cj} a resistência a compressão média do concreto em MPa, S_d o desvio padrão da dosagem em MPa, E_{cs} o módulo secante em MPa.

Para o cálculo do módulo considerando a ACI (2004) foi utilizada a equação 4.10.

$$E_{cs} = 5700 \times f_{ck}^{1/2} \quad 4.10$$

sendo E_{cs} o módulo secante em MPa e f_{ck} a resistência a compressão característica do concreto em MPa.

A FIB (2010) calcula o módulo de forma similar a ABNT (2014) e a ACI (2004), porém, além das características já consideradas pelos autores, avalia o módulo por uma equação que depende, além das características do concreto, do tempo. E é dado conforme equação 4.11.

$$E_{ci}(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \times E'_{c0} \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{cm,28}}{10}\right)^{1/3} \quad 4.11$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \times \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2} \right] \right\} \quad 4.12$$

Sendo $E_{ci}(t)$ o módulo de elasticidade secante do concreto, $E'_{c0} \times \alpha_E$ relação que considera o efeito do tipo de agregado (Tabela 4.4), $f_{cm,28}$ a resistência média a compressão aos 28 dias, s o coeficiente dependente da classe de resistência do concreto (Tabela 4.5), e t o tempo a partir do tempo de produção do concreto.

Tabela 4.4 - Relação do tipo de agregado no módulo de elasticidade (FIB, 2010).

Tipos de agregados	α_E	$E'_{c0} \times \alpha_E$ (MPa)
Basalto e diabásio	1,2	25.800
Granito e gnaiss	1,0	21.500
Calcário	0,9	19.400
Arenito	0,7	15.100

Tabela 4.5 - Relação da classe de resistência do cimento e o módulo (FIB, 2010).

$f_{cm,28}$ (MPa)	Classe de resistência do cimento*	s
≤ 60	32,5 N	0,38
	32,5 R; 42,5 N	0,25
	42,5 R; 52,5 N; 52,5 R	0,20
> 60	Todas as classes	0,20

*N – cimento com evolução ordinária de resistência; R- cimento com alta resistência

A partir da definição dos módulos, como consequência às cargas, foi calculado o atrito lateral unitário ao longo da profundidade, por meio da equação 4.11. Também foi realizada uma avaliação do esgotamento do atrito lateral realizado observando se a curva de distribuição de atrito lateral médio em função do deslocamento medido no topo da estaca foi estabilizado.

$$\text{Atrito lateral unitário} = \frac{P_{i+1} - P_i}{Pe \times h_i} \quad 4.11$$

sendo P_{i+1} e P_i as cargas, Pe o perímetro e h_i a diferença de cotas dos níveis de instrumentação avaliados.

4.2.3 Parâmetros de projeto

Para se obter a relação entre k_s e k_0 foi necessária a determinação de cada uma destas grandezas separadamente. Uma formulação consagrada comumente utilizada é a formulação de Jaky (1944), para um solo puramente friccional, com coesão igual a zero. Porém, Schnaid *et al.* (2020) analisaram as condições do perfil de Araquari por meio de ensaios DMTs e CPTu e concluíram que o depósito se encontra em condições de sobre-adensamento, sendo então k_0

calculado da forma mais geral, através de ensaios CPTu, proposta por Mayne & Kulhawy (1982), apresentada na equação 4.11.

$$k_0 = (1 - \text{sen } \phi') \text{OCR}^{\text{sen } \phi'} \quad 4.11$$

sendo ϕ' estimado a partir de medidas experimentais de laboratório ou inferido a partir de correlações com ensaios de campo e o OCR obtido por correlações dos resultados do ensaio CPTu.

Já, o coeficiente de empuxo após a instalação, foi obtido a partir da retroanálise da prova de carga e de ensaios de campo e laboratório, que foi descrito nos itens 3.2.1. e 3.2.2. A partir equação 4.12, referenciada pela API (2002), o k_s é calculado como:

$$q_l = k_s \times \sigma'_v \tan \delta \rightarrow k_s = \frac{q_l}{\sigma'_v \tan \delta} \quad 4.12$$

sendo q_l a capacidade lateral última, δ o ângulo de atrito na interface solo-estrutura e σ'_v tensão efetiva vertical.

Os parâmetros para determinação de k_s e k_0 foram obtidos por ensaios de laboratório e campo, e estimados a partir de metodologias consagradas. O peso específico, por exemplo, foi estimado a partir da relação proposta por Godoy *apud* Cintra (2012), apresentado na Tabela 4.6, tendo como base o ensaio SPT. Mas também foi calculado a partir dos dados do ensaio CPTu para a ET02 a partir da equação 4.13, de Robertson e Cabal (2010).

Tabela 4.6 - Peso específico de solos arenosos (Godoy *apud* Cintra, 2012).

NSPT	Compacidade	Peso específico		
		Areia Seca	Areia Úmida	Areia Saturada
< 5 5 – 8	Fofa	16	18	19
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40 > 40	Compacta Muito compacta	18	20	21

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27[\log R_f] + 0,36 \left[\log \frac{q_t}{p_a} \right] + 1,236 \quad 4.13$$

sendo γ e γ_w os pesos específicos do solo e da água, R_f a razão de atrito, q_t a resistência real mobilizada, e p_a a pressão atmosférica.

A tensão efetiva vertical, foi calculada a partir da multiplicação direta do peso específico e a profundidade de cada camada ou ponto. Para o ângulo de atrito, a avaliação foi realizada por meio das metodologias de Hatanaka & Ushida (1996), De Mello (1971) e Bolton (1986), com base no SPT, por meio de ensaios CPT pela formulação de Mayne (2006), Kulhawy & Mayne (1990), Bolton (1986).

O método de Hatanaka & Ushida (1996) relaciona o ângulo de atrito com Índice de Resistência à Penetração corrigido para o efeito de energia de cravação e do nível de tensões, equação 4.14.

$$\phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4 \times (N_{SPT,1})_{60}} \quad 4.14$$

sendo $(N_{SPT,1})_{60}$ dado pela equação 4.15. Segundo Belincanta (1998), a eficiência média da energia de cravação do martelo no Brasil corresponde a 66,70% da energia teórica aplicada. Odebrecht (2003) atualizou e refinou essas análises e obteve energias da ordem de 70 % a 80%. Adota-se nesse trabalho o valor de 75% como referência para a prática brasileira.

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \times 0,75}{0,60} \quad 4.15$$

sendo N_{SPT} o número de golpes do ensaio SPT.

Outra correção considera a tensão efetiva de sobrecarga. No caso de materiais granulares, Décourt (1989) recomenda que os valores de N sejam corrigidos para uma sobrepressão relacionada a 100kPa conforme a equação 4.16.

$$N_{SPT,1} = C_N \times N_{SPT} \quad C_N = \left[\frac{(\sigma'_v)_1}{(\sigma''_v)} \right]^{0,5} = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}} = \sqrt{\frac{100}{h \times \gamma_{nat}}} [kPa] \quad 4.16$$

$$(N_{SPT,1})_{60} = \sqrt{\frac{100}{\sigma'_v}} \times N_{SPT,60}$$

Já Skempton (1986) relacionou o NSPT e a densidade relativa de solos granulares, e De Mello (1971) relacionou o ângulo de atrito de pico à densidade relativa, conforme equação 4.17.

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{0,28 \times \sigma'_v + 27}} \quad 4.17$$

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0,712$$

O método de Bolton (1986), se aplica tanto para o ensaio CPT quanto pelo SPT, variando apenas a obtenção da densidade relativa (D_r) e tensão efetiva vertical (σ'_v), conforme equação 4.18.

$$\phi' = 33 + (3 \times (D_r \times (10 - \ln(\sigma'_v) - 1))) \quad 4.18$$

O método de Kulhawy & Mayne (1990) estima o ângulo de atrito de pico, a partir de ensaios CPT, conforme equação 4.19.

$$\phi' = 17,6 + 11 \times \log\left(\frac{q_t - \sigma'_v}{\sqrt{\sigma'_v \times p_a}}\right) \quad 4.19$$

O método de Mayne (2006) estima o ângulo de atrito de pico, a partir de ensaios CPT, conforme equação 4.20.

$$\phi' = \arctag[0,1 + 0,38 \times \log(q_t/\sigma'_v)] \quad 3.20$$

sendo q_t a resistência real mobilizada no ensaio.

A sequência para análise da prova de carga considerando possíveis tensões residuais seguiu a mesma sequência descrita, modificando os apenas os zeros de referência e as considerações sobre os valores de módulo. Por fim, algumas equações específicas utilizadas para a interpretação dos ensaios estão explicitadas nos capítulos subsequentes para fins de organização de apresentação.

5 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DAS AREIAS

Nesse capítulo são apresentados os resultados do programa experimental relacionado ao primeiro conjunto de atividades, no que se refere às areias. As análises iniciam pelos resultados dos ensaios de caracterização morfológica, ensaios triaxiais e de cisalhamento direto. Por fim, é analisado o comportamento desses materiais e comparações com a literatura.

5.1 CARACTERIZAÇÃO MORFOLÓGICA

As características básicas das duas areias estudadas, areia Araquari (ARA) e areia Ottawa graded (OTG), foram apresentadas no capítulo anterior, no item 4.1.2. Trata-se de uma areia fina e outra média, com poucos finos. Quanto às análises morfológicas, as imagens microscópicas das frações granulométricas das duas areias são apresentadas na Figura 5.1, o que permite a descrição das amostras conforme a forma dos grãos.

A partir da análise visual da Figura 5.1, observa-se que na areia Araquari, a forma das partículas não se altera em função do tamanho dos grãos, enquanto para a areia Ottawa graded, as frações maiores apresentam menor angulosidade. Em geral, as partículas da areia de Araquari apresentam cantos menos suavizados (maior angularidade) e menos esféricas quando comparadas as da areia Ottawa graded.

Os resultados dos parâmetros morfológicos, calculados pelas equações de Ferreira & Rasband (2012) e Altuhafi *et al.* (2013) para cada faixa granulometria, são apresentados na Figura 5.2, e os valores encontrados no Apêndice A. A circularidade (C_i), razão de aspecto (AR), angularidade/arredondamento (R) e esfericidade (S) de cada areia foram calculadas a partir da média aritmética de todas as faixas granulométricas avaliadas.

Na Figura 5.2, observa-se que quanto à circularidade, a areia Araquari apresenta valor menor que a areia Ottawa graded, evidenciando que a areia Ottawa graded é a mais circular. Quanto às faixas granulométricas, as duas areias apresentam valores próximos, sendo que a areia Araquari tem um leve aumento com a diminuição do diâmetro das partículas, efeito oposto ao observado na areia Ottawa, apesar de menos pronunciado.

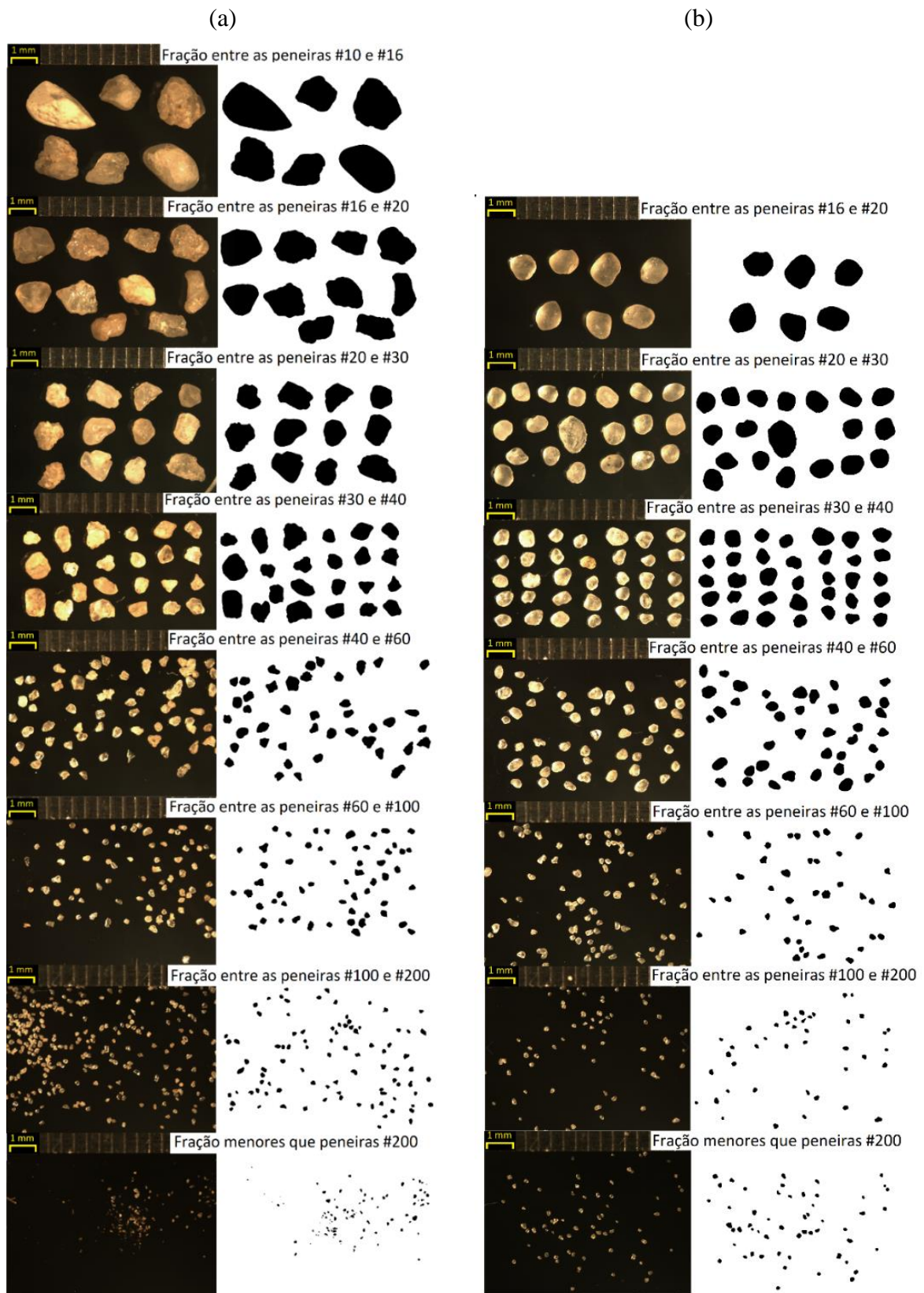


Figura 5.1 - Imagens fotografadas por microscópio das partículas das areias (a) Araquari e (b) Ottawa Graded divididas por peneiras.

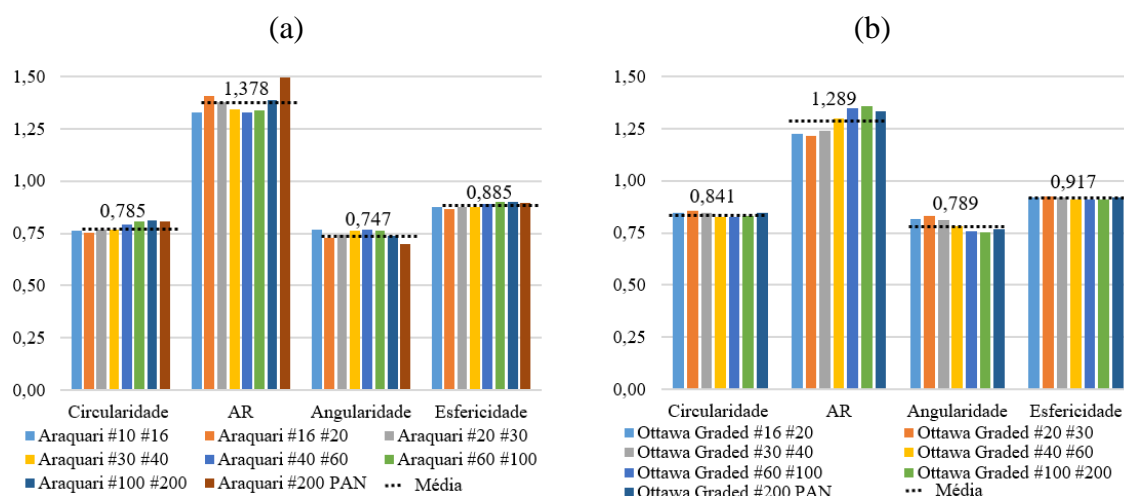


Figura 5.2 - Parâmetros morfológicos das areias Araquari (a) e Ottawa graded (b) para cada faixa granulométrica.

Semelhante ao comportamento da circularidade, a esfericidade da areia Ottawa graded também apresenta maiores valores que a areia Araquari (tendência a ser mais esférica). Naturalmente, esfericidade e circularidade são propriedades análogas, que medem as mesmas características e, portanto, apresentam tendências similares.

Quanto à razão das dimensões (AR, *aspect ratio*), a areia Araquari tem valor maior que Ottawa graded, evidenciando que a areia Araquari é mais achatada, com um lado maior que o outro, quando comparado à areia Ottawa graded, reforçando a tendência mais esférica e circular da mesma.

Alguns autores definiram faixas de valores de classificação das partículas a partir dos valores de angularidade/arredondamento. Assim, mesmo com parâmetros de distintos valores, segundo as faixas definidas por Russel & Taylor (1937), Pettijohn (1957) e Powers (1953), tanto a areia Araquari quanto à areia Ottawa graded são classificadas como arredondadas, pertencentes a mesma classe.

Assim, a partir das caracterizações, fica evidenciado que as duas areias têm mesma classificação, mal graduada, e mesma classe morfológica, diferenciando-se basicamente pelo tamanho médio dos grãos, especialmente porque a areia Araquari apresenta finos não-plásticos na faixa de materiais siltsosos.

5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS

Nas Figura 5.3 e Figura 5.4 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais consolidados isotropicamente e drenados (CID) realizados em tensões efetivas de 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa, para as areias Araquari e Ottawa graded, respectivamente, com mesma densidade relativa (80%). Os ensaios alcançaram entre 16,5 e 19% de deformação distorcional.

A tensão efetiva média (p'), tensão desvio (q), deformação distorcional (ε_s), deformação volumétrica (ε_{vol}) e volume específico (v) apresentados nas figuras, são definidos pelas equações 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5 respectivamente.

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (5.1)$$

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_{vol} = (\varepsilon_a - 2\varepsilon_r) \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (5.4)$$

$$v = 1 + e \quad (5.5)$$

sendo σ'_a a tensão efetiva axial, σ'_r a tensão efetiva radial, ε_a a deformação total axial, ε_r a deformação total radial e e o índice de vazios.

Os ângulos de atrito de pico e no estado crítico foram calculados a partir das equações 5.6 e 5.7. E a dilatância, proposta por Bolton (1986) na equação 5.8.

$$\frac{q_p}{p'_p} = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'_p}{3 - \operatorname{sen} \phi'_p} \quad (5.6)$$

$$\frac{q_{EC}}{p'_{EC}} = M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'_{EC}}{3 - \operatorname{sen} \phi'_{EC}} \quad (5.7)$$

$$\psi = \phi_P - \phi'_{EC} \quad (5.8)$$

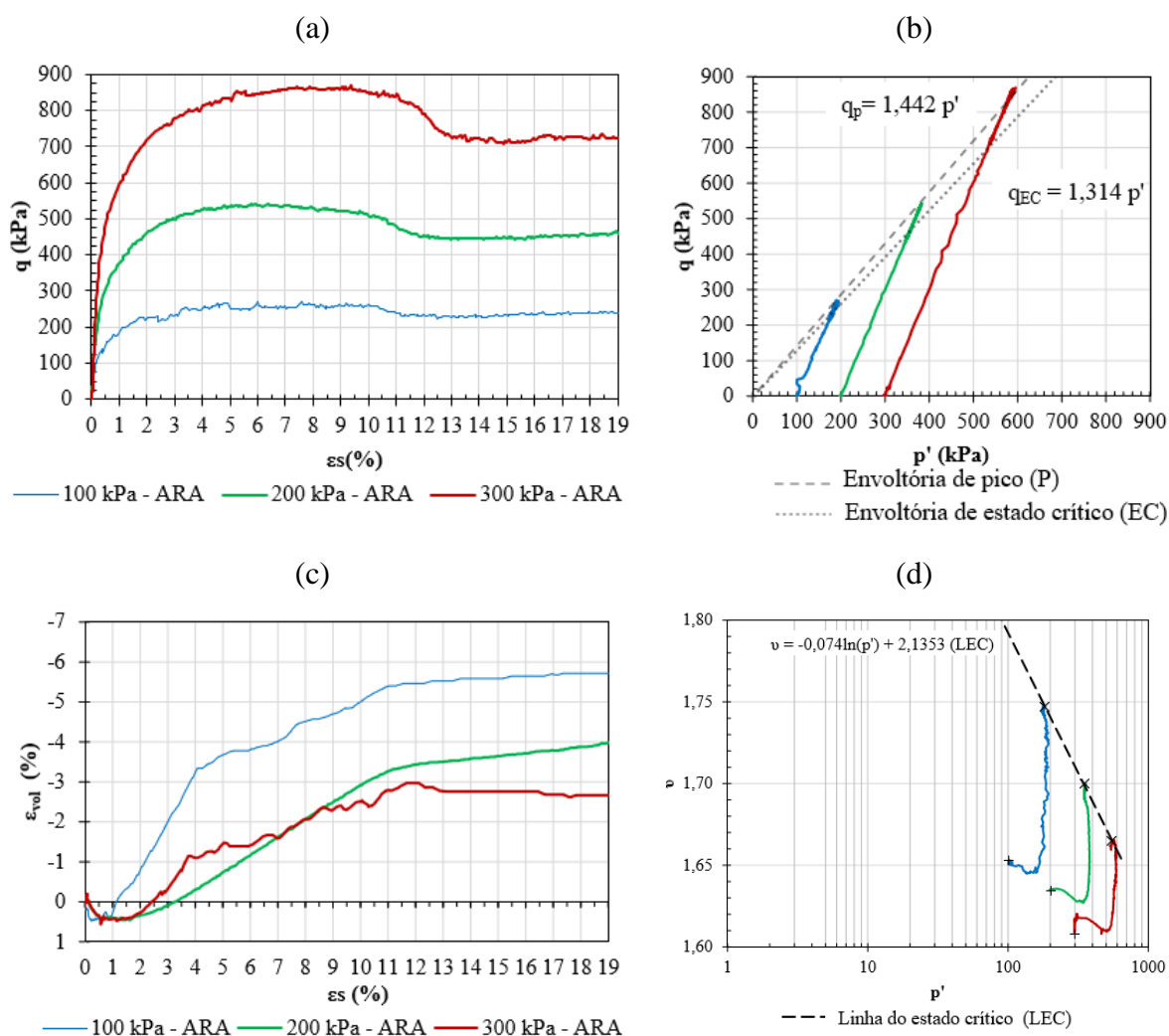


Figura 5.3 - Ensaio CID da areia Araquari D_r de 80%: (a) Curvas tensão-deformação distorcional; (b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional; (c) Trajetórias de tensões e envoltória de resistência; (d) curva v - $\ln p'$.

Tanto a areia Araquari quanto a areia Ottawa graded, quando submetidas ao cisalhamento, apresentam características semelhantes ao de areias densas. Para Araquari, as curvas tensão *versus* deformação distorcional apresentam picos de tensão desviadora seguidos de queda nas tensões e estabilização por volta dos 14% de deformação distorcional. As curvas deformação volumétrica *versus* deformação distorcional apresentam inicialmente uma redução de volume (compressão) seguida de aumento de volume (dilatação) e posterior estabilização (Figura 5.3 (a) e (c)). Percebe-se que quanto menor é a tensão de confinamento, maior é a variação volumétrica.

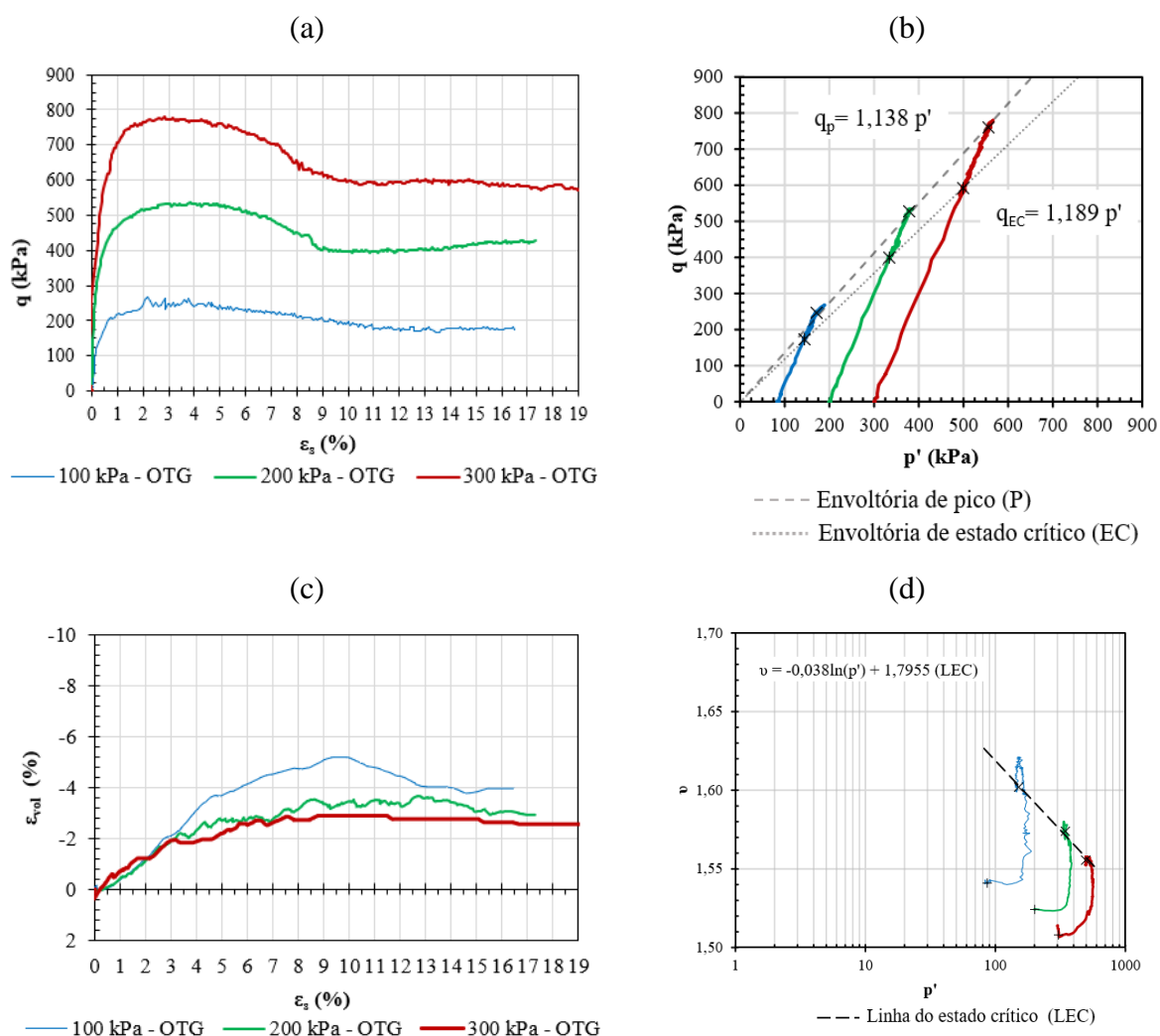


Figura 5.4 - Ensaio CID da areia Ottawa graded D_r de 80%: (a) Curvas tensão-deformação distorcional; (b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional; (c) Trajetórias de tensões e envoltória de resistência; (d) curva $v - \ln p'$.

Realizando as mesmas análises para a areia Ottawa graded, nota-se que a estabilização das tensões desviadoras para essa areia ocorre em torno de 10% da deformação distorcional e quanto às curvas deformação volumétrica *versus* deformação distorcional, essas apresentam uma compressão inicial menos pronunciada, quando comparada à areia Araquari, seguida de dilatação e estabilização (Figura 5.4 (a) e (c)).

Quanto às trajetórias de tensões (Figura 5.3 (c) e Figura 5.4 (c)) ambas as areias apresentam trajetórias de tensões paralelas, transladadas pelo incremento da tensão efetiva aplicada, comportamento esperado à condição drenada. Quanto aos ângulos de atrito de pico, foram encontrados os valores de 35,5 e 34,1 para as areias Araquari e Ottawa graded. Os valores de

M, inclinação da envoltória do estado crítico, foram de 1,314 e 1,189, que correspondem a ângulos de atrito no estado crítico de 32,6 e 29,7, para as areias Araquari e Ottawa graded, respectivamente.

Destacam-se que as considerações sobre estado crítico desse trabalho referem-se a uma aproximação a esse estado, uma vez que o estado crítico verdadeiro só é alcançado em deformações maiores que as possíveis em ensaios triaxiais, da ordem de 30% ou mais (COOP *et al.*, 2004; WOOD, 2006; SANTOS *et al.*, 2010; SADREKARIMI & OLSON, 2011)).

No espaço v versus p' , em escala logarítmica, (Figura 5.3 (d) e Figura 5.4 (d)) observa-se uma aproximação à linha do estado crítico (LEC). Para os níveis de tensões utilizados, a equação (5.9) descreve o trecho linear da LEC da areia Araquari e a equação (5.10) da areia Ottawa graded. Na

Os parâmetros de estado (ξ) dos ensaios da areia Araquari foram em média de -0,118 e da areia Ottawa graded de -0,075, ou seja, reforçando a tendência de comportamento dilatante. E ainda, uma vez que o parâmetro de estado da areia Araquari foi maior em módulo que o da areia Ottawa graded, espera-se picos maiores na areia Araquari que na Ottawa graded.

Na Tabela 5.2 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios com os correspondentes parâmetros constitutivos. Lavallo (2017) realizou ensaios para a areia Araquari, porém em densidade relativa diferente, e chegou a valores similares, com ângulos de atrito no estado crítico de 32,6. A dilatância (ψ) foi de 2,9 e 4,4 para a areia Araquari e Ottawa graded, respectivamente.

Tabela 5.1 são agrupados valores de volume específico (Γ) e declividade (λ) no plano $v:\ln p'$ da LEC de diferentes autores e da presente pesquisa, sendo então observado que os valores encontrados nesta pesquisa se alinham a demais autores, no sentido de magnitude.

$$v_{ARA} = 2,1353 - 0,074 \ln(p') \quad (5.9)$$

$$v_{OTG} = 1,7955 - 0,038 \ln(p') \quad (5.10)$$

Os parâmetros de estado (ξ) dos ensaios da areia Araquari foram em média de -0,118 e da areia Ottawa graded de -0,075, ou seja, reforçando a tendência de comportamento dilatante. E ainda, uma vez que o parâmetro de estado da areia Araquari foi maior em módulo que o da areia Ottawa graded, espera-se picos maiores na areia Araquari que na Ottawa graded.

Na Tabela 5.2 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios com os correspondentes parâmetros constitutivos. Lavallo (2017) realizou ensaios para a areia Araquari, porém em densidade relativa diferente, e chegou a valores similares, com ângulos de atrito no estado crítico de 32,6. A dilatância (ψ) foi de 2,9 e 4,4 para a areia Araquari e Ottawa graded, respectivamente.

Tabela 5.1 – Comparação de valores de Γ e λ desta pesquisa e de diferentes autores.

Areia	D ₅₀ (mm)	Γ	λ	Referencias
Areia Araquari	0,175	1,135	0,074	Presente pesquisa
Areia Ottawa graded	0,38	0,790	0,038	
Areia graded ASTM	0,35	0,869	0,080	Santamarina & Cho (2001)
Areia desgastada	0,71	1,074	0,068	
Partículas de vidro	0,32	0,807	0,039	
Pó de brita (granito)	0,089	1,124	0,070	
Areia Ottawa 20-30	0,72	0,806	0,053	
Areia Ottawa F-110	0,12	0,937	0,077	
Areia Sandboil	0,36	0,791	0,049	
Areia Ticino	0,58	1,006	0,074	
Areia Ottawa	0,15	0,780	0,029	Ramirez <i>et al.</i> (2018)
Areia Monterey	0,4	0,690	0,020	Adrianopoulos et al. (2001)
Areia		0,860	0,018	
Areia de rio		1,990	0,160	Atkison (1993)
Fragmentos de granito		1,04	0,09	
Areia carbonática		3,350	0,340	
Areia Castro B	0,15	0,791	0,094	Jefferies & Been (2006)
Areia Castro C	0,28	0,988	0,087	

Areia Monterey	0,37	0,878	0,067	
Areia Ottawa	0,53	0,754	0,064	
Areia Toyoura	0,16	1,043	0,085	
Areia Toyoura	0,21	1,000	0,039	
Areia Nevada	0,15	0,91	0,045	
Areia Leighton Buzzard	0,12	0,972	0,054	
Areia Leighton Buzzard	0,5	0,69	0,04	
Areia		1,261	0,104	Marto <i>et al.</i> (2016)

Tabela 5.2 - Síntese com parâmetros determinados dos ensaios triaxiais das areias Araquari e Ottawa graded.

Areia	σ' (kPa)	$p'_{m\acute{a}x}$ (kPa)	$q_{m\acute{a}x}$ (kPa)	p'_{EC} (kPa)	q_{EC} (kPa)	ϕ'_p	ϕ'_{EC}	ψ
Araquari	101	188,54	261,34	178,89	234,69	35,5	32,6	2,9
	201	380,82	538,06	351,09	450,03			
	300	588,03	858,91	538,37	714,97			
Ottawa graded	87	170,25	246,16	143,45	172,00	34,1	29,7	4,4
	201	378,83	528,75	333,95	398,17			
	302	556,27	760,29	498,98	591,78			

5.3 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto convencionais são apresentados nas Figura 5.5 e Figura 5.6. Esses ensaios foram realizados para posterior comparação com os resultados obtidos nos ensaios das interfaces areia-concreto. As tensões confinantes utilizadas foram de 100kPa, 200kPa e 300kPa, tendo sido alcançados nos ensaios deslocamentos horizontais da ordem de 8mm que corresponde a aproximadamente 13% de deformação relativa.

A tensão cisalhante (τ) e a tensão normal (σ) foram calculadas a partir das equações 5.11 e 5.12, já o deslocamento horizontal (Δh) e deslocamento vertical (Δv) foram fornecidos diretamente pelos sensores.

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (5.11)$$

$$\tau = \frac{T}{A} \quad (5.12)$$

sendo N a força normal aplicada a partir dos pesos, T a força cisalhante, A , a área da seção transversal da amostra corrigida, considerada como uma correção da área circular a cada deslocamento horizontal.

O ângulo de atrito de pico (ϕ'_P) foi calculado pela equação 5.13, baseado no critério de Coulomb, e considerando coesão igual a zero, uma vez que se trata de areias puras. Já o ângulo de atrito residual (ϕ'_R) foi calculado pela equação 5.14, considerando a leitura em que não houvesse variação da tensão cisalhante com o aumento do deslocamento horizontal (tensão cisalhante residual ou estabilizada), ou a última leitura de tensão cisalhante do ensaio. A dilatância foi calculada de forma análoga aos ensaios triaxiais, conforme equação (5.15).

$$\tau_{\text{máx}} = c + \sigma \tan \phi'_P \quad (5.13)$$

$$\tau_R = c + \sigma \tan \phi'_R \quad (5.14)$$

$$\psi = \phi'_P - \phi'_{EC} \quad (5.15)$$

sendo $\tau_{\text{máx}}$ a máxima tensão cisalhante e τ_R a tensão cisalhante residual (ou estabilizada) obtidas nas curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento vertical.

A Figura 5.5 e a Figura 5.6 apresentam as curvas tensão-deslocamento horizontal (a), envoltórias de ruptura no espaço τ - σ (b) e deslocamento vertical-deslocamento horizontal (c). Foram feitos ensaios em duplicata para avaliar possíveis variações de resultados e desvios padrões.

Ao comparar as figuras, observa-se que a areia Ottawa graded mobiliza resistência de pico para deslocamentos horizontais da ordem de 1,5 mm (aproximadamente 2% de deformação relativa). A partir desse deslocamento, as tensões cisalhantes se mantêm relativamente constantes. Na Areia Araquari o pico ocorre para deslocamentos em torno de 3 mm e as tensões cisalhantes não estabilizam completamente mesmo para grandes deslocamentos (8 mm).

(a)

(b)

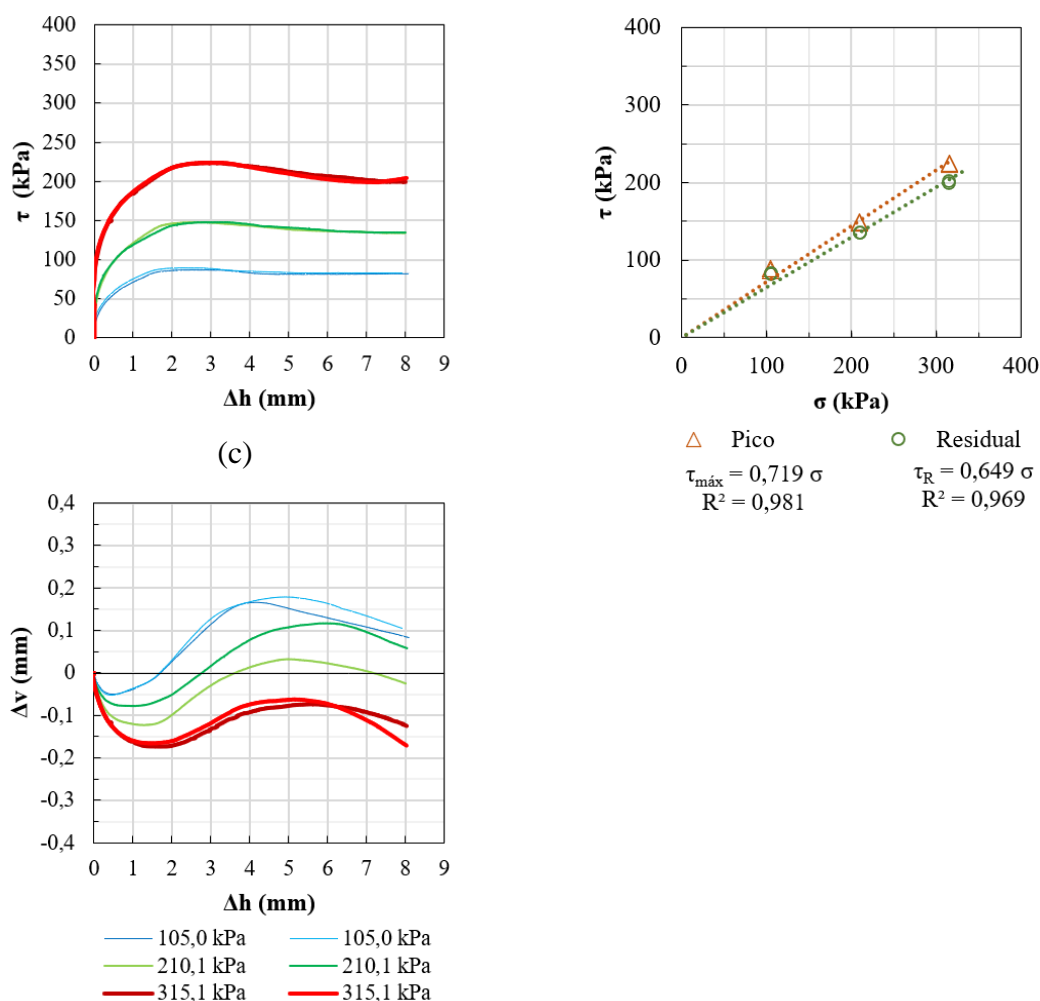


Figura 5.5 - Areia Araquari nos ensaios de cisalhamento direto: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

Avaliando o comportamento das curvas da Figura 5.5 (c) e a Figura 5.6 (c), é possível observar que a areia Araquari apresenta um comportamento menos dilatante que a areia Ottawa graded, fator atribuído à relativa diferença no tamanho dos grãos (BALGNOLD, 1966; STONE & WOOD, 1992; SIMONI & HOUSLBY, 2006).

Observa-se também que apesar das tensões cisalhantes apresentarem estabilização, os deslocamentos verticais não estabilizam. As variações volumétricas observadas para deformações superiores a 4mm não podem ser explicadas pelo comportamento clássico de Mecânica dos Solos. Para essas variações, atribuem-se como possíveis causas o erro experimental associado à pequena perda de material durante a fase de cisalhamento, ou o efeito

de borda, ocorrência comum nesse tipo de ensaio (LINGS & DIETZ, 2004; HAREHDASHT *et al.*, 2019).

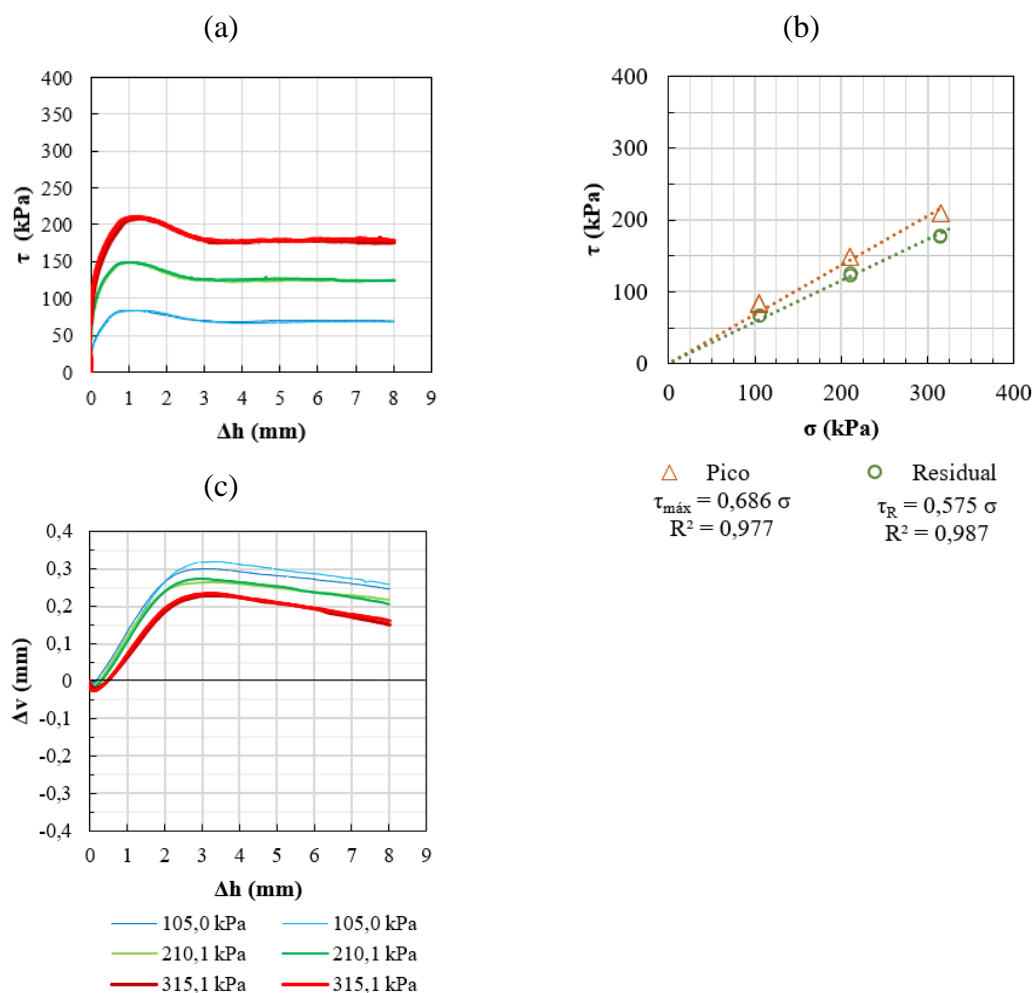


Figura 5.6 - Areia Ottawa Graded nos ensaios de cisalhamento direto: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

Na Figura 5.5 (b) e na Figura 5.6 (b) são apresentadas as envoltórias de ruptura das areias Araquari e Ottawa. As envoltórias de pico foram traçadas a partir dos pontos máximos de tensões cisalhantes, enquanto os pontos para as envoltórias de tensões residuais foram traçados a partir das tensões cisalhantes estabilizadas. Observa-se envoltórias com boa convergência e linearidade entre os dados. O desvio padrão das tensões cisalhantes máximas para a areia Araquari foi de 0,39 e para a areia Ottawa graded foi de 0,30, já para as tensões cisalhantes estabilizadas esse desvio foi de 0,98 e 0,93, respectivamente.

Na Tabela 5.3 é apresentado um resumo dos parâmetros obtidos para os ensaios de cisalhamento direto de ambas as areias. Os valores de ângulo de atrito de pico e residual da areia Araquari são maiores que os da areia Ottawa graded, porém a dilatância (relacionada ao tamanho dos grãos) é maior para a areia Ottawa graded, mesmo com uma mesma densidade relativa.

Tabela 5.3 - Resumo dos resultados das areias Araquari e Ottawa Graded nos ensaios de cisalhamento direto.

	Pico			Residual			ψ
	σ (kPa)	τ (kPa)	ϕ'_P	σ (kPa)	τ (kPa)	ϕ'_R	
Araquari	104,99	87,07	35,7	104,99	81,51	33,0	2,7
	104,99	89,21		104,99	82,67		
	210,06	148,44		210,06	135,28		
	210,06	148,49		210,06	135,38		
	315,12	224,37		315,12	201,41		
	315,12	224,07		315,12	199,21		
Ottawa Graded	104,99	84,45	34,5	104,99	67,69	29,9	4,6
	104,99	85,89		104,99	66,65		
	210,06	148		210,06	122,42		
	210,06	149,09		210,06	125,34		
	315,12	207,33		315,12	177,37		
	315,12	207,91		315,12	176,77		

5.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS E CISALHAMENTO DIRETO

Alguns estudos que relacionam os ângulos de atrito obtidos nos ensaios triaxiais de compressão (CID) e por cisalhamento direto, mostram que aqueles determinados por meio de ensaios triaxiais tendem a ser menores, porém, com variação inferior à 10%, causada principalmente pelas diferentes trajetórias de tensões alcançadas (ROWE, 1969; WROTH, 1984; LINGS & DIETZ, 2004; HAN *et. al.*, 2018).

Na Tabela 5.4 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios triaxiais e ensaios de cisalhamento direto apresentados nos itens anteriores. O mesmo comportamento indicado nos estudos supracitados foi observado nessa pesquisa, sendo o ângulo de atrito de pico e residual encontrado nos ensaios de cisalhamento direto maiores que os encontrados no triaxial, embora as suas variações sejam pequenas e inferiores a 1 grau.

Observam-se também pequenas variações no ângulo de atrito residual, embora se compreenda que esse valor não deva variar em função do caminho de tensões quando representa condições de estado crítico, já que esse caracteriza uma condição última. A dilatância (ψ) proposta por Bolton (1986), também foi calculada para os ensaios triaxiais e cisalhamento direto, sendo que em ambos os casos os valores para uma mesma areia são similares.

Tabela 5.4 - Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto.

	Triaxial			Cisalhamento direto		
	ϕ'_P	ϕ'_{EC}	ψ	ϕ'_P	ϕ'_R	ψ
Araquari	35,5	32,6	2,9	35,7	33,0	2,8
Ottawa graded	34,1	29,7	4,4	34,5	29,8	4,6

Destaca-se que, apesar de comportamentos das curvas de resistência de ambas as areias se apresentarem do tipo amolecimento (*strain-softening*), característico de areias com densidades relativas altas (areias densas) observam-se areias com comportamentos distintos. A areia Araquari mobiliza resistência de pico por um maior deslocamento em comparação à areia Ottawa graded. Ademais, a areia Ottawa graded tem dilatância maior que a areia Araquari.

5.5 EFEITO DA MORFOLOGIA NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS AREIAS

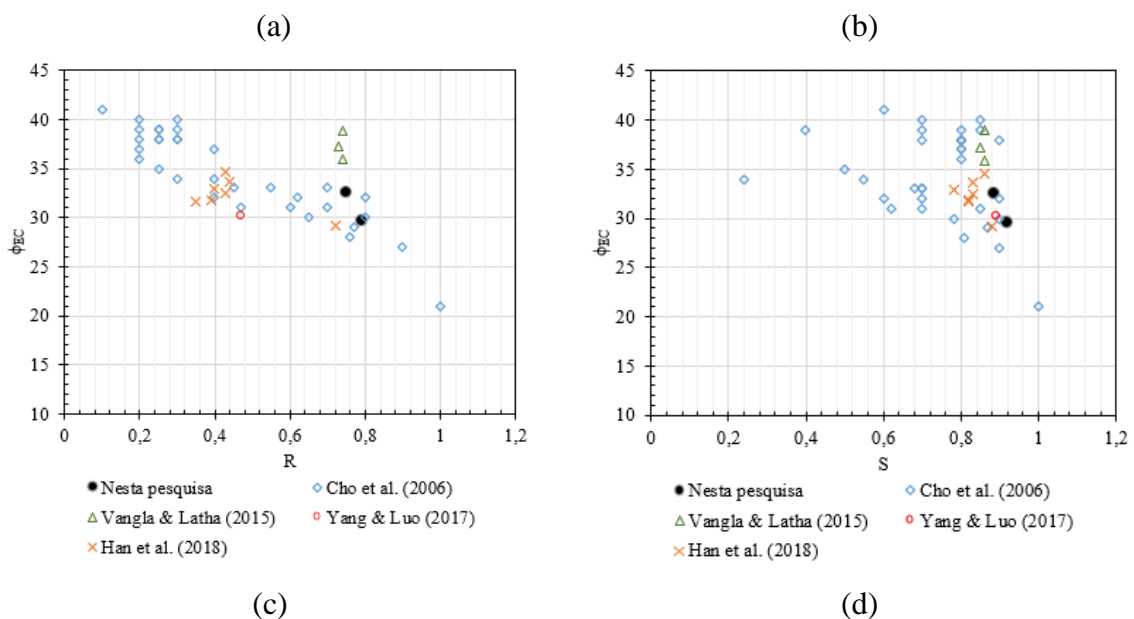
Cho *et al.* (2006) buscaram relacionar parâmetros referentes à morfologia das partículas de diversas areias ao respectivo ângulo de atrito no estado crítico. Esses parâmetros, tais quais angularidade (ou arredondamento - R), esfericidade (S) e D_{50} foram definidos e revisadas no item 2.3, já o parâmetro de regularidade (ρ), proposto por Krumbein & Sloss (1963) é dado pela média aritmética da angularidade e esfericidade. Nesse tópico os conceitos são usados para análise dos dados experimentais.

A Figura 5.7 apresenta os resultados de Cho *et al.* (2006), agrupados aos obtidos por Vangla & Latha (2015), Yang & Luo (2017), Han *et al.* (2018) e à presente pesquisa. Nessa figura, são apresentadas as relações do ângulo de atrito no estado crítico, os parâmetros de morfologia – angularidade (Figura 5.7 (a)), esfericidade (Figura 5.7 (b)) e regularidade (Figura 5.7 (c)) –, e

ainda a relação entre o ângulo de atrito no estado crítico e o diâmetro efetivo dos grãos (D_{50}) (Figura 5.7 (d)).

Na Figura 5.7 (a) observa-se uma tendência linear da redução do ângulo de atrito no estado crítico com o aumento da angularidade (ou arredondamento – R). Além disso, o maior valor alcançado de ângulo de atrito no estado crítico ($\phi'_{EC}=41$) corresponde ao menor valor de angularidade ($R=0,1$) assim como, o menor valor de ângulo de atrito no estado crítico ($\phi'_{EC}=21$) corresponde ao maior valor de angularidade ($R=1$), o que sugere que quanto menor a quantidade de curvatura da superfície das partículas da amostra (maior R), menor será o ângulo de atrito no estado crítico.

Quanto à esfericidade (S), diferentemente, não é observada uma tendência de comportamento padronizado. Para uma mesma esfericidade ($S=0,7$), o ângulo de atrito no estado crítico varia de 31 a 40 graus. Porém, a partir dos dados analisados, o menor valor de ângulo de atrito no estado crítico ($\phi'_{EC}=21$) apresentou o maior valor de esfericidade ($S=1$), o que evidencia que a forma esférica das partículas ($S=1$) é a condição que propicia um menor ângulo de atrito no estado crítico (Figura 5.7 (b)).



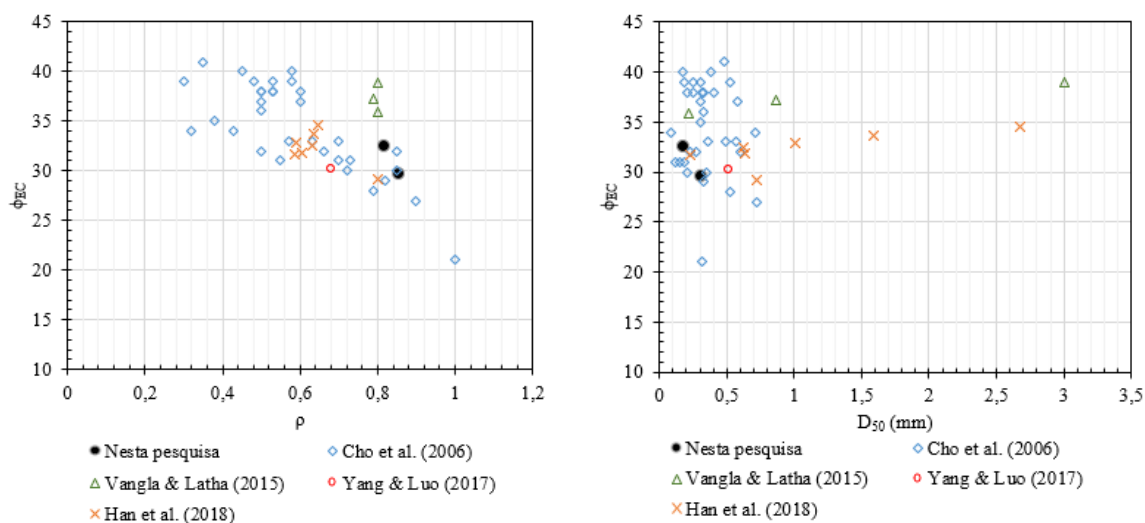


Figura 5.7 - Relações do ângulo de atrito no estado crítico e forma das partículas de diversas areias: (a) Arredondamento, (b) Esfericidade, (c) Regularidade e (d) diâmetro efetivo dos grãos.

Quanto à regularidade (ρ ; Figura 5.7 (c)), por se tratar de uma média entre as propriedades, apresenta maior dispersão de dados do que em relação a R, e menor em relação a S. O menor valor de ângulo de atrito no estado crítico foi o correspondente ao maior valor de regularidade ($\rho=1$), o que não se confirmou de maneira inversa.

Na Figura 5.7 (d), em que são relacionados o ângulo de atrito no estado crítico e o diâmetro efetivo dos grãos, não se observa tendência evidente. Para um mesmo diâmetro efetivo, os ângulos de atrito variam entre 21 a 39. Entretanto, Han *et al.* (2018) observou um comportamento de aumento do ângulo de atrito no estado crítico com o aumento de D_{50} , considerando uma mesma areia estudada (pontos com símbolo x em laranja).

Dessa forma, observam-se comportamentos alinhados das areias estudadas na presente pesquisa, quando comparados à estudos relacionados ao tema. O ângulo de atrito no estado crítico das areias diminui com o aumento da angularidade, esfericidade e regularidade. Uma vez que vencidos os efeitos de dilatância, o cisalhamento ocorre por atrito entre as partículas, que quanto mais regulares e arredondadas, reduzem o grau de dificuldade de deslocamento.

Por esta razão, a areia Araquari apresenta maior ângulo de atrito no estado crítico do que a areia Ottawa graded, uma vez que essa apresenta menores parâmetros de morfologia. Em relação ao diâmetro efetivo dos grãos, a areia Araquari apresenta um ângulo de atrito no estado crítico

maior que aquele obtido para a areia Ottawa graded, embora essa tenha maior diâmetro efetivo dos grãos.

6 COMPORTAMENTO DA INTERFACE

Após a caracterização completa das areias e materiais utilizados, nesse capítulo são apresentados os resultados dos ensaios na interface. Inicialmente são apresentados os resultados quanto às medidas de rugosidade e relações. Logo após são apresentados os resultados dos ensaios de interface para as idades estudadas, e por fim comparações a comportamentos reportados na literatura.

6.1 RUGOSIDADE

Nessa seção são apresentados os resultados dos ensaios para obtenção dos parâmetros de rugosidade da interface, por meio de medidas do concreto no estado endurecido, conforme descrito no item 4.1.3.5. Com base na literatura do concreto de baixa idade, é possível conjecturar que o período de endurecimento do concreto se dá até 3 horas após a mistura, tornando a estrutura viscosa em sólida porosa. Por essa razão, as medidas de rugosidade aqui mensuradas são representativas do concreto para tempos de cura acima desse período. Os perfis de rugosidade são representados pela profundidade z em μm (micrometro) ao longo do deslocamento horizontal h em mm (milímetro) do cursor do equipamento, definido a partir do diâmetro das amostras como 16 mm.

Como o equipamento utilizado realizava apenas medidas em linha, foram realizadas quatro leituras (em cursos diferentes) em cada amostra e calculada a média aritmética da rugosidade média (R_a), rugosidade total (R_t), rugosidade normalizada total R'_n , rugosidade total média ($R_{\text{máx,méd}}$) e a rugosidade normalizada (R_n).

A rugosidade total (R_t) foi calculada a partir da soma numérica dos pontos de picos e vales máximos dos perfis ao longo dos 16 mm de deslocamento horizontal. E a rugosidade normalizada total R'_n , a razão entre a rugosidade total e o diâmetro efetivo dos grãos.

Já a rugosidade total média ($R_{\text{máx,méd}}$) foi calculada a partir dos conceitos propostos por Tovarvalencia *et al.* (2018), em que é realizada a média da soma numérica dos pontos de picos e vales máximos ao longo de um trecho sequencial do deslocamento horizontal (16mm) igual ao diâmetro efetivo dos grãos até que esse seja totalmente contemplado. E a rugosidade normalizada R_n , corresponde à razão entre a rugosidade total média e o diâmetro efetivo dos grãos.

Na Figura 6.1 são apresentados os perfis obtidos a partir do rugosímetro da amostra de concreto endurecido em contato com a areia Araquari sob tensão de 100 kPa. Da mesma forma, na Figura 6.2 são apresentados os perfis para 200 kPa, e na Figura 6.3 para 300 kPa.

Analisando a Figura 6.1, observa-se que mesmo que os cursos sejam diferentes – (a), (b), (c) e (d), uma vez que foram posicionados em locais distintos dentro da mesma amostra, esses perfis se mostram semelhantes, tanto em frequência, como na forma dos picos e vales, existindo uma

pequena variação das amplitudes máximas. As amostras apresentam consistência de resultados no que diz respeito à rugosidade.

Observando a Figura 6.2, em que foi aplicado tensão confinante de 200 kPa, e a Figura 6.3, em que foi aplicado 300kPa, ambas apresentam os mesmos padrões que os vistos na Figura 6.1. Dessa forma, constata-se que os perfis têm semelhança, principalmente quanto à frequência e forma dos vales, independentemente das tensões confinantes aplicadas. Porém, cabe destacar que foi observada uma pequena tendência a aumento das amplitudes máximas e como consequência aumento da rugosidade média com o aumento das tensões de confinamento.

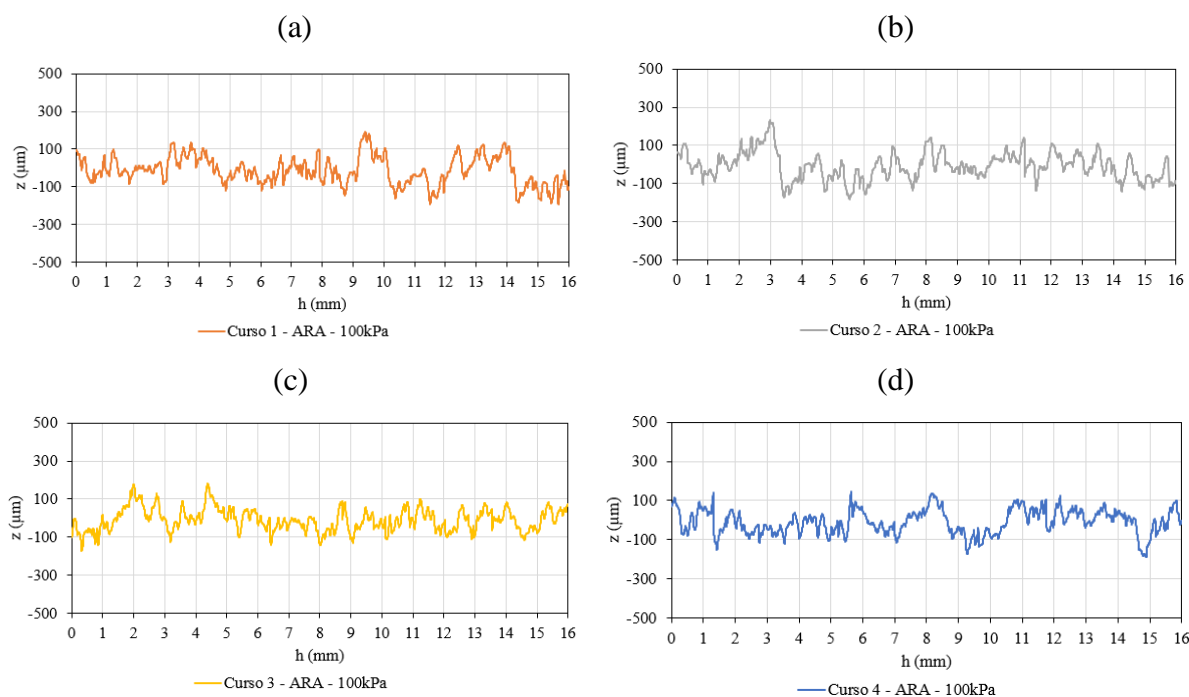
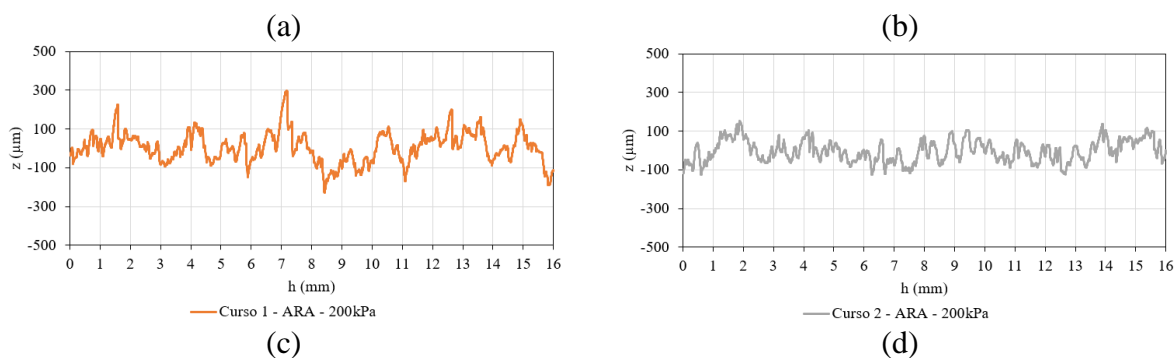


Figura 6.1 - Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Araquari a 100 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.



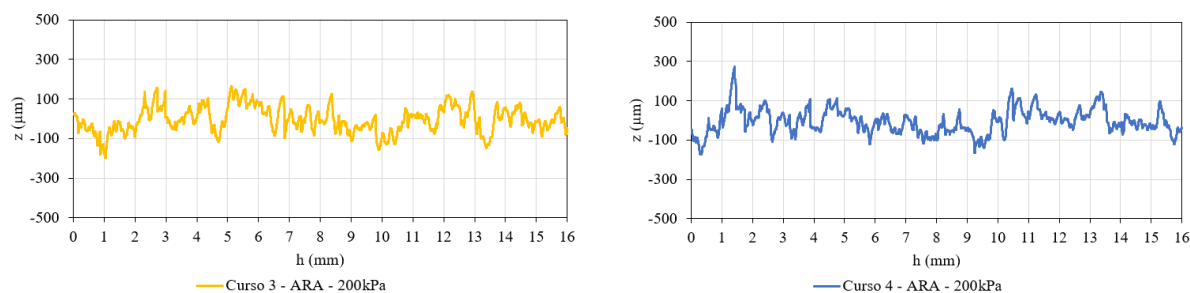


Figura 6.2 - Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Araquari a 200 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.

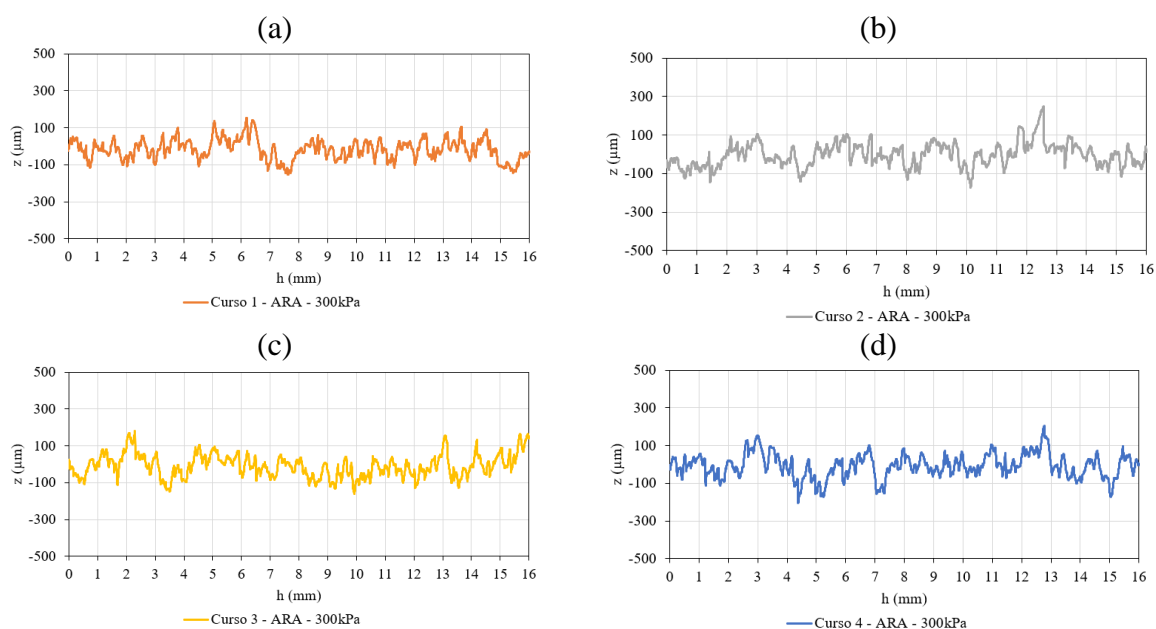


Figura 6.3 - Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Araquari a 300 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.

Analogamente, na Figura 6.4 são apresentados os perfis obtidos a partir do rugosímetro da amostra de concreto em contato com a areia Ottawa graded sob tensão de 100 kPa. Já na Figura 6.5 são apresentados os perfis para 200kpa, e na Figura 6.6 para 300 kPa. Observam-se perfis distintos daqueles apresentados da areia Araquari, tanto em forma e frequência como em amplitudes.

(a)

(b)

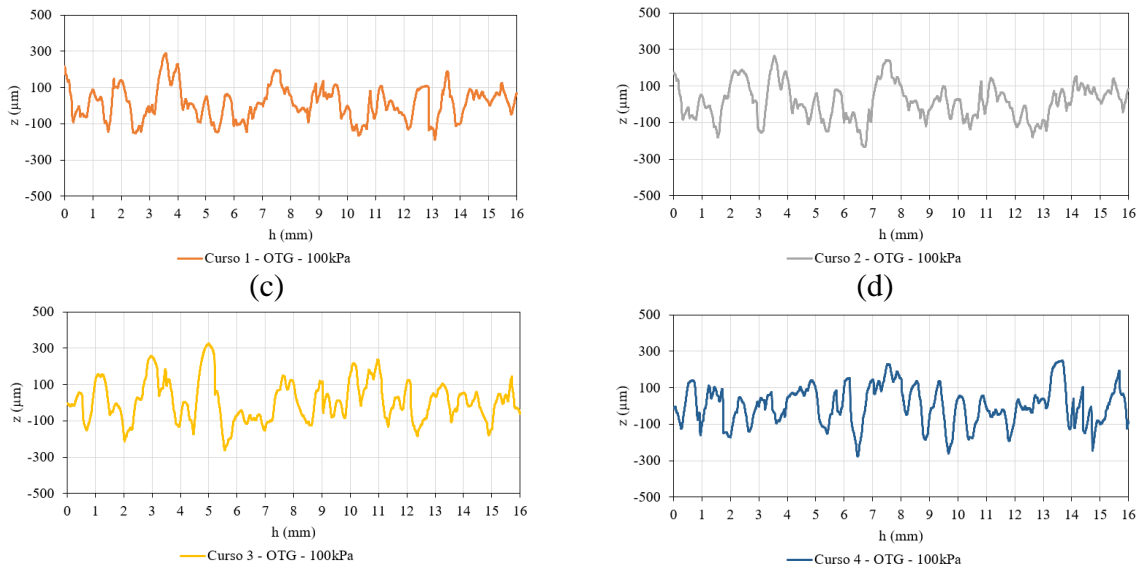


Figura 6.4- Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Ottawa graded a 100 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.

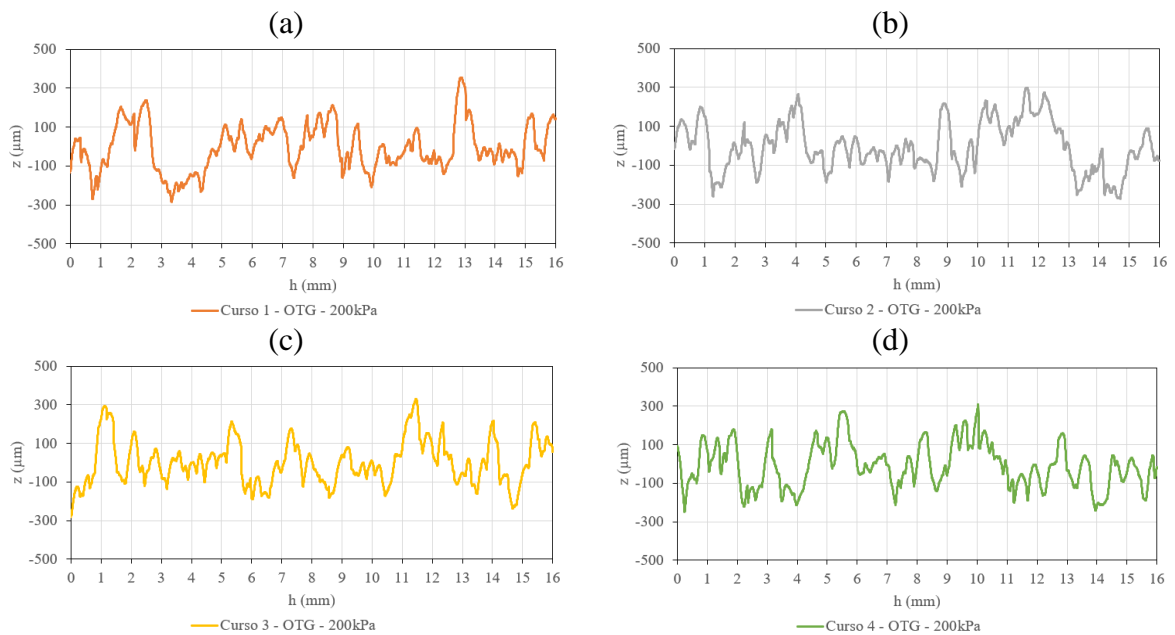


Figura 6.5 - Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Ottawa graded a 200 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.

(a)

(b)

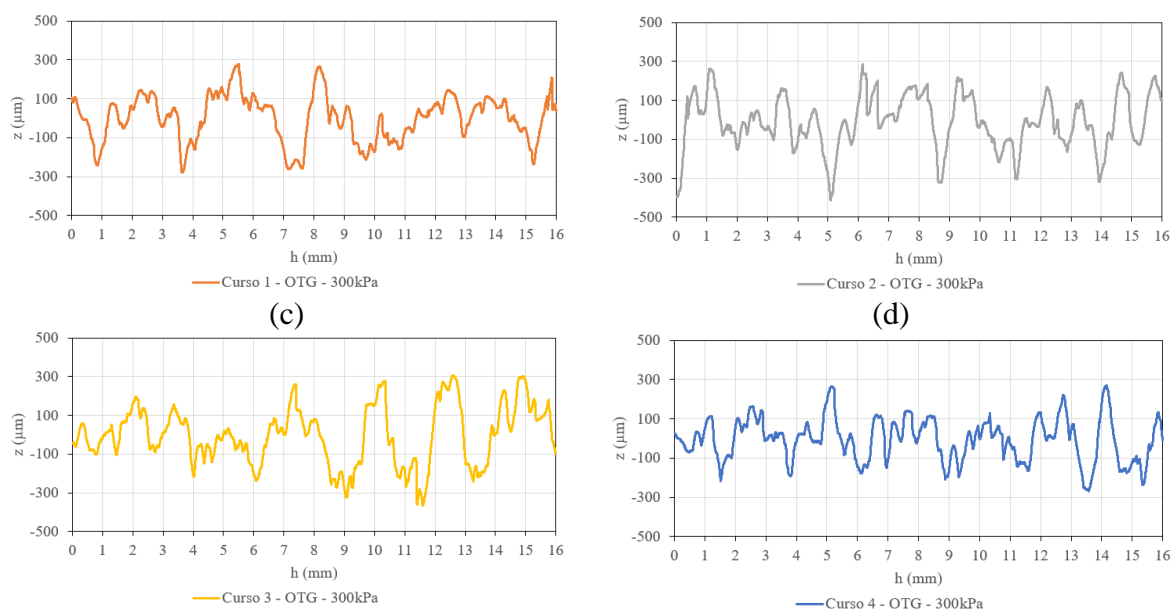


Figura 6.6 - Perfis da rugosidade da amostra de concreto na interface com a areia Ottawa graded a 200 kPa de tensão confinante: (a) Curso 1, (b) Curso 2, (c) Curso 3, (d) Curso 4.

Assim como observado para a areia Araquari, os perfis de concreto endurecido em contato com a areia Ottawa graded, mantiveram o padrão de frequência e forma de picos e vales independentemente do curso e das tensões de confinamento. E ainda, as amplitudes se diferiram, crescendo com o aumento das tensões de confinamento, sendo esse aumento para a areia Ottawa graded mais acentuado que para a areia Araquari.

Na Tabela 6.1 e na Tabela 6.2 são apresentados os quantitativos das características obtidas a partir dos perfis, utilizados nas análises apresentadas nas Figura 6.7, Figura 6.8 e Figura 6.9. Como previsto, quando comparadas às propriedades das interfaces com cada uma das areias, observa-se que a rugosidade média impressa no contato da areia Ottawa graded é maior que o da areia Araquari sugerindo que quanto maior o tamanho dos grãos, maior a rugosidade na interface.

Quando comparados os resultados da rugosidade total e da rugosidade total média, que medem os pontos máximos e mínimos de um perfil, mudando apenas a abordagem de análise, observam-se valores bem diferentes. A rugosidade total apresenta valores maiores que a rugosidade total média para ambas as areias, ficando evidente que quanto às propriedades da rugosidade da interface não existe um consenso da melhor forma para mensura-la e ainda, que

para uma comparação entre diferentes autores, é necessário que a metodologia de análise dessas propriedades seja realizada pelo mesmo método.

Tabela 6.1 - Resumo das características de rugosidade obtidas a partir do perfil para a areia Araquari.

Araquari $D_{50} = 0,17$ mm						
	Perfil	R_a (μm)	R_t (μm)	$R'_n = R_t/D_{50}$	$R_{\text{max med}}$ (μm)	$R_n = R_{\text{max med}}/D_{50}$
100 kPa	A	46,04	383,86	2,26	163,15	0,96
	B	49,02	416,06	2,45	169,01	0,99
	C	50,22	351,24	2,07	176,39	1,04
	D	50,28	333,05	1,96	184,51	1,09
	Média	48,89	371,05	2,18	173,26	1,02
200 kPa	A	61,34	525,80	3,09	205,23	1,21
	B	47,07	277,99	1,64	154,46	0,91
	C	53,01	362,93	2,13	181,43	1,07
	D	50,55	446,43	2,63	173,30	1,02
	Média	52,99	403,29	2,37	178,61	1,05
300 kPa	A	61,03	306,61	1,80	186,01	1,09
	B	57,70	423,28	2,49	190,80	1,12
	C	48,09	340,30	2,00	175,81	1,03
	D	52,84	408,73	2,40	166,15	0,98
	Média	54,92	369,73	2,17	179,70	1,06

Tabela 6.2 - Resumo das características de rugosidade obtidas a partir do perfil para a areia Ottawa graded.

Ottawa Graded $D_{50} = 0,30$ mm						
	Perfil	R_a (μm)	R_t (μm)	$R'_n = R_t/D_{50}$	$R_{\text{max med}}$ (μm)	$R_n = R_{\text{max med}}/D_{50}$
100 kPa	A	74,47	476,60	1,59	287,42	0,96
	B	79,74	498,63	1,66	299,85	1,00
	C	90,48	585,00	1,95	345,78	1,15
	D	86,37	529,08	1,76	328,38	1,09
	Média	82,77	522,33	1,74	315,36	1,05
200 kPa	A	97,47	641,61	2,14	362,37	1,21
	B	102,95	570,92	1,90	355,95	1,19
	C	91,38	613,30	2,04	345,76	1,15
	D	94,42	560,31	1,87	360,73	1,20
	Média	96,55	596,54	1,99	356,20	1,19
300 kPa	A	96,71	559,14	1,86	340,23	1,13
	B	109,19	702,55	2,34	406,33	1,35
	C	122,77	670,99	2,24	412,03	1,37
	D	86,95	537,01	1,79	324,31	1,08
	Média	103,91	617,42	2,06	370,73	1,24

Destaca-se que R_n e R'_n são relações das propriedades geométricas da interface e o diâmetro efetivo dos grãos para análises de interfaces quanto a padrões de comportamento. Quanto menor forem esses parâmetros, mais eles se aproximam ao comportamento de uma interface de superfície lisa, enquanto quando maiores, representam uma interface de superfície rugosa (UESUGI & KISHIDA, 1986a; UESUGI & KISHIDA, 1986b; YOSHIMI & KISHIDA, 1981; MARTINEZ & FROST, 2017).

Na Figura 6.7 são apresentadas as relações entre as tensões normais e as rugosidades médias e normalizadas. Como dito anteriormente, observa-se uma tendência de aumento da rugosidade média com o aumento da tensão normal aplicada, esse acréscimo é mais significativo quanto maior o tamanho dos grãos, e oscila dentro da variação máxima e mínima das tensões. Quando analisada a média da rugosidade normalizada (R_n), observa-se pouca variação com o aumento da tensão confinante para a areia Araquari, diferentemente da areia Ottawa graded que tem um aumento mais expressivo com o aumento da tensão confinante.

Diante do exposto, conclui-se que para areias com diâmetros efetivos menores, a rugosidade média e rugosidade normalizada independem da tensão efetiva, uma vez que tem pouca variação. Diferentemente de areias com diâmetros efetivos maiores, que tem rugosidade média e rugosidade normalizada que crescem com o aumento da tensão efetiva.

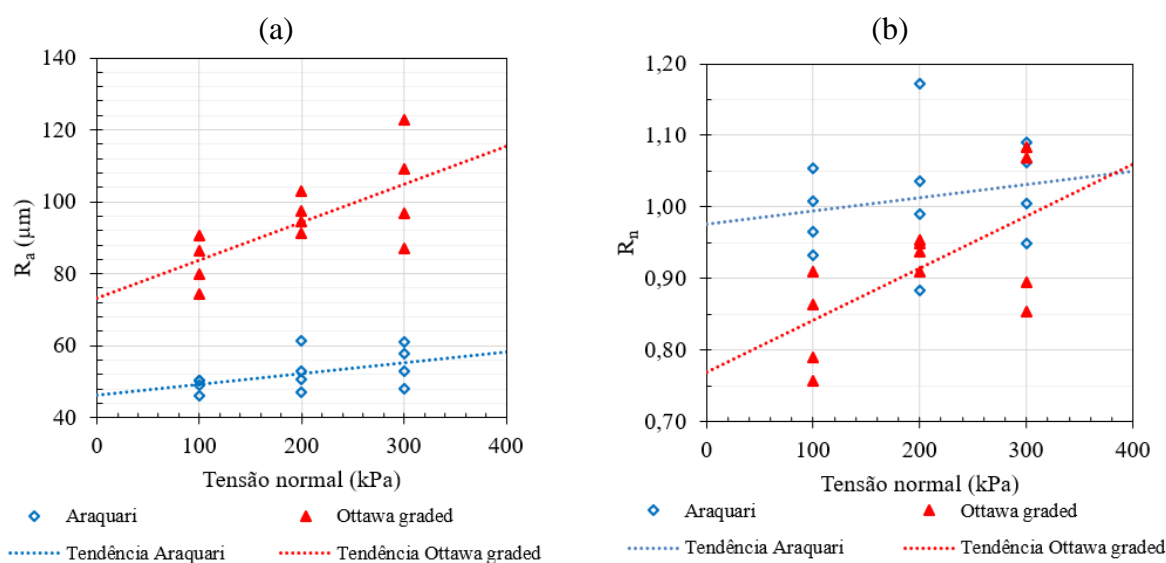


Figura 6.7 - Relações da tensão normal aplicada e a: rugosidade média (a); rugosidade normalizada (b).

Para que uma comparação a outro estudo pudesse ser realizada, uma média de R_a e R'_n das areias estudadas foi calculada e é apresentada na Figura 6.8 (delimitando-se os máximos e mínimos – barra de erro). Esses pontos são agrupados aos resultados de Nardelli *et al.* (2019), que executaram interfaces com rugosidades em contato a duas areias – SP #16 e SP #100, sem tensão de confinamento. Observa-se uma tendência linear de aumento da rugosidade média com o aumento de D_{50} , mesmo considerando as variações ocasionadas pelas tensões confinantes, sugerindo que a rugosidade média de um perfil de rugosidade é dependente linearmente do diâmetro dos grãos (Figura 6.8 (a)).

Entretanto, quando relacionado à rugosidade normalizada total, não é observada relação direta (Figura 6.8 (b)). Destaca-se que quando o conceito de rugosidade normalizada foi proposto, a ideia era relacionar os efeitos dos grãos de solo e do perfil da superfície em uma variável. Desta forma, esperava-se que quando comparada a normalização aos grãos de solo, os valores fossem aproximadamente iguais, fato que não foi observado, com R'_n variando de 1,5 a 2,8.

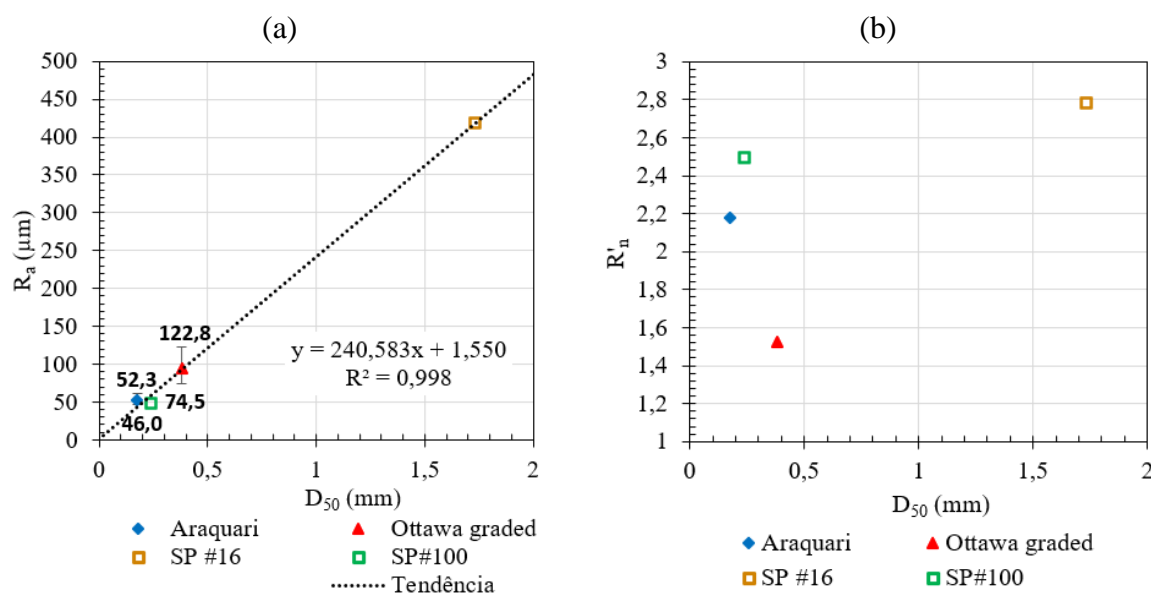


Figura 6.8 - Relações do diâmetro efetivo: e a rugosidade média (a); e a rugosidade normalizada total (b).

Na Figura 6.9 são apresentadas as relações das rugosidades média e normalizadas totais com a razão de aspecto (AR), que avalia o quão próximo a uma elipse são as partículas, comparando os resultados dessa pesquisa aos de Nardelli *et al.* (2019). Não foi observada padronização linear de comportamento, apesar de certo aumento da rugosidade normalizada com o aumento de AR. Tal fato justifica-se uma vez que as areias apresentadas têm mesmo formato e valores

próximos a AR, sendo necessário para maiores comparações areias com partículas mais alongadas.

Destaca-se ainda que não foi possível comparação de outros aspectos de morfologia aos de rugosidade uma vez que os trabalhos de Nardelli *et al.* (2019) e Nardelli *et al.* (2019) não apresentam tais informações.

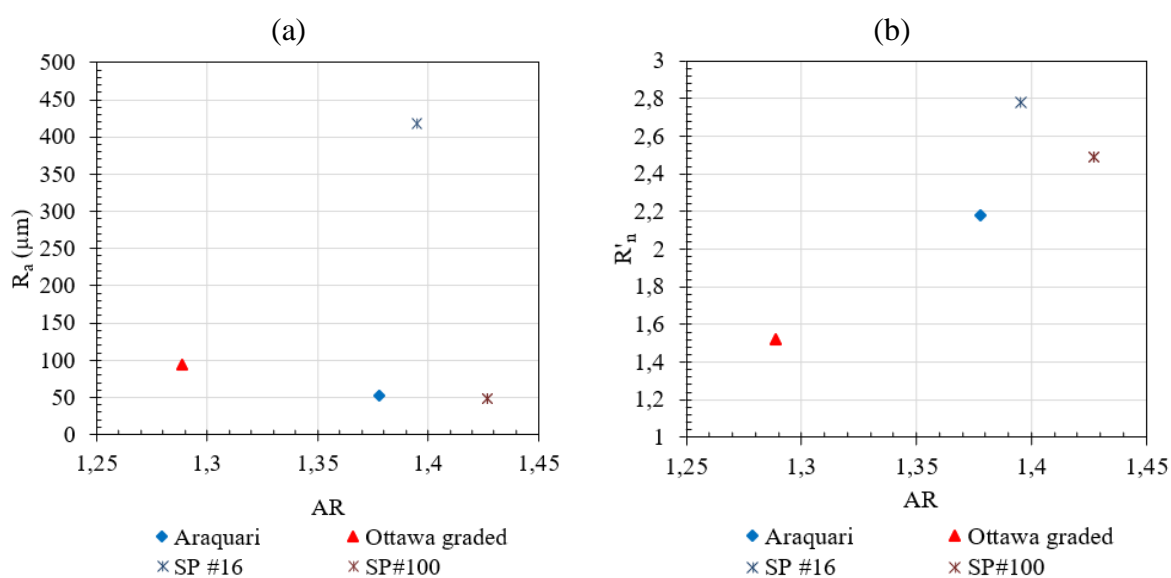


Figura 6.9 - Relações do AR (razão de aspecto): e a rugosidade média(a); e a rugosidade normalizada total (b).

Levando-se em consideração os aspectos apresentados, constata-se que, em termos gerais, diferentes areias, apresentam diferentes perfis de rugosidade impresso. Além disso, para uma mesma areia, os perfis da interface seguem os mesmos padrões de formato, porém com amplitudes (medidas dos picos e vales verticais) que aumentam com o aumento das tensões confinantes, sendo esse aumento mais pronunciado com o aumento do diâmetro efetivo.

Foi apresentado que apesar de buscar mensurar as mesmas características da rugosidade de um perfil, diferentes métodos de cálculo fornecem valores que divergem consideravelmente entre si, o que reforça a ausência de uma metodologia consagrada que represente bem estas características. Por fim, quando comparado a outro autor, foi observada uma relação linear de aumento da rugosidade média com o aumento do diâmetro efetivo dos grãos, fato não verificado para a rugosidade normalizada total, que pela definição conceitual deveria se manter constante.

6.2 ENSAIOS DE INTERFACE

Após a avaliação dos efeitos da rugosidade, neste tópico são apresentados os ensaios de interface e suas implicações. Esses ensaios foram realizados seguindo os mesmos moldes dos ensaios de cisalhamento direto, e seus resultados analisados de forma análoga. Assim como nas definições em areias, a tensão cisalhante (τ_{int}) e a tensão normal (σ_{int}) na interface foram calculadas a partir das equações 6.1 e 6.2, já o deslocamento horizontal (Δh) e deslocamento vertical (Δv) medidos diretamente dos sensores. O ângulo de atrito de pico na interface (δ_P) e o ângulo de atrito residual na interface (δ_R) foram calculados pelas equações 6.3 e 6.4, respectivamente, com a consideração da coesão (c) igual a zero.

$$\sigma_{int} = \frac{N_{int}}{A} \quad (6.1)$$

$$\tau_{int} = \frac{T_{int}}{A} \quad (6.2)$$

$$\tau_{m\acute{a}x,int} = c + \sigma_{int} \tan \delta_P \quad (6.3)$$

$$\tau_{R,int} = c + \sigma_{int} \tan \delta_R \quad (6.4)$$

sendo N_{int} a força normal aplicada a partir dos pesos, T_{int} a força cisalhante, A , a área da seção transversal da amostra corrigida, $\tau_{m\acute{a}x,int}$ a máxima tensão cisalhante e $\tau_{R,int}$ a tensão cisalhante residual na interface obtidas nas curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento vertical.

Assim como nos ensaios em areia, nos ensaios de interface foram adotadas as tensões confinantes de 100kPa, 200kPa e 300kPa e foram alcançados 8mm de deslocamento horizontal que correspondem a 13% de deformação relativa. E ainda, foram realizados ensaios em duplicata para avaliar possíveis variações de resultados e desvios padrões.

Na Figura 6.10, Figura 6.11, Figura 6.12, Figura 6.13 e na Figura 6.14 são apresentadas as curvas tensão cisalhante-deslocamento horizontal (a), envoltórias de ruptura no espaço τ - σ (b) e deslocamento vertical-deslocamento horizontal (c) que descrevem o comportamento mecânico da interface entre concreto e areia Araquari para 0,5h, 3h, 6h, 12h e 24h de cura do concreto (em relação a hidratação e, ao longo do tempo), respectivamente. Da Figura 6.10 a

Figura 6.13 são apresentados resultados duplicados para cada tensão aplicada, já na Figura 6.14 são apresentados resultados triplicados devido a maior variabilidade das curvas.

A Figura 6.10 apresenta o resultado da interface para 0,5h de cura, na qual é possível observar um comportamento geral das curvas próximo ao verificado nos ensaios na areia Araquari, conforme observado na Figura 5.5. Verificando-se os valores de resistência de pico e residual, foi observado que para o pico a interface apresentou valor inferior ao da areia, já para a residual, o valor foi superior ao da areia (Figura 6.10 (a)). Por essa razão, o ângulo de atrito de pico é um pouco menor e ângulo de atrito residual é um pouco maior, quando comparados a areia Araquari (Figura 6.10 (b)).

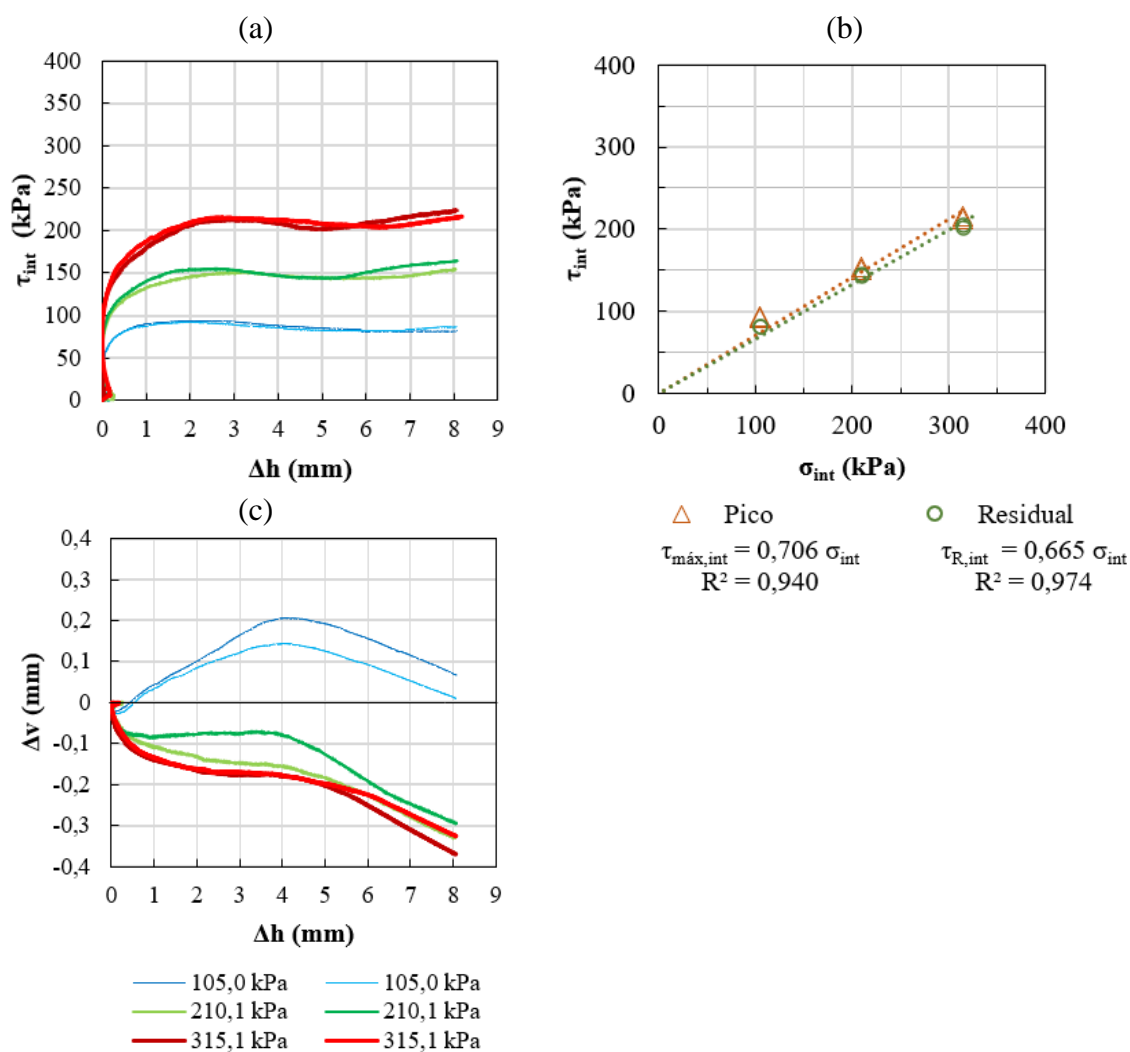


Figura 6.10 - Interface areia Araquari e concreto a 0,5h de cura: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

Quanto ao deslocamento vertical, que representa a variação volumétrica das amostras, para 100kPa, verifica-se comportamento dilatante, enquanto para as tensões maiores, identificou-se comportamento predominantemente contrátil. Como na interface o concreto ainda está fresco, a superfície de contato ainda não apresenta resistência suficiente, apresentando, possivelmente o comportamento de um fluido, permitindo deformabilidade das partículas de solo junto à interface (35,7, para pico e 33, para residual) (Figura 6.10 (c)).

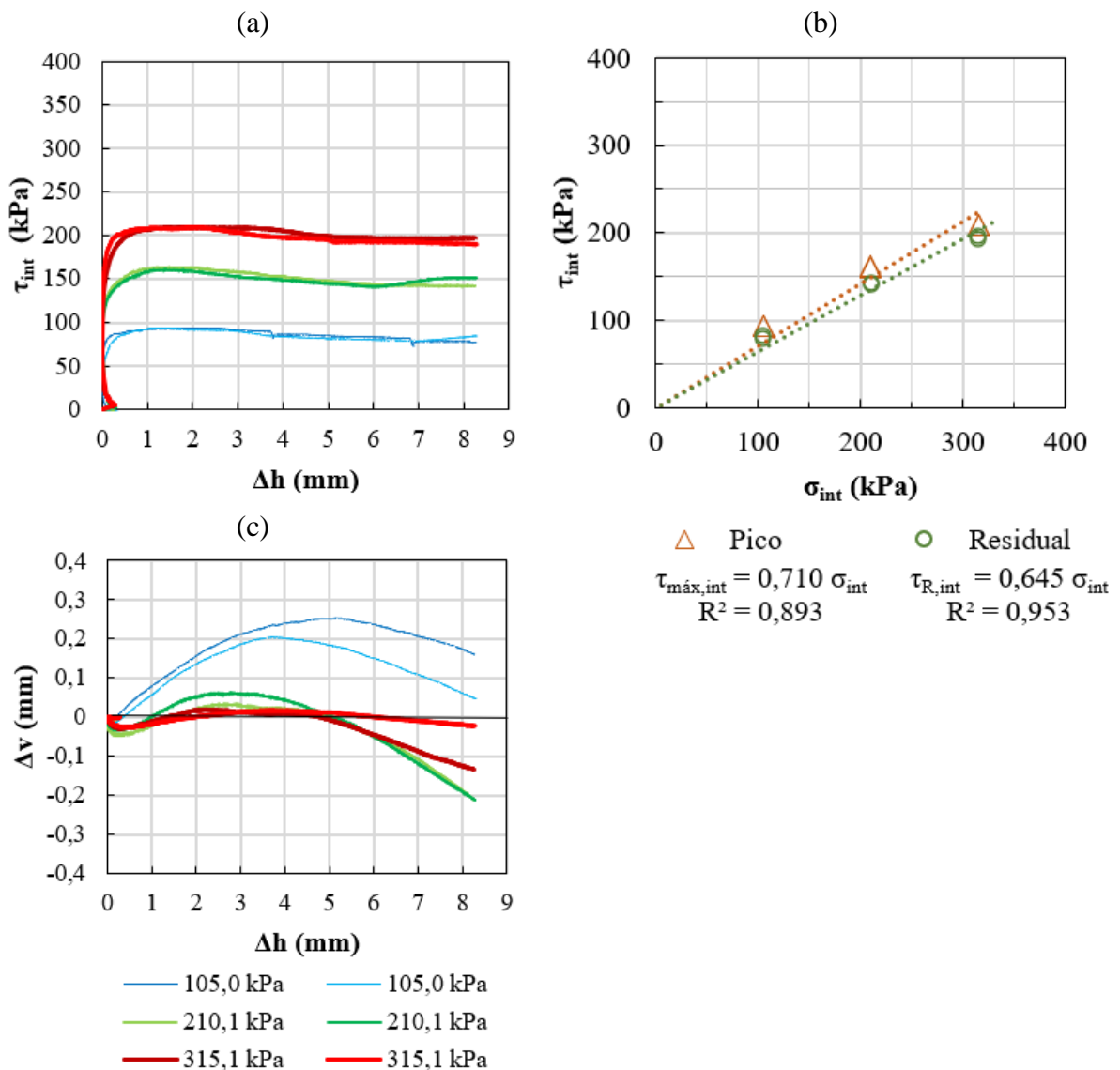


Figura 6.11 - Interface areia Araquari e concreto a 3h de cura: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

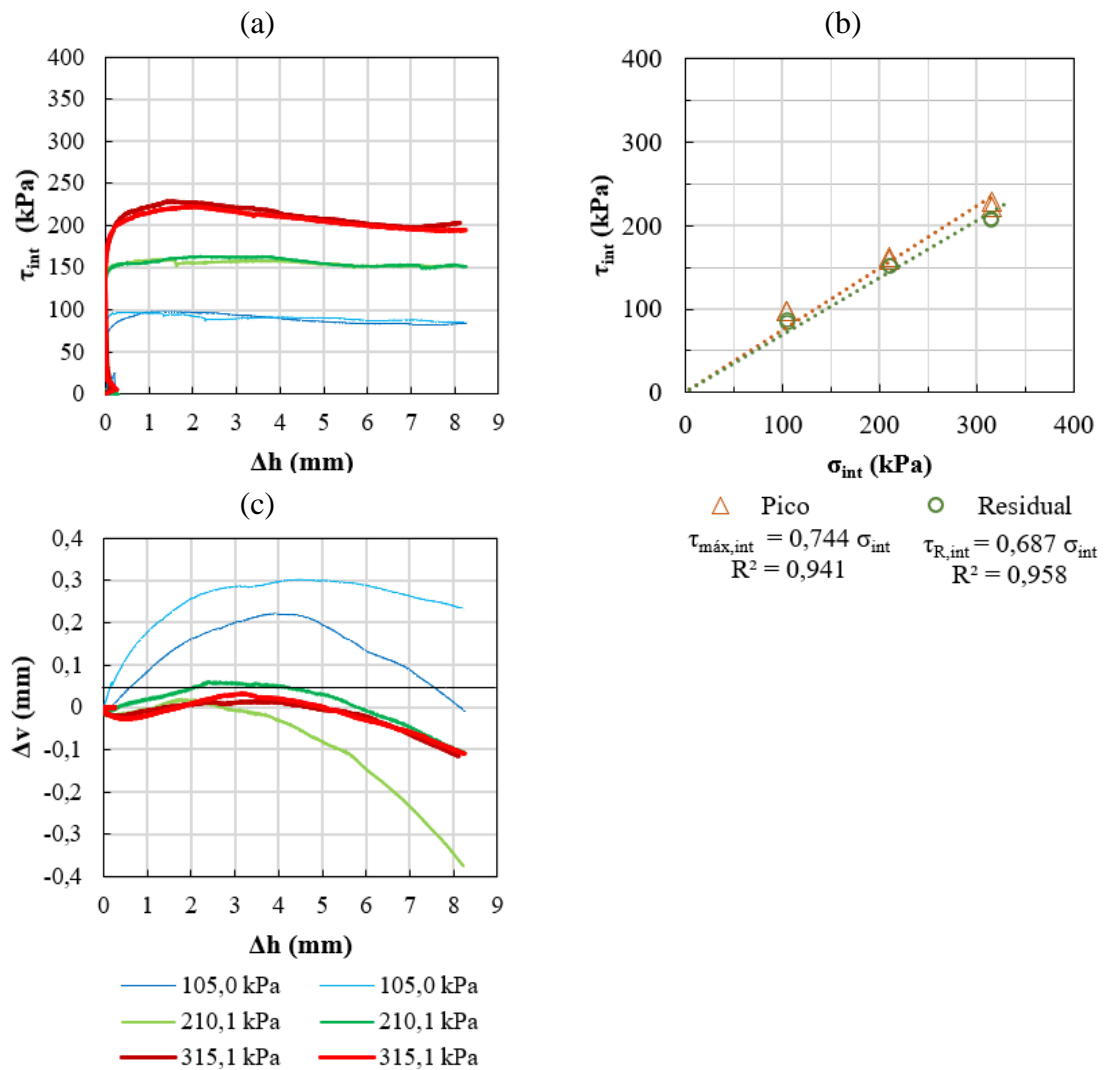


Figura 6.12 - Interface areia Araquari e concreto a 6h de cura: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

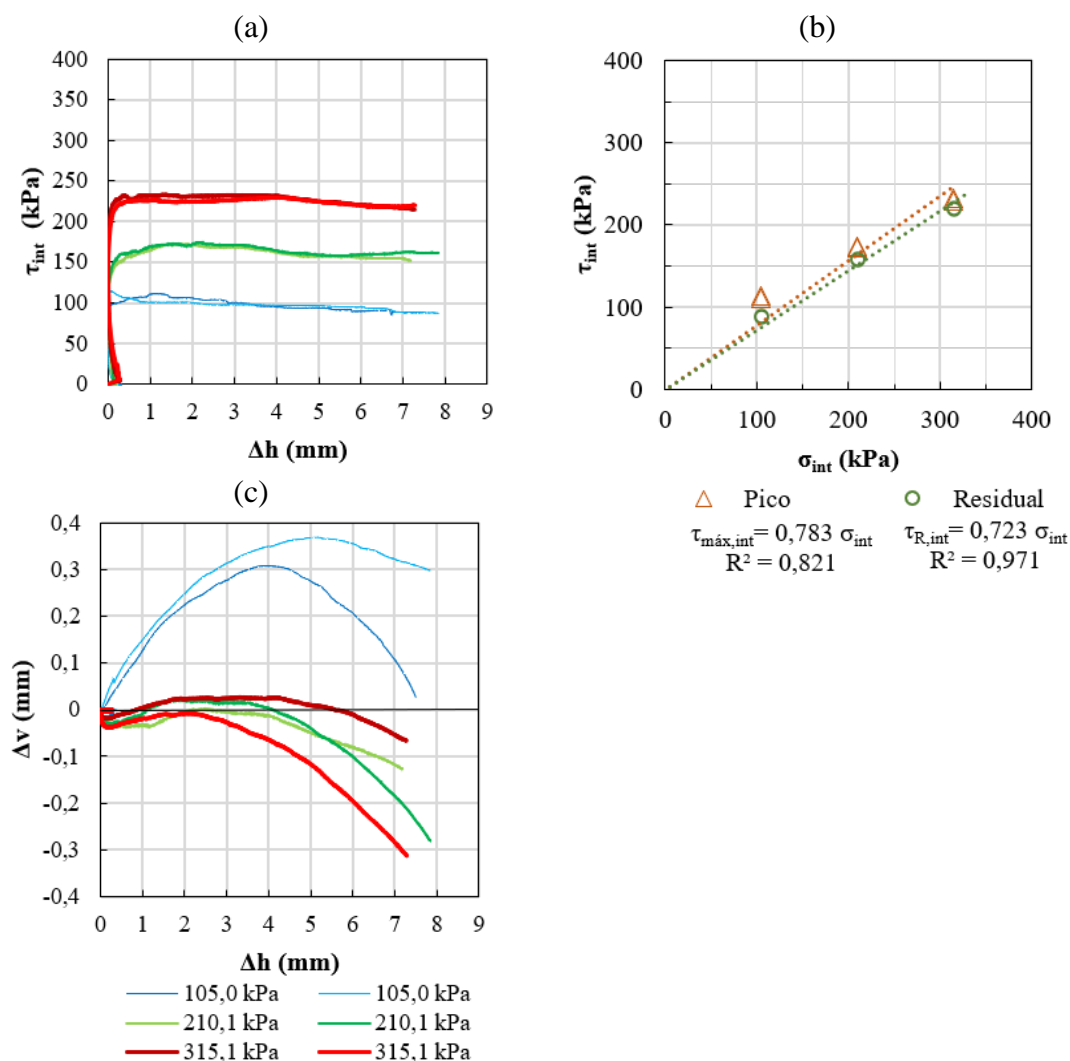


Figura 6.13 - Interface areia Araquari e concreto a 12h de cura: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

Analisando as Figura 6.11 a Figura 6.13, observa-se padrão similar de comportamento tanto das curvas de tensão-deslocamento horizontal (Figuras Figura 6.11, Figura 6.12 e Figura 6.13 (a)) – curvas mais achatadas, quanto das curvas de deslocamento vertical-deslocamento horizontal (Figuras Figura 6.11, Figura 6.12 e Figura 6.13 (c)) com tendência mais contrátil durante o cisalhamento. Para 3h, 6h e 12h de cura, o pico de resistência é alcançado com deslocamentos inferiores aos da areia pura (Figura 5.5) e aos ensaios de interface a 0h de cura (Figura 6.10).

Quanto às envoltórias de ruptura, a comparação entre as Figura 6.11 (b), Figura 6.12 (b) e Figura 6.13 (b) indicam um aumento da inclinação das envoltórias tanto de pico como residual com o aumento do tempo de cura das amostras.

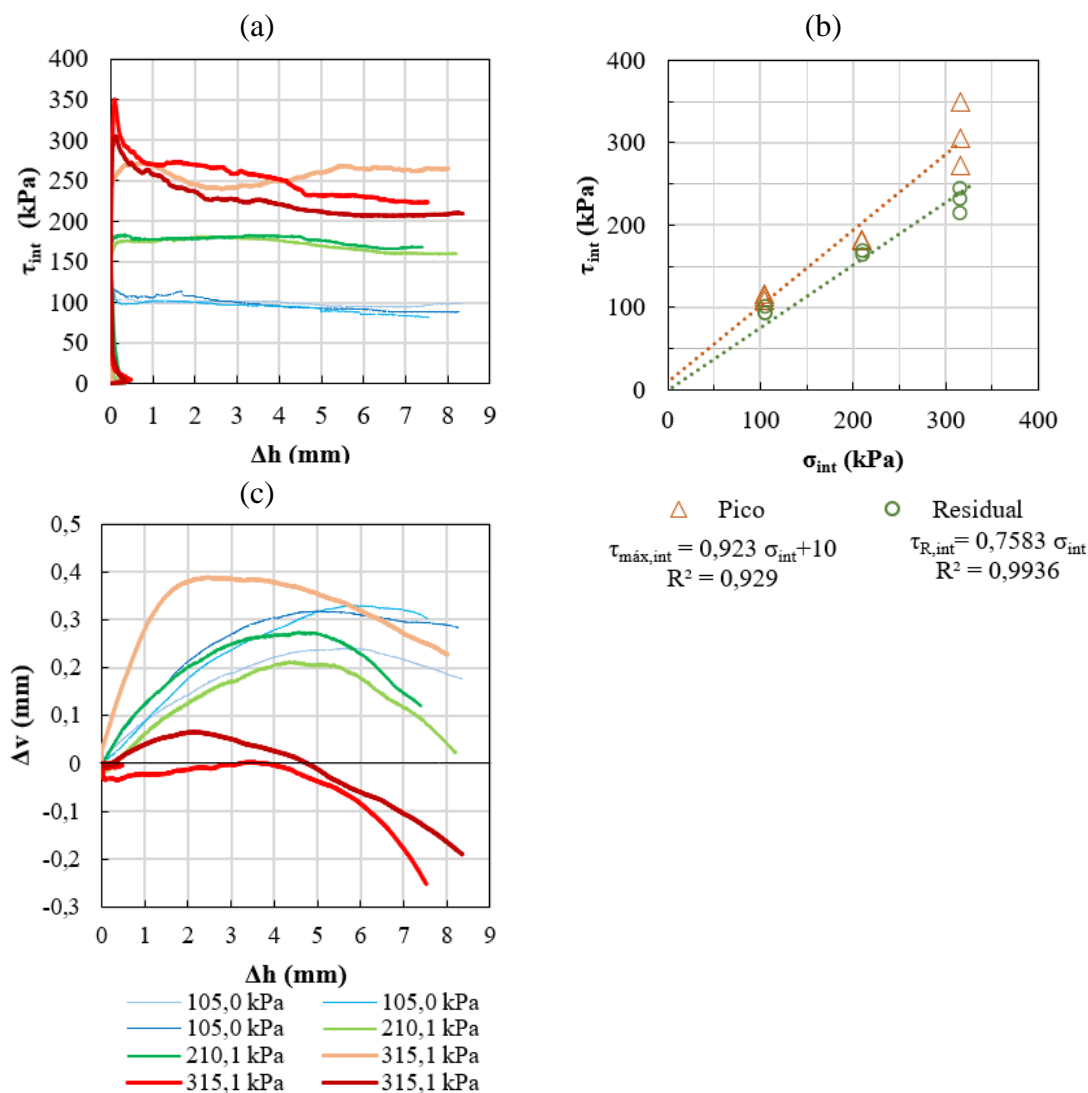


Figura 6.14 - Interface areia Araquari e concreto a 24h de cura: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

Quanto ao comportamento da interface para o tempo de cura de 24h, analisando a Figura 6.14 (a), observa-se picos pronunciados nas curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para tensões confinantes de 100 e 300 kPa, comportamento não observado nas curvas da areia. Diferentemente, as curvas para 200 kPa apresentam comportamento similar às demais curvas anteriormente citadas.

Quanto às curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal (Figura 6.14 (c)), apenas as com tensão confinante de 300kPa apresentaram ainda uma pequena tendência contrátil. Na Figura 6.14 (b), os pontos utilizados para traçar as envoltórias de pico e residual apresentaram uma maior variação, quando comparados às variações apresentadas nos tempos de cura anteriores, principalmente para 300 kPa.

Para a envoltória de pico de 24h de tempo de cura (Figura 6.14 (b)), um intercepto coesivo de 10kPa foi observado, devido à cimentação, atribuída ao fato de que na interface existe uma mistura da areia e do concreto, análogo à uma areia cimentada. Já para a envoltória residual, não há parcela de contribuição de cimentação, uma vez que já ocorreu a plastificação desse material (quebra da cimentação).

Na sequência, assim como exibido para a areia Araquari, as Figura 6.15 a Figura 6.20 apresentam as curvas tensão-deslocamento horizontal (a), envoltórias de ruptura no espaço τ - σ (b) e deslocamento vertical-deslocamento horizontal (c) da areia Ottawa graded, para 0h, 3h, 6h, 9h, 12h e 24h respectivamente. Da Figura 6.15 a Figura 6.19 são apresentados resultados duplicados para cada tensão aplicada, já Figura 6.20 são apresentados resultados triplicados devido a maior variabilidade das curvas.

Considerando as Figura 6.15 e Figura 6.16, nota-se que assim como observado para a areia Araquari com 0,5h de tempo de cura, as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento horizontal *versus* deslocamento vertical se assemelham ao comportamento visto nos ensaios da areia Ottawa graded. Ou seja os ensaios de interface areia – concreto e os ensaios em areia apresentam os mesmos padrões de comportamento.

Quando analisadas as envoltórias de pico para os tempos de cura de 0,5h e 3h da interface com a areia Ottawa graded, essas apresentaram valores de inclinação menores que as da areia. Já quanto às envoltórias residuais, observam-se valores de inclinações superiores ao da areia (Figura 6.15 (c) e Figura 6.16 (c)). Esse comportamento também foi observado na areia Araquari para os mesmos tempos de cura, apesar desse caso ser menos expressivo.

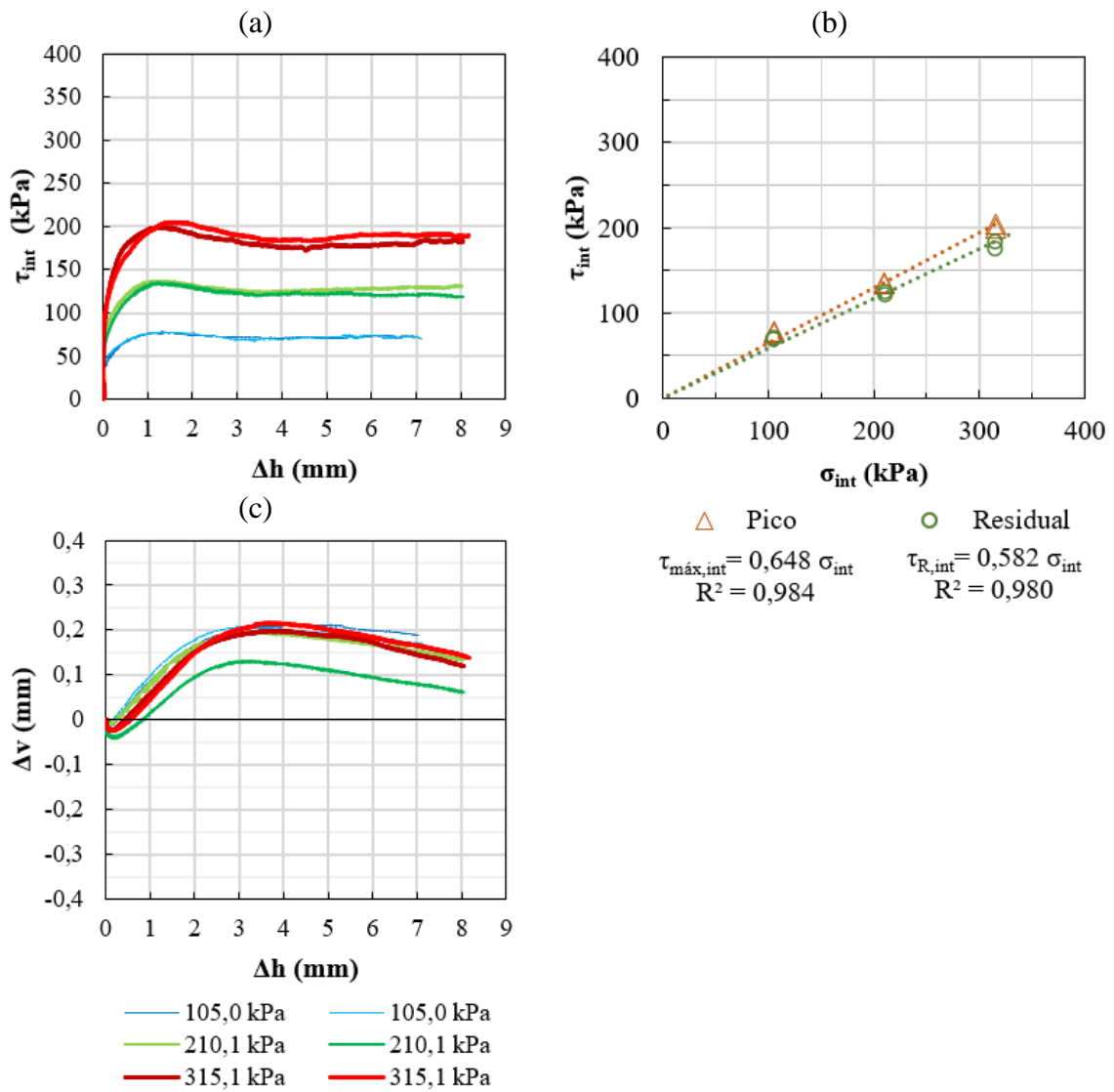


Figura 6.15 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 0,5h de cura: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

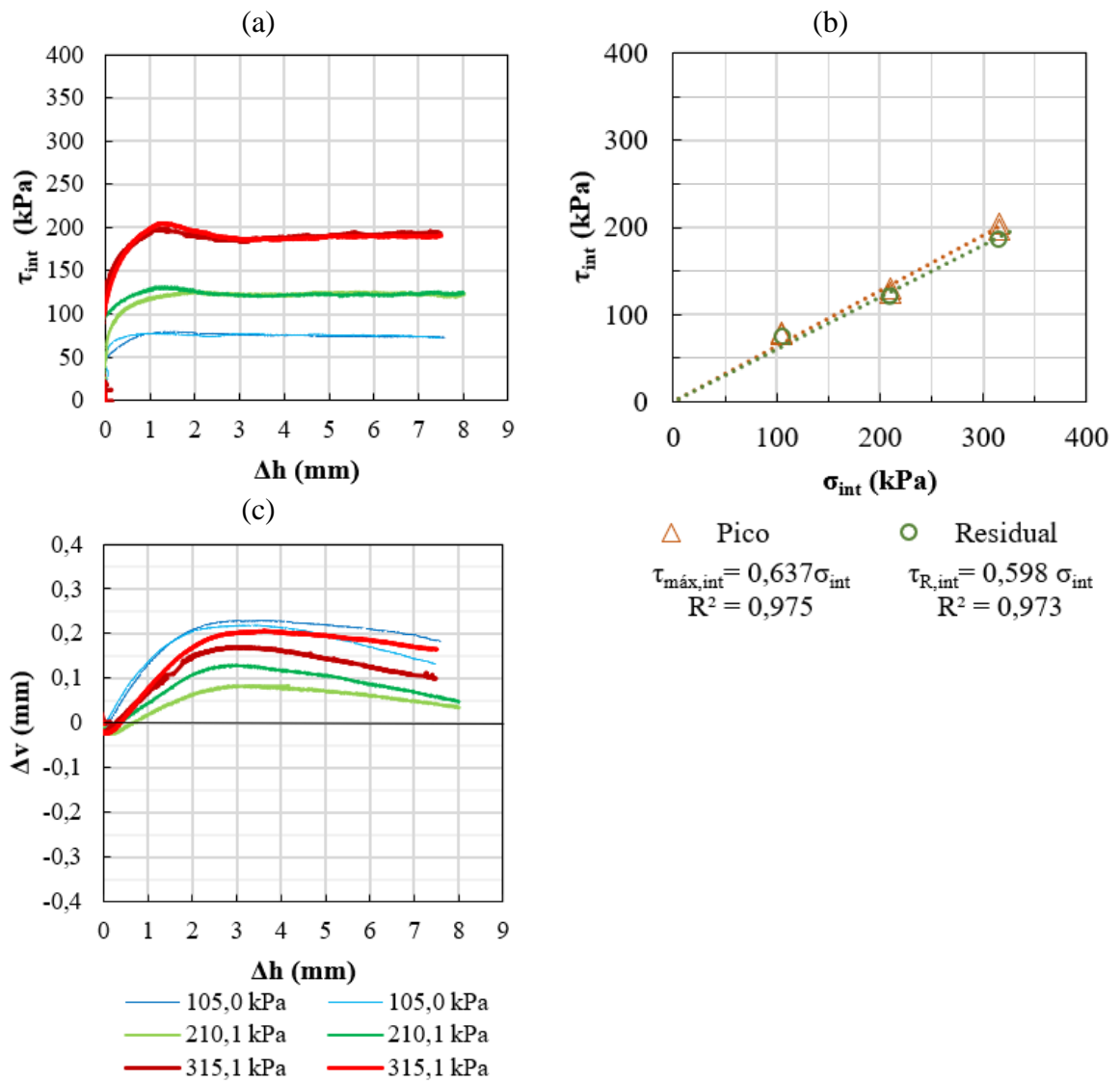


Figura 6.16 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 3h de cura: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

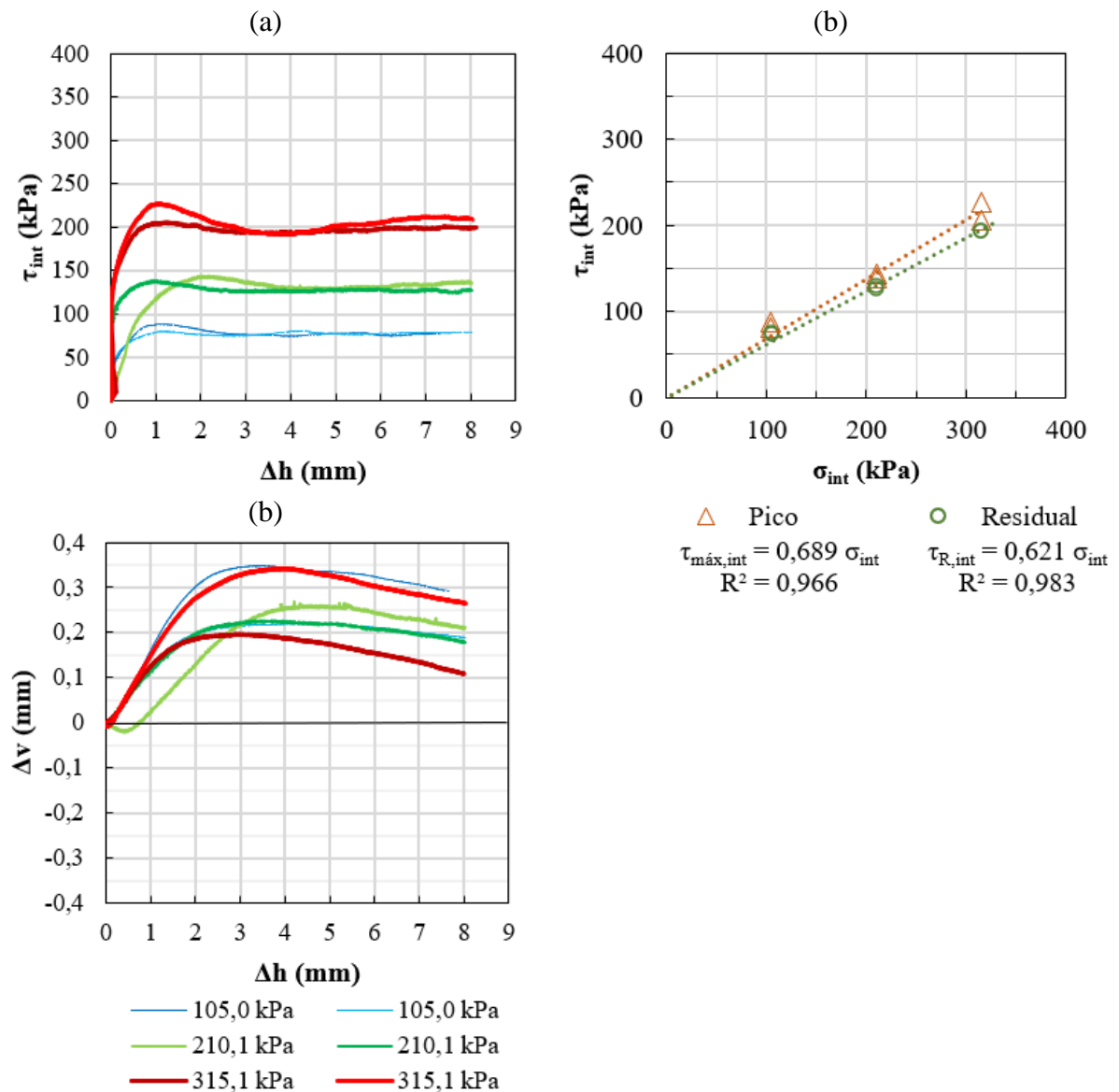


Figura 6.17 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 6h de cura: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

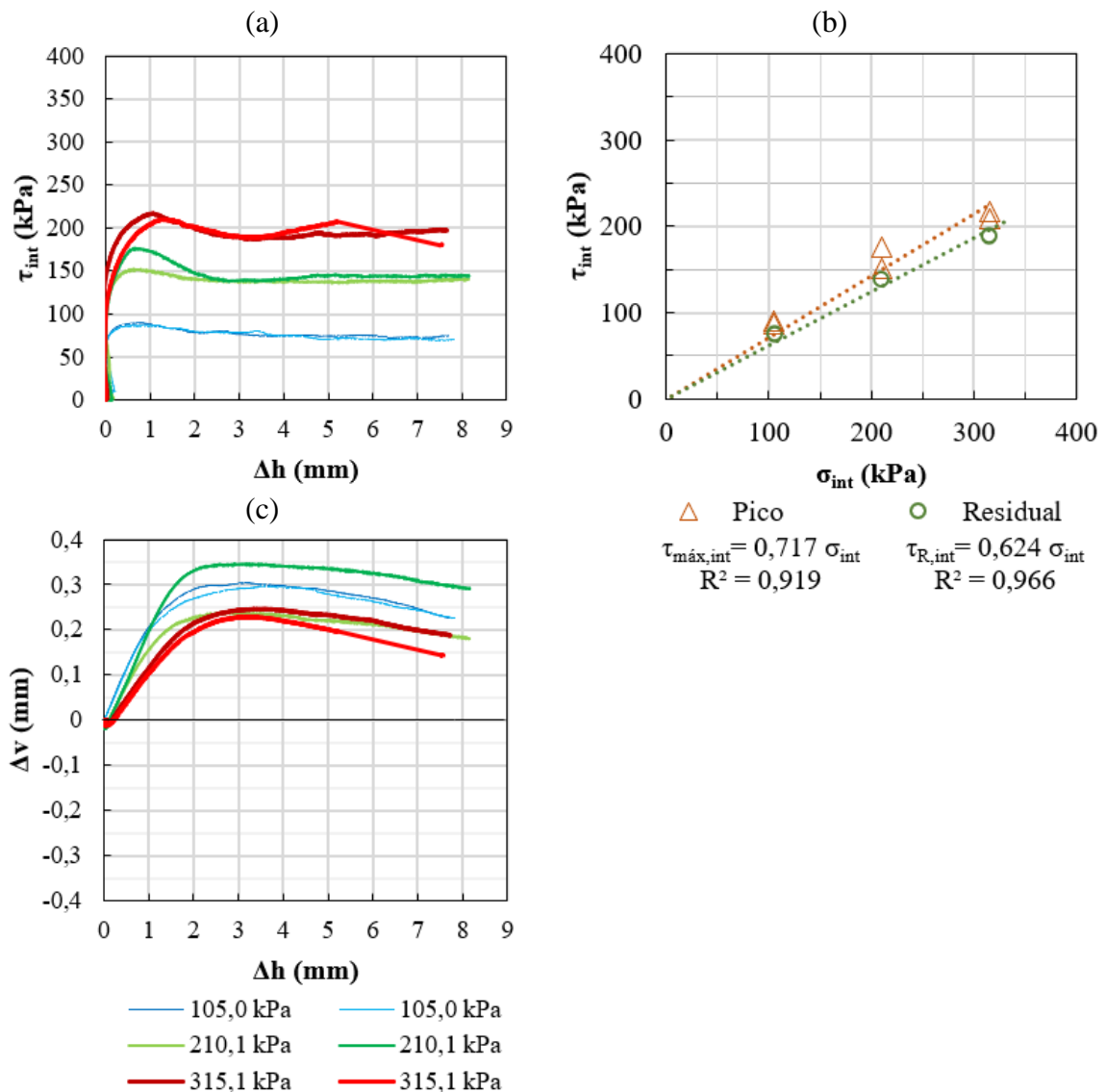


Figura 6.18 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 9h de cura: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

Analisando as Figura 6.17, Figura 6.18 e Figura 6.19, para os tempos de cura de 6h, 9h e 12h, respectivamente, é observado também um comportamento das curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal similares ao da areia Ottawa graded. Porém, as envoltórias de pico e residual tem inclinações maiores que as da areia. E ainda, a inclinação de ambas aumenta com o aumento do tempo de cura.

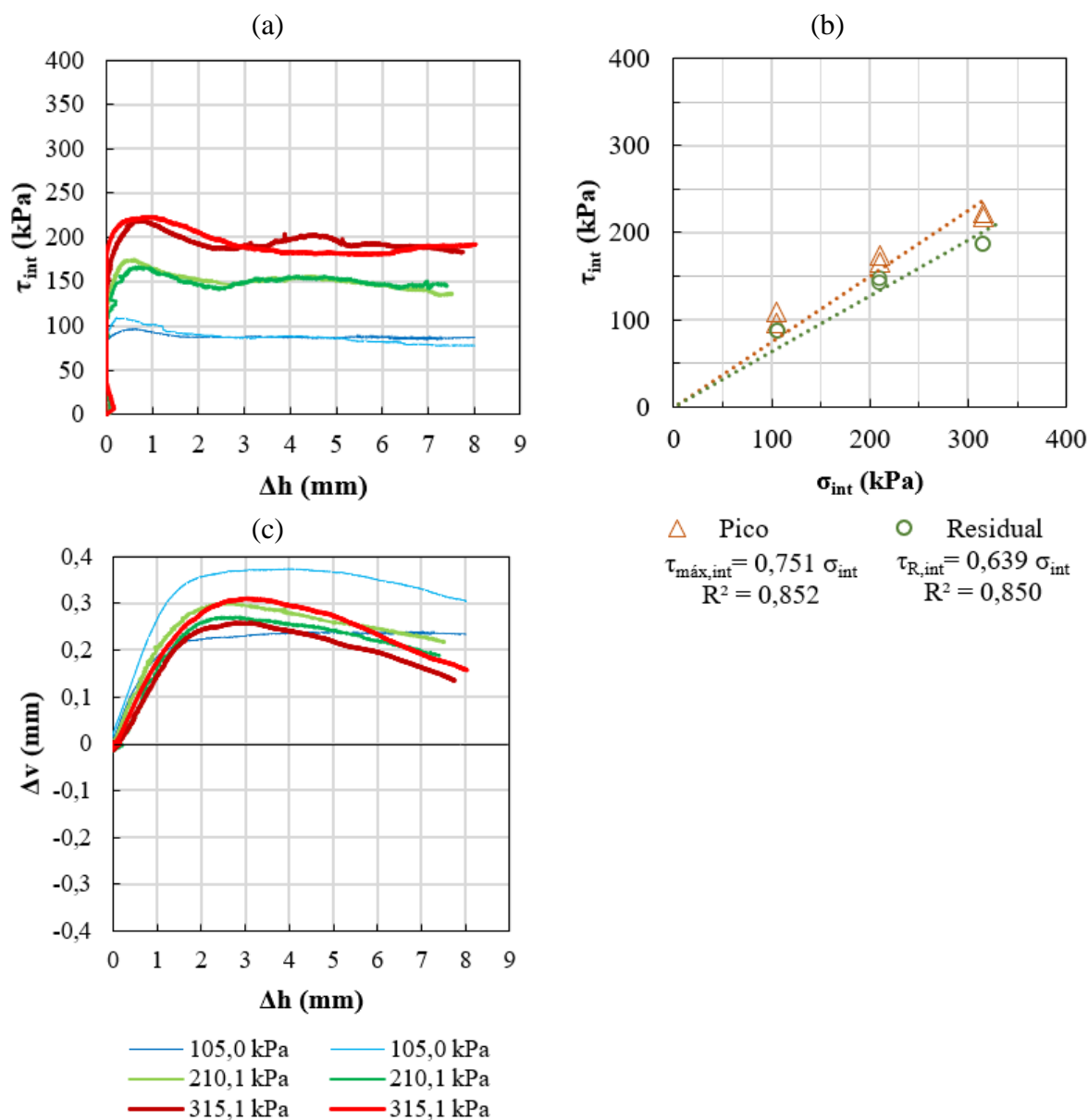


Figura 6.19 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 12h de cura: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

Quanto ao comportamento da interface da areia Ottawa graded para o tempo de cura de 24h (Figura 6.20), observam-se curvas de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal com picos pronunciados para todas as tensões confinantes (Figura 6.20 (a)). Assim, conseqüentemente, nas curvas de deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, para todas as tensões de confinamento foi observado comportamento dilatante (Figura 6.20 (b)).

Em relação às envoltórias de pico e residual, foi observada presença de pequena cimentação, assim como para a areia Araquari. Além disso, as inclinações das envoltórias foram maiores do que dos demais tempos de cura (Figura 6.20 (c)).

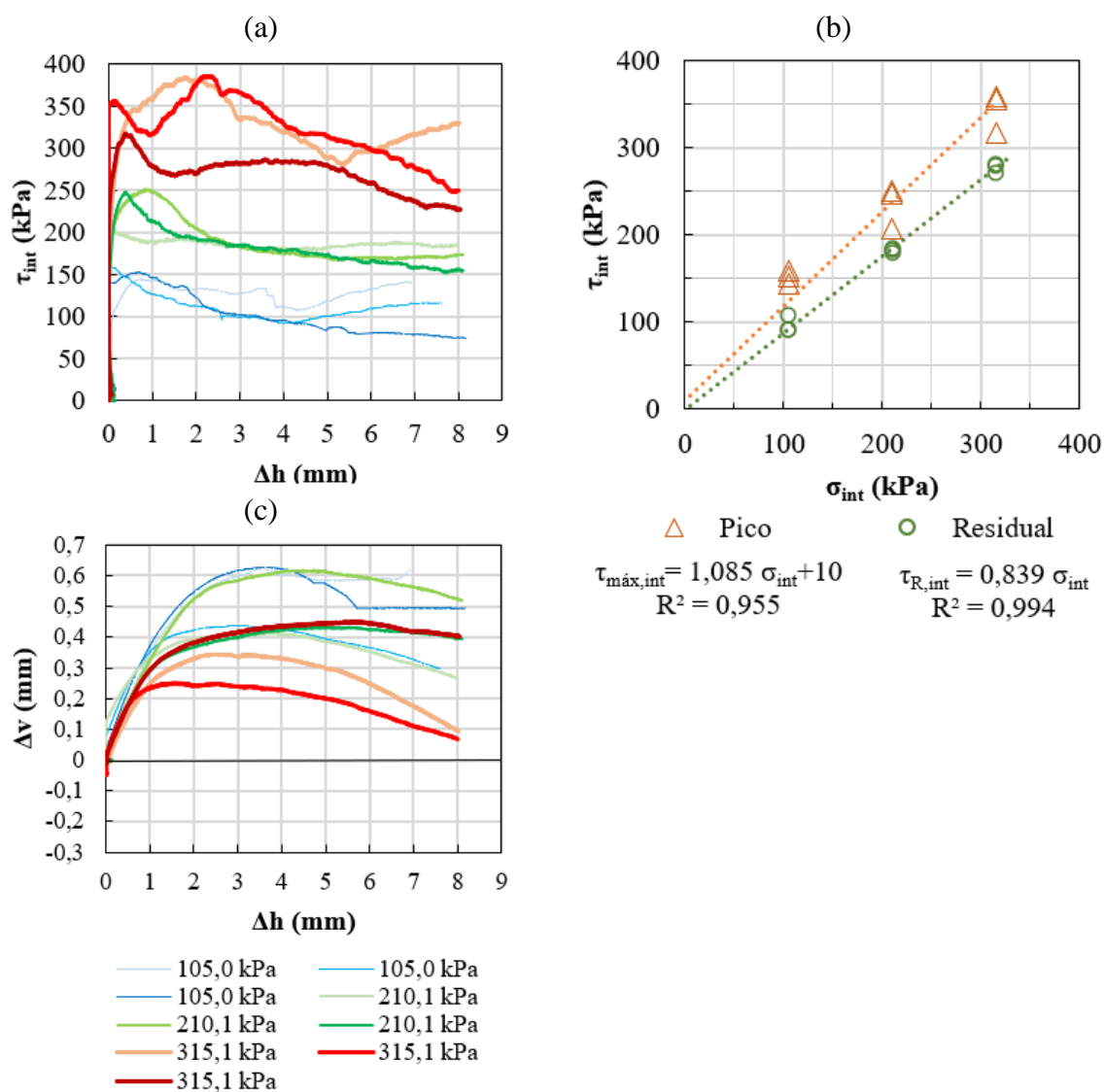


Figura 6.20 - Interface areia Ottawa graded e concreto a 24h de cura: (a) Curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal; (b) Envoltórias de ruptura para pico e residual e; (c) Curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal.

Levando-se em consideração as curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal, as envoltórias de ruptura para pico e residual e as curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, são observados dados em geral consistentes, com boa reprodutibilidade e que apresentam padrões de comportamento definidos, apesar de um certo nível de variação intrínseca da heterogeneidade da interface entre materiais.

As curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal das areias indicam uma variação de deslocamentos horizontais para alcance das resistências de pico com o aumento do tempo de cura. Por essa razão, na Figura 6.21 é apresentada esta relação para ambas as areias. Analisando essa figura, fica evidente uma tendência de que a resistência de pico mobilizada na interface concreto-areia é atingida para deslocamentos horizontais inferiores aos medidos nos ensaios de cisalhamento em areia para todos os tempos de cura testados, utilizando a areia Araquari.

Um padrão distinto é observado para a areia Ottawa graded, na qual valores máximos de resistência ao cisalhamento nos ensaios de interface foram mobilizados para deslocamentos horizontais similares àqueles medidos na areia, para os tempos de cura de 6h e 9h, para 0,5h e 3h de cura. Os deslocamentos foram maiores somente para os tempos de cura de 12h e 24h, os quais foram alcançados com menores deslocamentos.

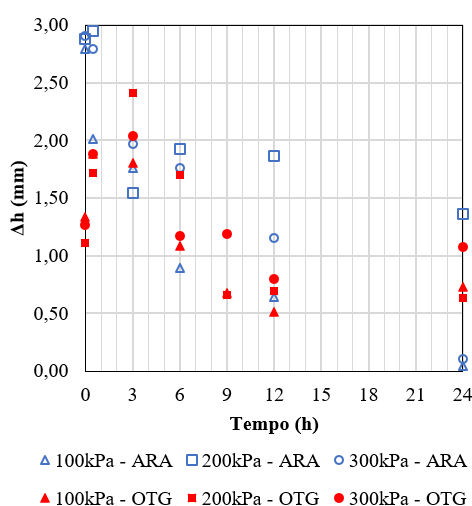


Figura 6.21 – Relações entre o deslocamento horizontal mobilizado para resistência de pico para as areias Araquari e Ottawa graded para os diferentes níveis de tensão confinante.

Conclui-se que após o fim do processo de endurecimento (6h), as resistências de pico são mobilizadas para deslocamentos horizontais iguais ou inferiores aos necessários para mobilização das resistências de pico na areia. Esse padrão de comportamento pode ser atribuído à restrição de movimento imposta pela cimentação dos grãos de areia na interface areia-concreto. Durante a cura do concreto (processo de endurecimento do concreto e hidratação do cimento), as ligações se tornam mais resistentes, parte das partículas de areia ficam fixas ao concreto e, com o movimento restringido, atingem resistência máximas a pequenos

deslocamentos, inferiores àqueles necessários para areias limpas que se movimentam livremente durante o cisalhamento.

Quanto às curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal, assim como nos ensaios nas areias, observa-se uma maior tendência dilatante para os ensaios de interfaces entre Ottawa graded e concreto que aquele observado para Araquari e concreto, esse padrão de comportamento é atribuído ao tamanho das partículas, com a dilatância dos materiais de interface aumentando com o aumento do tamanho dos grãos (BALGNOLD, 1966; STONE & WOOD, 1992; SIMONI & HOUSLBY, 2006).

Outro comportamento observado foi que, com o aumento do tempo, o comportamento contrátil dos ensaios nas interfaces entre concreto e as areias diminuiu, e os picos de deslocamento vertical aumentaram. Tendência justificada pelo processo de endurecimento do concreto em contato com as areias, que se torna mais resistente e restringe os deslocamentos dos grãos para o interior de sua massa fresca.

Quanto às envoltórias de pico e residual, observa-se uma tendência de aumento de suas inclinações, que refletem em aumento dos ângulos de atrito, em ambas as areias com o aumento do tempo de cura da interface. Conforme citado no tópico anterior (6.1), existe uma tendência de aumento da rugosidade média impressa na interface com o aumento da tensão normal. Dessa forma, na Figura 6.22 é realizada uma normalização entre as resistências ao cisalhamento da interface e das resistências ao cisalhamento interna, de pico e residual, para cada tensão de confinamento tanto para a areia Araquari quanto para a areia Ottawa graded.

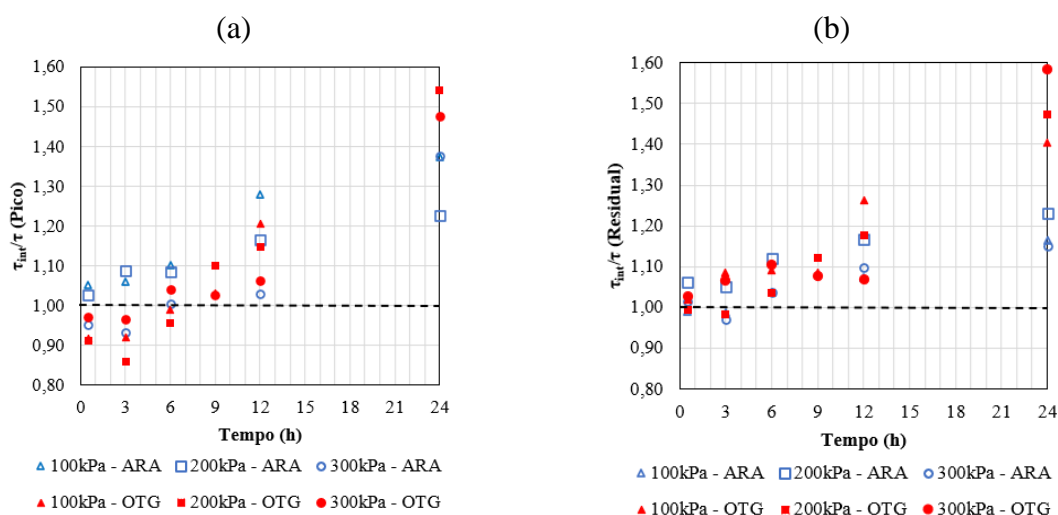


Figura 6.22 - Relações da resistência ao cisalhamento da interface

normalizada pela resistência ao cisalhamento e o tempo das areias Araquari e Ottawa graded: (a) para pico e (b) para residual.

Nessas normalizações, foram isolados os efeitos da areia em si, além das tensões normais, e comparadas uma à outra, para a análise da interface de forma geral. Observa-se que nas relações das tensões cisalhantes de pico, existe uma variação de seus valores quando comparadas às tensões normais em ambas as areias. Variação essa que fica mais pronunciada para 12h e 24h de cura do concreto. Nas relações das tensões cisalhantes residuais, essa variação da relação entre as tensões normais aplicadas é menor que as das relações de pico até 12h se tornando mais significativas para 24h de cura.

Na Figura 6.23, é apresentada a relação dos ângulos de atrito residual na interface normalizados pelos ângulos de atrito residual internos das areias Araquari e Ottawa graded, bem como a relação dos ângulos de atrito de pico na interface normalizados pelos ângulos de atrito de pico internos das areias Araquari e Ottawa graded. A escala foi delimitada em 1,3 na vertical e os valores superiores a este sinalizados.

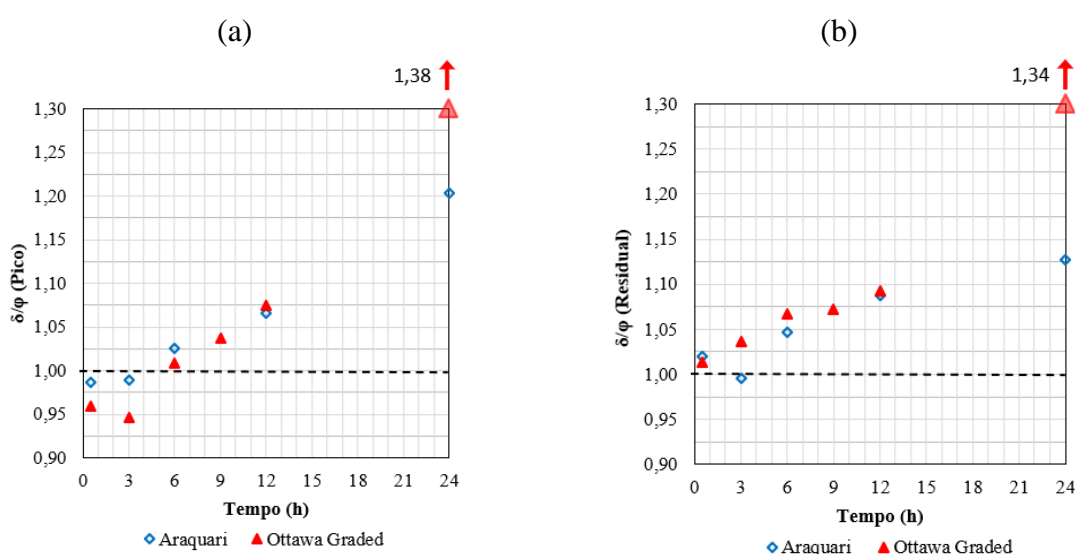


Figura 6.23 - Relação dos ângulos de atrito na interface normalizados pelo o ângulo de atrito interno das areias Araquari e Ottawa graded com o tempo: (a) de pico; (b) residual.

Quanto às relações para o pico, conforme observado na Figura 6.23 (a), a areia Ottawa graded apresentou picos na interface inferiores aos internos até 6h (relações menores que 1), após esse tempo as relações foram maiores que 1. Esse comportamento foi distinto ao da areia Araquari, que apresentou valores iguais ou maiores desde o primeiro tempo de cura.

Observa-se ainda uma tendência de crescimento das relações dos ângulos de atrito da interface e da areia mais linear para a areia Araquari, diferentemente da areia Ottawa graded. Ademais, quando comparadas às areias, até 12h de tempo de cura a areia Ottawa graded tem relações menores que a areia Araquari, já para 24h a areia Ottawa graded tem relação maior.

Quanto às relações dos ângulos de atrito residual, todas foram maiores que os valores internos para todos os tempos de cura ensaiados (relações superiores a 1). E ainda, as relações tanto para areia Araquari quanto para a areia Ottawa graded foram similares até o tempo de cura de 12h. Já para o tempo de cura de 24h, a relação da areia Ottawa graded foi superior à relação da areia Araquari.

Na Figura 6.24 é apresentada a associação da Figura 6.23 (a) e (b), a escala foi delimitada em 1,3 na vertical e os valores superiores a este sinalizados. Até 12h de cura, é observado um comportamento similar médio de crescimento entre as relações de pico e residual para ambas as areias, variando de 0,95 a 1,09, tendendo desta forma à variação apenas da resistência do concreto, que aumenta com o tempo, e ainda, as relações de ângulo de atrito residuais são maiores que as relações de pico. Já para 24h de cura, essas relações se distanciam entre as areias, além das relações de pico se tornarem maiores que as residuais.

Portanto, dado o exposto, uma das possíveis implicações de projeto decorrente dos efeitos de tempo de cura, entende-se que no cálculo das tensões residuais dever-se-ia considerar resistências variáveis para a interface solo - concreto, ao menos para pequenos tempos após à concretagem e que dependem do deslocamento imposto, em consonância com pesquisas realizadas em concretos de pequenas idades.

Ademais, após o início da cura e processo de endurecimento, considerando mesma densidade relativa, o tamanho dos grãos se mostra fator importante, uma vez que afeta a dilatância na interface. Pois quanto maior o diâmetro dos grãos maior a expansão (aumento de volume devido à dilatância) do solo na interface na estaca, sendo assim possível que maiores grãos resultem em maiores tensões horizontais junto ao fuste e, portanto, maior resistência ao cisalhamento solo-estaca (ver equação 2.4).

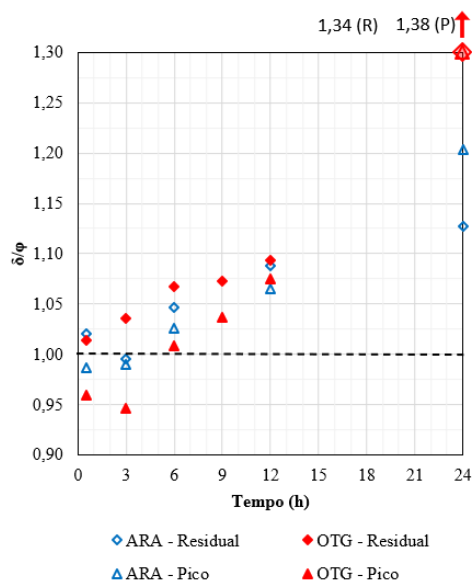


Figura 6.24 - Relação dos ângulos de atrito da interface e dos ângulos de atrito interno das areias Araquari e Ottawa graded.

Assim, na Figura 6.25, é apresentado o modelo esquemático de interface estudado, similar ao apresentado por Kulhavy & Peterson (1979), porém com algumas considerações de comportamento observado. Para os casos em que o contato entre o solo e a superfície ocorre durante as primeiras horas de cura do concreto, mesmo em areias com pequeno diâmetro efetivo, imprimem à interface uma rugosidade e aderência de tal forma que a mobilização de resistência da interface é maior que a mobilização de resistência da areia.

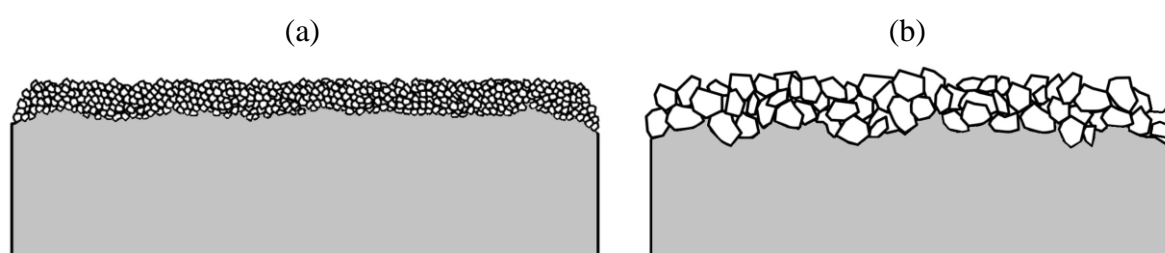


Figura 6.25 - Modelo esquemático da interface estudada: (a) para tamanho de grãos menores e; (b) para tamanho de grãos maiores.

6.3 COMPARAÇÕES A ESTUDOS ANTERIORES

Na Tabela 6.3 é apresentado um resumo dos parâmetros de interface encontrados neste trabalho, para ambas as areias e tempos de cura. A partir desses dados e da análise dos dados fornecidos

em pesquisas de interface (item 2.2), foi realizado um compilado dos referentes a interfaces entre concreto e areia, que é apresentado na Figura 6.26.

Tabela 6.3 - Resumo das propriedades das interfaces estudadas.

	Tempo de cura	Areia Araquari (ARA)	Areia Ottawa graded (OTG)
Rugosidade média (R_a) - μm	-	52,27	94,41
Rugosidade total média ($R_{\text{máx,méd}}$) - μm	-	177,19	347,43
Rugosidade normalizada (R_n)	-	1,04	1,16
Rugosidade total (R_t) - μm	-	381,36	578,76
Rugosidade normalizada total (R'_n) - μm	-	2,24	1,93
Ângulo de atrito interno de pico (ϕ_P) - $D_R=80\%$	-	35,7	34,4
Ângulo de atrito interno residual (ϕ_R)	-	33,0	29,8
Ângulo de atrito de pico da interface (δ_P) - $D_R=80\%$	0,5h	35,2	33,0
	3h	35,4	32,5
	6h	36,7	34,6
	9h	-	35,6
	12h	38,1	36,9
	24h	43,0	47,3
Ângulo de atrito residual da interface (δ_R)	0,5h	33,6	30,2
	3h	32,8	30,9
	6h	34,5	31,8
	9h	-	32,0
	12h	35,9	32,6
	24h	37,2	40,0
Relação entre ângulos de atrito de pico (δ_P/ϕ_P)	0,5h	0,99	0,96
	3h	0,99	0,95
	6h	1,03	1,01
	9h	-	1,04
	12h	1,07	1,07
	24h	1,20	1,38
Relação entre ângulos de atrito residual (δ_R/ϕ_R)	0,5h	1,02	1,01
	3h	1,00	1,04
	6h	1,05	1,07
	9h	-	1,07
	12h	1,09	1,09
	24h	1,13	1,34

Neste contexto algumas condições foram impostas, como a desconsideração dos dados de relações de ângulos de atrito de pico ou conjunto de dados incompletos. Além disso, os estudos

anteriores mensuram a rugosidade da interface de diferentes maneiras, sendo apresentados na Figura 6.26 (a) dois conjuntos de dados desta tese que representam a rugosidade normalizada e a rugosidade normalizada total, e na Figura 6.26 (b) a rugosidade mensurada pela razão da rugosidade média e o diâmetro efetivo dos grãos (R_a/D_{50}).

Por essa razão, na Figura 6.26 são apresentados resultados de estudos em que o contato da superfície de concreto e areia acontecia após a cura do concreto (que simulam estacas cravadas), com símbolos abertos, confrontados aos da presente pesquisa, com símbolos fechados, que representam estacas escavadas.

Dois autores que não foram incluídos na análise da Figura 6.26 cabem destaque, são eles Kulhavy & Peterson (1979) e Brandt (1985). Esses autores realizaram estudos de interface com cura em contato solo e concreto, assim como nesta pesquisa, porém não apresentam em seus resultados medições diretas da rugosidade da interface.

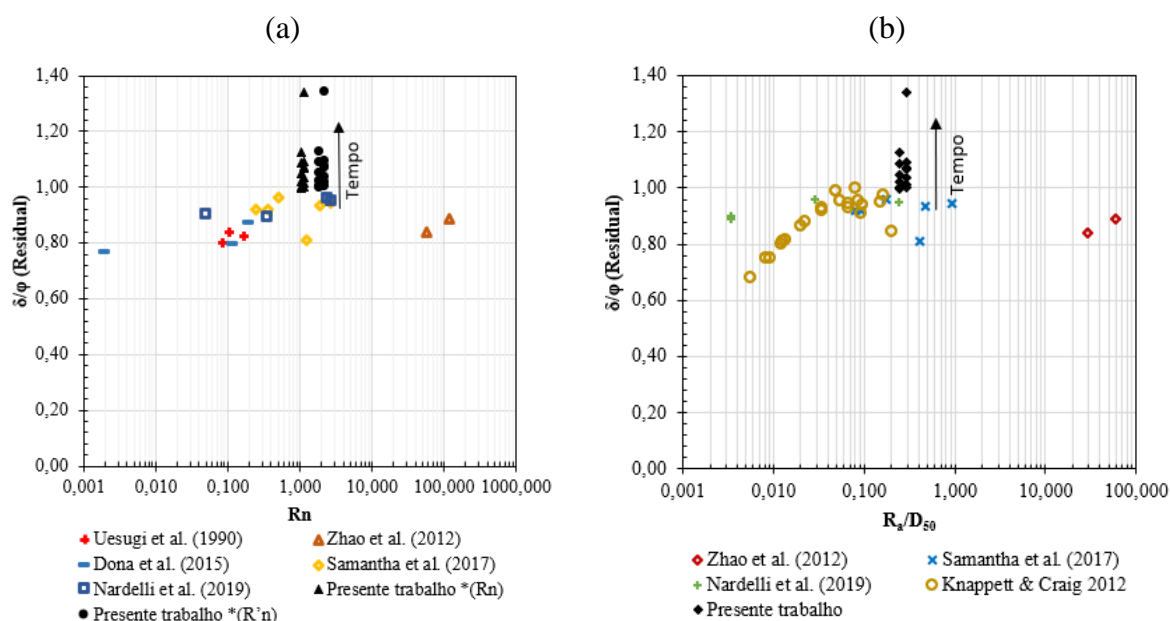


Figura 6.26 – Relação de ângulos de atrito residual normalizado para estacas de concreto cravadas (pontos abertos) e escavadas (pontos fechados): (a) considerando a rugosidade média e; (b) considerando R_a/D_{50} .

A partir da Figura 6.26 (a), observa-se que mesmo atendendo a uma considerável faixa de valores de rugosidade média, as relações entre ângulos de atrito residual para estacas em concreto cravadas (símbolos abertos), têm uma faixa que varia de 0,8 a 1, que não segue comportamento padronizado. O mesmo ocorreu quando comparadas as relações dos ângulos de

atrito residual e a razão entre rugosidade média e o diâmetro médio dos grãos, apresentado na Figura 6.26 (b), com faixa variando entre 0,7 e 1.

Já para estacas em concreto escavadas (símbolos fechados), as relações foram próximas ou maiores que 1 para ambas as areias independentemente da medida de rugosidade comparada, assim como nas pesquisas de Kulhavy & Peterson (1979) e Brandt (1985), que também avaliaram ensaios de interface em areia e concreto sob pressão, porém sem medidas de rugosidade.

Diante do exposto, para estacas em concreto cravadas, para uma considerável faixa de valores da rugosidade normalizada (R_n) ou da relação da rugosidade média e o diâmetro médio dos grãos, a relação dos ângulos de atritos residuais é praticamente constante, o que difere de resultados de outros autores em outros materiais (metais, lixas, madeira) (e.g. YOSHIMI & KISHIDA, 1981; UESUGI & KISHIDA, 1986 a e b; LEHANE et al., 1993; PAIKOWSKY et al., 1995; FROST et al., 2004; LINGS & DIETZ, 2005; MARTINEZ & FROST, 2017; HAN et al., 2018) que apresenta uma dependência direta da rugosidade, atribuída a uma rugosidade crítica, que delimita o comportamento da interface. A partir dessa rugosidade crítica, o coeficiente de atrito da interface é dado pela resistência ao cisalhamento da massa de areia, funcionando como um nível superior.

Já para estacas escavadas, as relações são sempre superiores às cravadas para uma mesma rugosidade (independentemente de como mensurada - R_n ou R_a/d_{50}), e elas variam consideravelmente com as tensões confinantes. Além disso, esses valores são próximos ou maiores a 1, após o processo de endurecimento, o que sugere que caso ocorra uma ruptura, ela ocorrerá em um ponto afastado da interface, na areia.

Levando-se em consideração esses aspectos, uma consideração de projeto é que numa estaca cravada se penaliza o ângulo de atrito da interface, a depender da rugosidade, e numa estaca escavada se utiliza o ângulo de atrito crítico da areia. Outra consideração, no que se refere a tensões residuais, para pequeníssimas idades, o ângulo de atrito na interface pode ser menor que o ângulo de atrito no estado crítico do solo. Após o início do tempo de pega (processo de endurecimento), a ruptura se dará sempre pelo solo e não mais pela interface.

7 INTERPRETAÇÃO DA PROVA DE CARGA DA ESTACA ET-02

Após a caracterização completa das areias e materiais utilizados e das análises dos resultados relacionados à interface, neste capítulo serão abordadas questões voltadas à interpretação da prova de carga estática da ET-02 do Campo Experimental Araquari. Inicialmente são apresentadas algumas considerações sobre o perfil estratigráfico do Campo Experimental Araquari, em que algumas proposições de autores anteriores foram revisadas. Logo após, a interpretação da PCE da ET-02 como tradicionalmente é realizada, e por fim, é apresentada a análise das tensões induzidas no solo pela estaca durante o seu processo de cura, e sua influência na interpretação da PCE.

7.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O SOLO DE ARAQUARI

No capítulo 3 foram apresentados aspectos gerais sobre o Campo Experimental Araquari quanto à localização, ensaios de caracterização de campo e laboratório realizados, e das atividades realizadas durante a execução das estacas e das provas de carga. Após a realização de ensaios de caracterização e resistência complementares da areia Araquari (Capítulo 5), e da reanálise dos resultados gerados por Brochero (2014), Nienov (2016) e Lavallo (2017), na Tabela 7.1 são apresentadas as propriedades gerais do perfil estratigráfico do solo.

O perfil estratigráfico apresenta-se bem homogêneo, predominantemente constituído por uma areia fina, com coloração marrom escura que se torna mais clara com a profundidade. Na camada mais superficial, até 3 m, há material mais fofo (densidade relativa em torno de 40%) que é intercalado de uma camada densa entre 5 e 10 m. Após 10 m, apresenta densidade fofa, e entre 18 e 19 m de profundidade há ocorrência de uma camada de silte, retornando à camada de areia fina a média após os 19 m de profundidade.

Quanto à morfologia, apesar de apresentar arestas e angularidade, a areia Araquari é classificada como arredondada segundo as faixas de Russel & Taylor (1937), Pettijohn (1957) e Powers (1953). Quanto à resistência, observa-se um material puramente friccional, com ângulo de atrito no estado crítico de $32,5^\circ$, e nas camadas densas ângulos de atrito de pico de 36° e 34° .

Tabela 7.1 – Adequações das propriedades dos solos Araquari apresentados por Brochero (2014), Nienov (2016) e Lavalle (2017).

Prof (m)	Distribuição tamanhos dos grãos (%)			Descrição do solo	qt (MPa)	N _{SPT60}	LL	LP	e_{min}	e_{max}	e_{nat}	G_s	Dr CPTu (%)	Dr Triaxial (%)	ϕ'_p (°)	ϕ'_{EC} (°)	c' (kPa)
	Areia	Silte	Argila														
3,1	89,45	9,38	1,17	Areia fina	4,5	7	NL	NP	0,594	0,960	0,810	2,62	42	40	32,6	32,6	0
5,0	78,73	18,4	2,87	Areia fina siltosa	10,0 – 25,0	32	NL	NP	0,400	0,650	0,450	2,70	81	80	36	32,6	0
6,0						29			0,860	0,970	0,890	2,70	71				
6,5						40			0,810	1,000	0,870	2,70	72				
8,0						40			0,750	1,010	0,810	2,70	76				
8,5						47			0,840	1,070	0,880	2,70	83				
9,0						47			0,840	1,020	0,870	2,70	63				
10,0	59,67	35,88	4,45	Areia siltosa fina	2,5 – 3,8	33	NL	NP	0,830	1,010	0,890	2,70	66	20	32,5	32,5	6,5
10,7						2			0,767	1,110	1,037	2,50	22				
12,1						5			1,080	1,430	1,360	2,50	22				
14,0						5			0,890	1,220	1,080	2,70	42				
15,0						3			0,970	1,290	1,170	2,70	38				
16,0						3			0,800	1,510	1,240	2,70	37				
17,1						3			0,800	1,510	1,240	2,70	37				
18,8	16,5	73,84	9,66	Silte	3,5	3	28	18	0,420	0,950	0,850	2,30	19	40	32,8	32,5	2,4
19,0						3			0,510	1,480	1,290	2,30	20				
21,0	63,98	30,33	5,69	Areia fina a média	8,0 – 10,0	6	NL	NP	0,820	1,070	1,005	2,50	25	30	33,1	32,9	16,1
22,5						10			0,710	0,910	0,850	2,60	31				
24,0						11			0,570	0,800	0,740	2,60	32				

Como explicitado, a Tabela 7.1 apresenta os dados de forma geral e valores médios. Dessa forma, para a análise do perfil adjacente à estaca ET02 foram considerados os ensaios CPTu-F02 e os ensaios SPT02 e SPT03, apresentados na Figura 7.1, fornecidos pelos relatórios técnicos Geofirma (2015) e Fugro (2015).

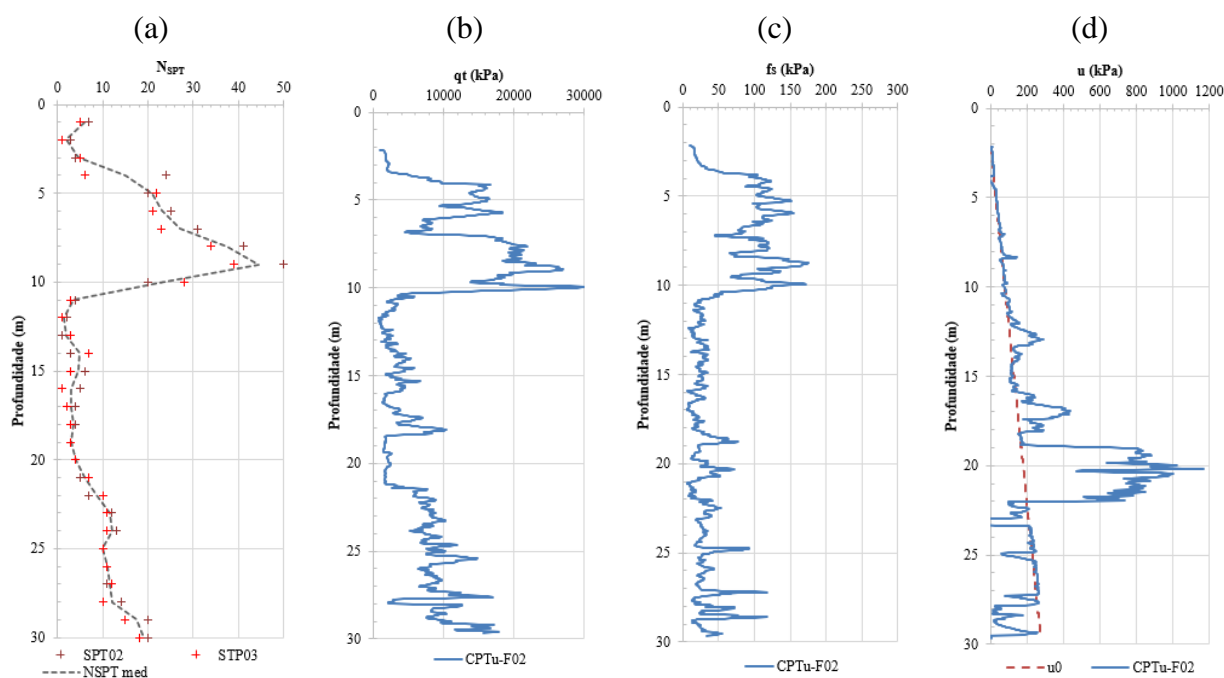


Figura 7.1 - Resultados dos ensaios SPT e CPTu-F02: (a) N_{SPT} dos furos 02 e 03 e média; (b) valores de resistência de ponta; (c) valores de poropressão; e (d) valores de atrito lateral.

Observa-se que até 4 metros de profundidade se apresenta uma camada de solo de baixa resistência (caracterizada como uma areia fofa), seguida de uma camada entre 4 metros e 11 metros de profundidade de uma camada mais resistente, com N_{SPT} entre 20 e 50 e q_t entre 5MPa e 30MPa (caracterizada como uma areia densa). Essa camada densa é seguida novamente de uma areia fofa, intercalada com faixas de silte com resistência de ponta média de 4MPa e um N_{SPT} médio igual a 4 entre os 11 metros e 21 metros de profundidade (Figura 7.1 (a) e (b)). O atrito lateral (Figura 7.1 (c)) também apresentou padrão de comportamento similar à resistência de ponta.

Quanto ao perfil da poropressão (Figura 7.1 (d)), observa-se uma variação linear correspondente à pressão hidrostática exceto para as profundidades de 14 metros, 17 metros e entre 19 metros

e 22 metros de profundidade, comportamento característico de solo fino, coincidente com as classificações já pontuadas por Brochero (2014), Nienov (2016) e Lavalle (2017), de silte arenoso.

Assim, o perfil do peso específico, da tensão vertical efetiva e da densidade relativa foram definidos a partir da interpretação dos resultados dos ensaios SPT (furos 2 e 3) e CPTu-F02, foram realizadas e são apresentadas na Figura 7.2. Para o cálculo do peso específico foram utilizadas as formulações de Godoy *apud* Cintra (2012) para os ensaios SPT, e Robertson e Cabal (2010) para o ensaio CPTu. Já para o cálculo da densidade relativa, as formulações de Skempton (1986) foram utilizadas para o cálculo da densidade relativa a partir dos resultados dos ensaios SPT, e as formulações de Lancellotta (1985) para os ensaios CPTu.

Quanto ao peso específico natural, observa-se boa convergência dos dados do ensaio CPTu e do SPT, apontando para até 2 metros um γ de 16kN/m³, aumentando gradualmente até a profundidade de 4 metros em que passa a ser 20kN/m³, em média, e se estende constante até 10 metros, tornando a cair e alcançando valores da ordem de 17 kN/m³ até 16 metros, que corresponde ao comprimento nominal da estaca (Figura 7.2 (a)).

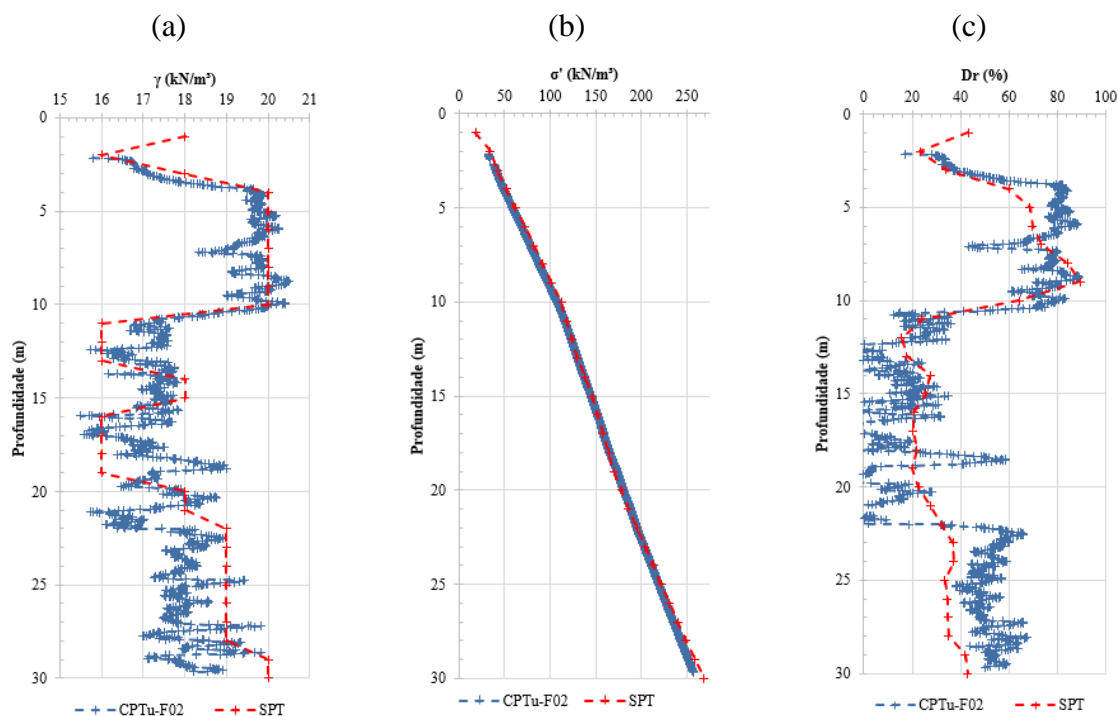


Figura 7.2 – Estimativa dos parâmetros a partir dos resultados de

ensaios CPTu e SPT com a profundidade: (a) peso específico natural;
 (b) tensão efetiva vertical; (c) densidade relativa.

Já na Figura 7.2 (b) observa-se boa convergência dos resultados ao longo de toda a profundidade ensaiada, sendo então considerada a tensão efetiva vertical média entre o CPTu-F02 e a média do N_{SPT} dos Furos 02 e 03. Quanto à densidade relativa (Figura 7.2 (c)), assim como para a avaliação do peso específico, têm-se uma camada densa (DR em torno de 80%) entre 4 e 11 metros, uma camada mais fofa (DR em torno de 20%) entre 11 e 22 metros e uma camada medianamente compacta (DR em torno de 50%) entre 22 e 30 metros. Sendo considerado, assim como para a tensão efetiva, uma média das densidades relativas dos ensaios SPT e CPTu.

Na Figura 7.3 é apresentado o coeficiente de empuxo ao repouso (k_0) com a profundidade. A avaliação desse parâmetro foi estimada considerando as análises de Schnaid *et al.* (2020), para o solo de Araquari, por meio dos resultados do ensaio CPTu, um solo em condição de sobre-adsensamento (equação de Mayne & Kulhawy, 1982), e dos resultados do ensaio DMT. Por esta razão, foram utilizados valores médios de k_0 ao longo da extensão entre as instrumentações (k_0 adotado).

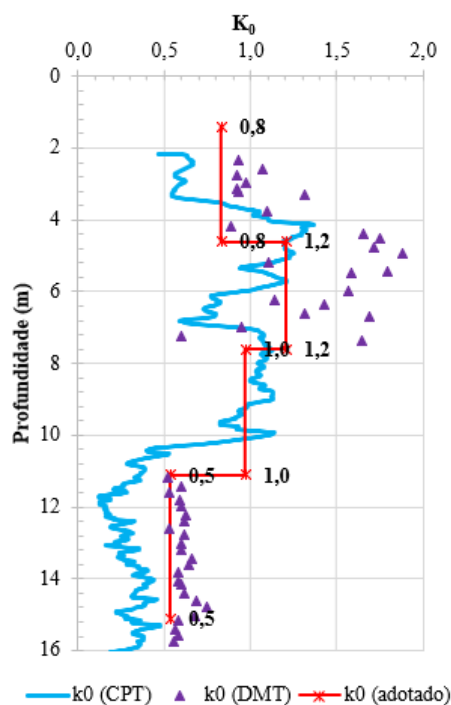


Figura 7.3 - Avaliação de k_0 com a profundidade a partir do ensaio CPTu.

Na Figura 7.4 é apresentado o comparativo dos valores de ângulo de atrito de pico entre o ensaio CPTu-F02, os ensaios SPT02 e SPT03 e os ensaios triaxiais, além dos ângulos de atrito no estado crítico provenientes dos ensaios. Os valores apresentados foram calculados a partir das equações propostas por Kulhawy & Mayne (2016) e Mayne (2016) para os ensaios CPTu, Hatanaka & Ushida (1996), de Mello (1971) e Bolton (1986) para os ensaios SPT, e os resultados dos ensaios triaxiais estabelecidos por Lavalle (2017), com considerações da presente tese.

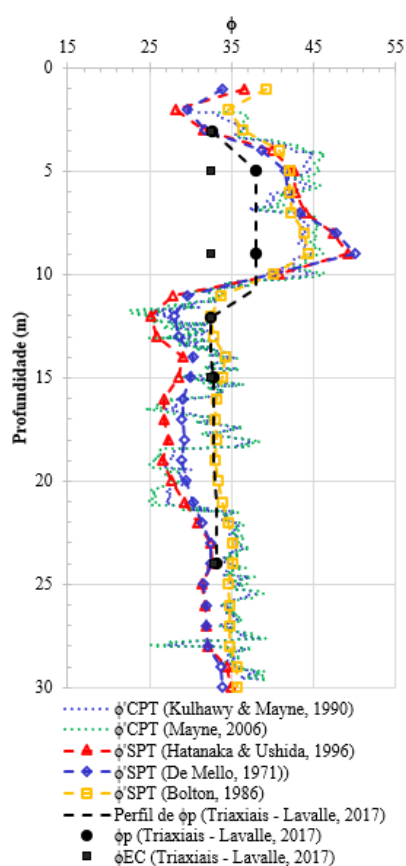


Figura 7.4 - Comparativos dos ângulos de atrito de pico e no estado crítico para o perfil do solo de Araquari baseado nos ensaios CPTu-F02, SPT02, SPT03 e triaxiais.

Os resultados dos ensaios de SPT e CPTu pelas diferentes metodologias apresentam resultados similares, com variações de até 5 graus, assim como os ensaios triaxiais, exceto para a camada entre 4 e 11 metros em que o ângulo de atrito medido em laboratório é inferior ao estimado através dos ensaios de campo, sendo por esta razão o considerado nesta camada. Dessa forma, para que a análise da estaca ET02 fosse realizada, os parâmetros do solo serão considerados de acordo com a separação dos níveis de instrumentação, e apresentados nos tópicos subsequentes.

7.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIÂMETRO DA ESTACA

Como descrito no item 3.2, a estaca ET02 foi projetada para um diâmetro nominal de 0,7 metros. Porém, como se trata de uma estaca escavada moldada *in loco*, o processo de escavação não garante uma seção transversal constante ao diâmetro nominal de projeto. E por essa razão, uma avaliação do diâmetro efetivo da estaca é necessária.

Assim, no mesmo item foram apresentados dois ensaios de integridade realizados nessa estaca: o ensaio PIT e *crosshole*. Que concluíram que a estaca se mostrou íntegra, com pequenas variações de pulso de energia na região do topo, devido ao alargamento do diâmetro de 20 cm pelo uso de camisa metálica na execução.

Quanto ao consumo de concreto, o volume teórico - considerando os 0,2 metros de alargamento do topo até 3 metros de profundidade, e até 15,7 metros de profundidade 0,7 metros de diâmetro - é apresentado na Tabela 7.2. Observa-se um sobre-consumo de 10%. Uma vez que os ensaios de integridade apresentaram uma estaca homogênea exceto para a camada próxima ao topo, foi considerado que até 3 metros de profundidade a estaca apresentava um diâmetro efetivo de 0,95 metros, e para as demais profundidades o diâmetro foi considerado de 0,73 metros. Ressalta-se que para uma melhor definição dos diâmetros desta estaca uma exumação parcial é sugerida.

Tabela 7.2 - Características da concretagem da estaca (BRASFOND, 2015).

Estaca	Prof (m)	Vol teórico (m ³)	Vol real (m ³)	Sobre consumo (%)	Abatimento (cm)
ET02	15,7	6,8	7,5	10,35	25

7.3 INTERPRETAÇÃO CONVENCIONAL

Neste tópico são tratadas as interpretações sem a consideração das tensões residuais ocasionadas pelo processo de cura da estaca. Inicialmente são elencadas as instrumentações em profundidade, logo após, considerações sobre a determinação do módulo da estaca, seguida da distribuição de carga da ET02 ao longo da profundidade, e por fim pontuações sobre os parâmetros de projeto.

7.3.1 Instrumentação em profundidade

No item 3.2 foram apresentados os dados construtivos e procedimentos da prova de carga realizados na ET02. Partindo para as análises das instrumentações em profundidade, na Figura 7.5 (a) são apresentadas as leituras dos dígitos para cada instrumentação ao longo do tempo de ensaio, e na Figura 7.5 (b) a variação da temperatura.

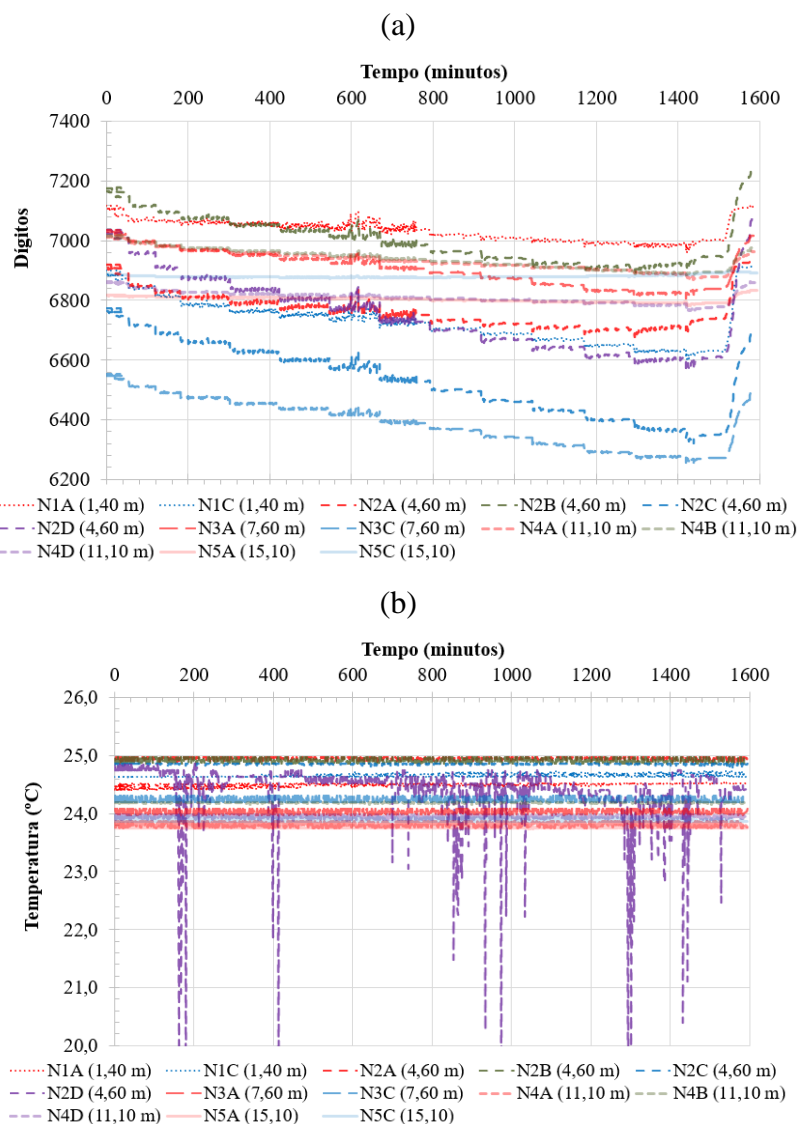


Figura 7.5 - Leituras das instrumentações durante o tempo de execução da prova de carga na ET02: (a) *strain gages*; (b) temperatura (adaptado de FUGRO IN SITU, 2015).

O tempo “zero” considerado na Figura 7.5 corresponde à leitura do sensor imediatamente antes do início do ensaio. Assim como pontuado por Pereira (2016), apesar de certa interferência (ruído) na transmissão dos dados, as leituras dos *strain gages* se mostraram consistentes. Quanto às leituras de temperatura, foram observadas pequenas variações de, da ordem de 0,5°C correspondentes à precisão informada pelo fabricante. Porém, para o sensor N2D, uma maior oscilação de leitura foi observada, mas que também foi atribuída à interferência na transmissão de dados, sendo então solucionada com a aplicação de um filtro.

A partir das equações descritas no item 3.2.1. as deformações específicas para cada sensor foram calculadas e são apresentadas na Figura 7.6, para cada nível instrumentado: N1 (Figura 7.6 (a)), N2 (Figura 7.6 (b)), N3 (Figura 7.6 (c)), N4 (Figura 7.6 (d)), N5 (Figura 7.6 (e)), de modo a avaliar com melhor detalhamento a atuação individual de cada um frente os incrementos de carga.

Observa-se que o Nível N1 apresentou deformações específicas menores que o Nível N2, em todos os estágios de carga da prova de carga estática, devido ao aumento de seção da estaca decorrente do processo construtivo (camisa metálica com diâmetro 20 cm superior ao diâmetro nominal da estaca). Ademais ao nível N1, todos os demais níveis, N2, N3, N4 e N5, apresentaram deformações específicas que diminuíram com a profundidade.

Partindo para a análise de cada nível de instrumentação, observa-se que os sensores posicionados na mesma configuração (A e B, e C e D) apresentaram leituras similares. Porém, os sensores dispostos em A e B, quando comparados aos sensores dispostos em C e D mostraram discrepâncias consideráveis, com valores dobrados ou consideravelmente maiores. Tal comportamento se deu devido a uma excentricidade na carga aplicada no topo da estaca. De modo a minimizar esse efeito foi realizado uma média de todos os sensores em cada nível instrumentado.

Isso também foi verificado por Pereira (2016) na mesma estaca, porém visto em menor proporção na estaca ET04 (NIENOV, 2016; PEREIRA, 2016; LAVALLE, 2017; SESTREM, 2018), provavelmente porque a estaca ET04 tem diâmetro maior que a estaca ET02.

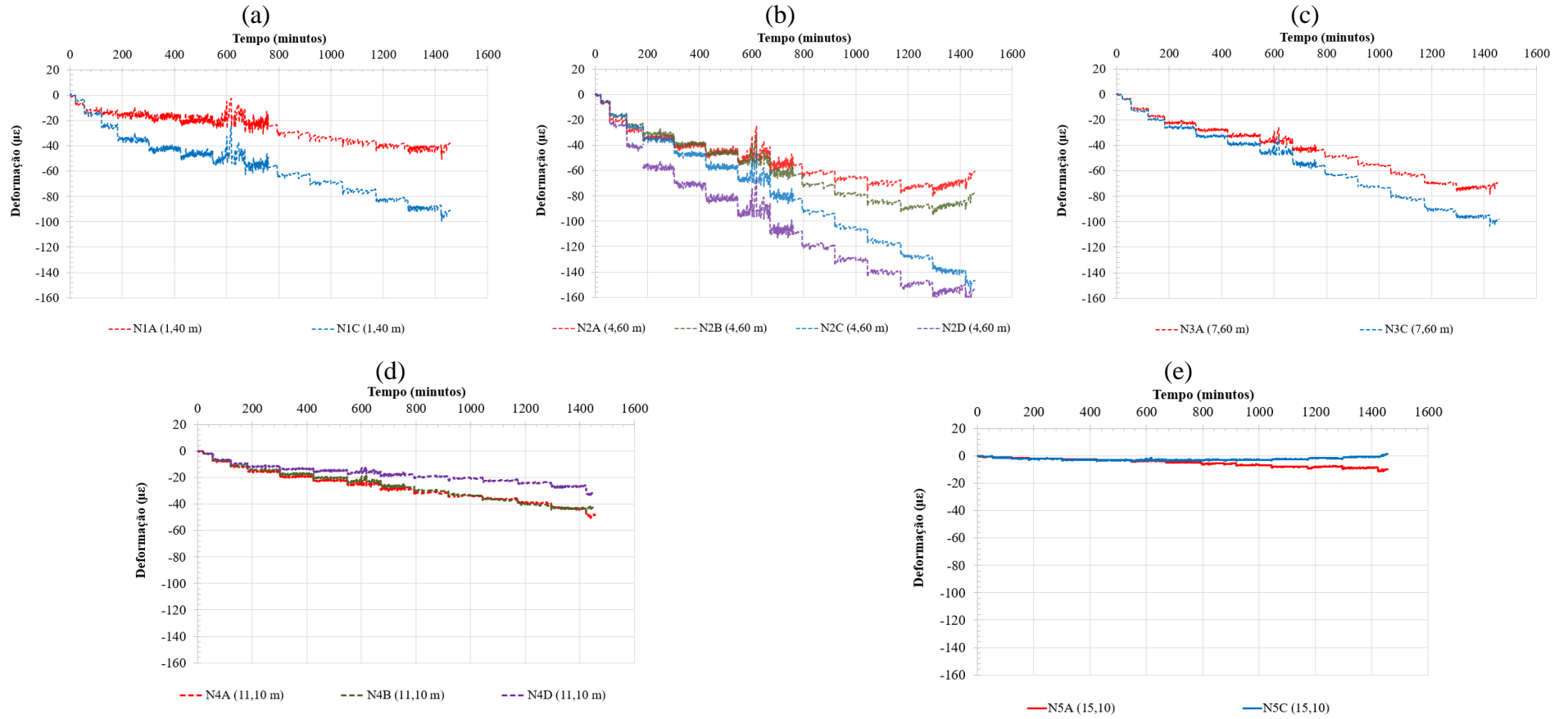


Figura 7.6 - Variações das deformações específicas em cada nível instrumentado durante a prova de carga na ET02: (a) Nível N1 à 1,40 m; (b) Nível N2 à 4,60 m; (c) Nível N3 à 7,60 m; (d) Nível N4 à 11,10 m e (e) Nível N5 à 15,10 m

7.3.2 Determinação do módulo de elasticidade da estaca

No item 4.2.2 foram apresentadas metodologias e considerações sobre a determinação do módulo de elasticidade da estaca ET02. Se tratando de estacas escavadas, reforça-se sua complexidade, devido à heterogeneidade dos materiais (concreto e aço) e processo construtivo.

Como descrito no item 7.2, no processo de escavação de estacas moldadas *in loco*, não é garantido que a seção transversal seja a mesma da nominal de projeto, e baseados nos ensaios de integridade e consumos de concreto, foram então consideradas variações de diâmetro nominal da estaca. Conforme previamente descrito, no nível N1 o diâmetro considerado foi de 0,95 m, e nos níveis N2, N3, N4 e N5, o diâmetro foi de 0,73m.

Inicialmente, foram calculados o módulo de elasticidade secante composto (concreto e aço) para a estaca ET02 baseado nas formulações da ABNT (2014) e a da ACI (2004). Na Tabela 7.3 são apresentados esses valores. Para os cálculos, considerou-se o valor de resistência aos 72 dias do concreto (f_{cj} 49 MPa). Para as áreas de aço e respectivas taxas de armadura, foi considerado o módulo do aço de 210 GPa, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014). O cálculo do módulo médio da seção foi realizado por meio da média ponderada. Foram considerados os valores de α_E de 1,0 e S_d de 4,0, para agregado do tipo granito (agregado utilizado na região), e condição A de preparo do concreto.

Tabela 7.3 - Módulo de elasticidade secante composto da estaca ET02.

Diâmetro (m)	Taxa de aço (%)	NBR E_{cs} (GPa)	ACI E_{cs} (GPa)	NBR Módulo composto p/ 72 dias (GPa)	ACI Módulo composto p/ 72 dias (GPa)
0,95	0,5	33	37,1	33,8	37,9
0,73	0,8	33	37,1	34,4	38,4

Hayes e Simmonds (2002) reforçam que a resistência à compressão não confinada de corpos de prova de concreto não reflete a resistência do concreto presente no fuste da estaca, sendo que esta tende a ser maior. Por essa razão, sempre se reforça a importância da instrumentação ao longo do fuste, que mede de forma mais realista esse comportamento.

Assim, a estimativa do módulo de elasticidade da estaca foi realizada considerando o método de Fellenius (1989, 2012 e 2020). A Figura 7.7 apresenta as curvas da carga de topo da estaca e deformações específicas médias para cada nível de instrumentação, necessárias para as considerações de tal metodologia de avaliação.

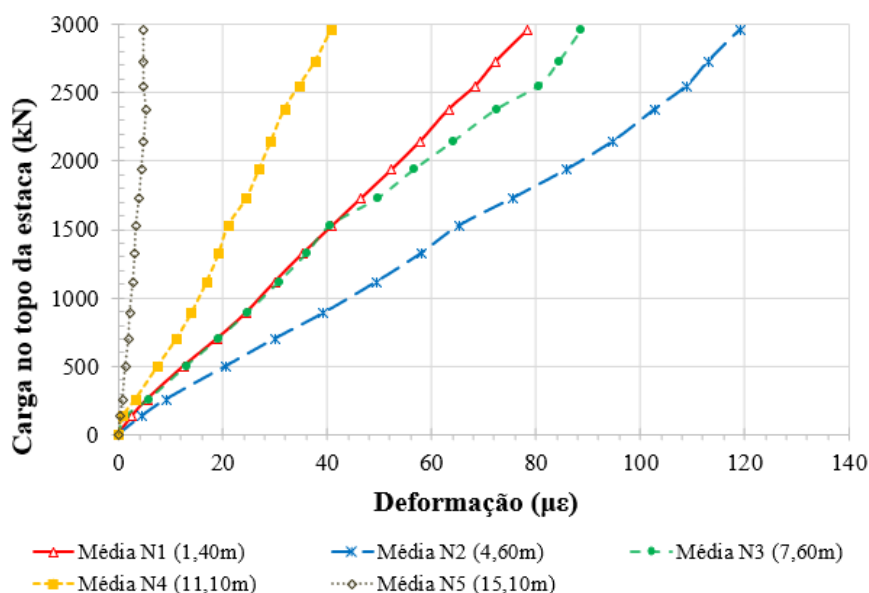


Figura 7.7 - Relação entre carga e deformação ao longo da profundidade durante a PCE na ET02.

De modo geral, como dito anteriormente, observa-se que todos os níveis de instrumentação apresentam leituras consistentes e ainda, que as deformações crescem com o aumento da carga no topo da estaca. As deformações específicas diminuem com o aumento da profundidade (níveis instrumentados) uma vez que existe a interferência do atrito lateral na estaca, exceto para o nível N1, que tem uma seção transversal maior que os demais níveis.

Foram calculados os módulos de elasticidade secante e tangentes durante os incrementos de cada carga aplicada na PCE da ET02. Na Figura 7.8 são apresentados os respectivos módulos *versus* as deformações específicas para os níveis N1 e N2 da ET02. Observam-se que os valores de módulo secante apresentam comportamento mais constante com o aumento das deformações, enquanto o módulo tangente apresenta maiores variações e não demonstrando tendência linear de comportamento. Observa-se que tanto o nível N1 quanto o nível N2 estabilizam com valores de módulo entre 53 e 54 GPa (exceto para as últimas cargas do nível N2).

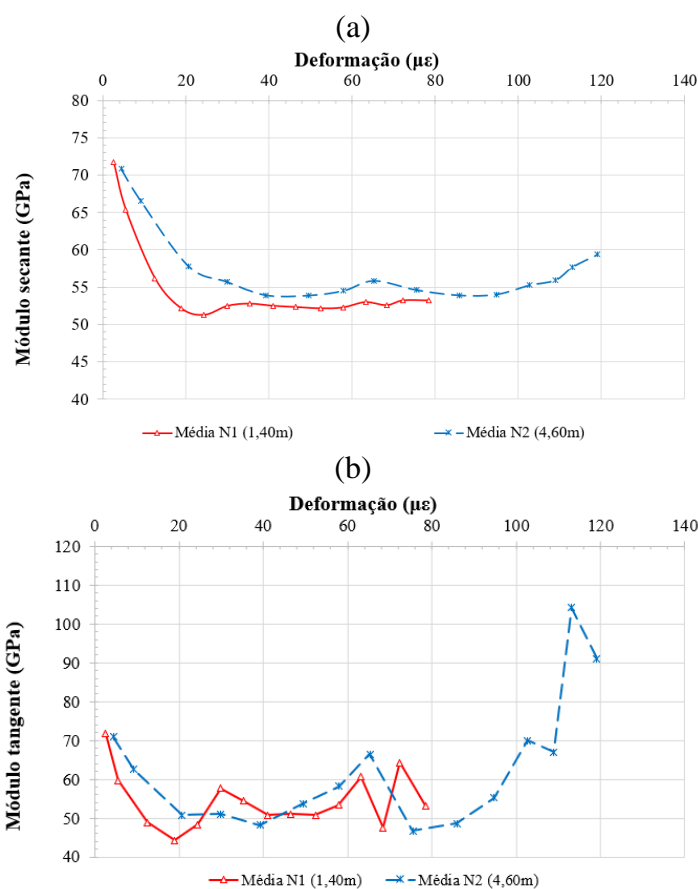


Figura 7.8 – Módulos de elasticidade obtidos para a PCE da ET02: (a) Módulo secante e (b) Módulo tangente.

Os valores obtidos pela ABNT (2014) e ACI (2004) foram menores (33,8 GPa e 34,4 GPa para o primeiro e 37,9 GPa e 38,4 GPa para o segundo - Tabela 7.3) que os considerados pelo método de Fellenius (1989, 2012 e 2020), de 54 GPa. Reforça-se que os valores calculados pela ABNT (2014) e ACI (2004) são valores considerados para 72 dias, embora a prova de carga tenha sido realizada com 101 dias. Além disso, os valores desses métodos tendem a ser menores de modo geral.

Sestrem (2018) realizou uma avaliação paramétrica dos módulos e constatou que quando adotados módulos únicos ao longo da profundidade pode-se apresentar inconsistências de resultados. Assim, o módulo secante foi interpretado em função das deformações, considerando a PCE na estaca ET02.

Para isso, a equação da curva de quarto grau apresentada na Figura 7.9, para o nível N1 foi utilizada para deformações de até 40 $\mu\epsilon$. Após o alcance dessa deformação foi considerado o módulo secante como 57 GPa. Para os níveis N2, N3, N4 e N5, foi utilizada a equação obtida para o nível N2 para deformações de até 40 $\mu\epsilon$, e após o alcance dessa deformação foi considerado o módulo secante como 55 GPa.

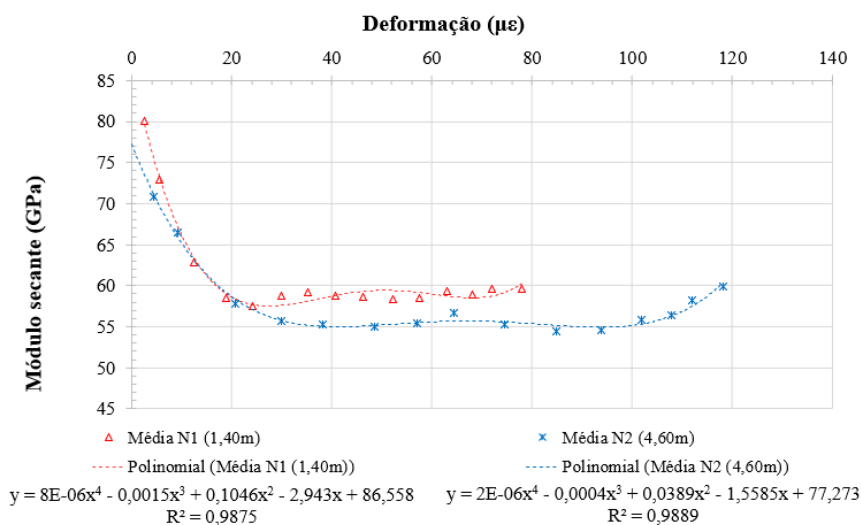


Figura 7.9 - Equações que relacionam o valor de módulo de elasticidade com o nível de deformação na PCE da ET02.

7.3.3 Distribuição de carga da ET02 ao longo da profundidade

Com base nas definições dos módulos da estaca, a distribuição de carga da ET02 e o atrito lateral unitário ao longo da profundidade foram calculados e são apresentados na Figura 7.10. Verifica-se, a partir da Figura 7.10(a), que a parcela de resistência de ponta representa apenas 4,5% da carga total aplicada, valor um pouco maior que o calculado por Pereira (2016) devido às considerações de módulo. Esse comportamento se mostrou coerente com a proposição da fundação escolhida, uma estaca flutuante.

Quanto à Figura 7.10(b), observa-se que a maior parcela de atrito lateral está compreendida entre os níveis N3 (7,6m) e N4 (11,1m), seguida da camada entre os níveis N4 (11,1m) e N5 (15,1m), tendo como menor contribuição a faixa entre os níveis N1 (1,4m) e N2 (4,6m). Tal comportamento se mostra coerente com a estratigrafia local, uma vez que existe uma camada mais resistente entre as cotas 5m e 12m, conforme Tabela 7.1.

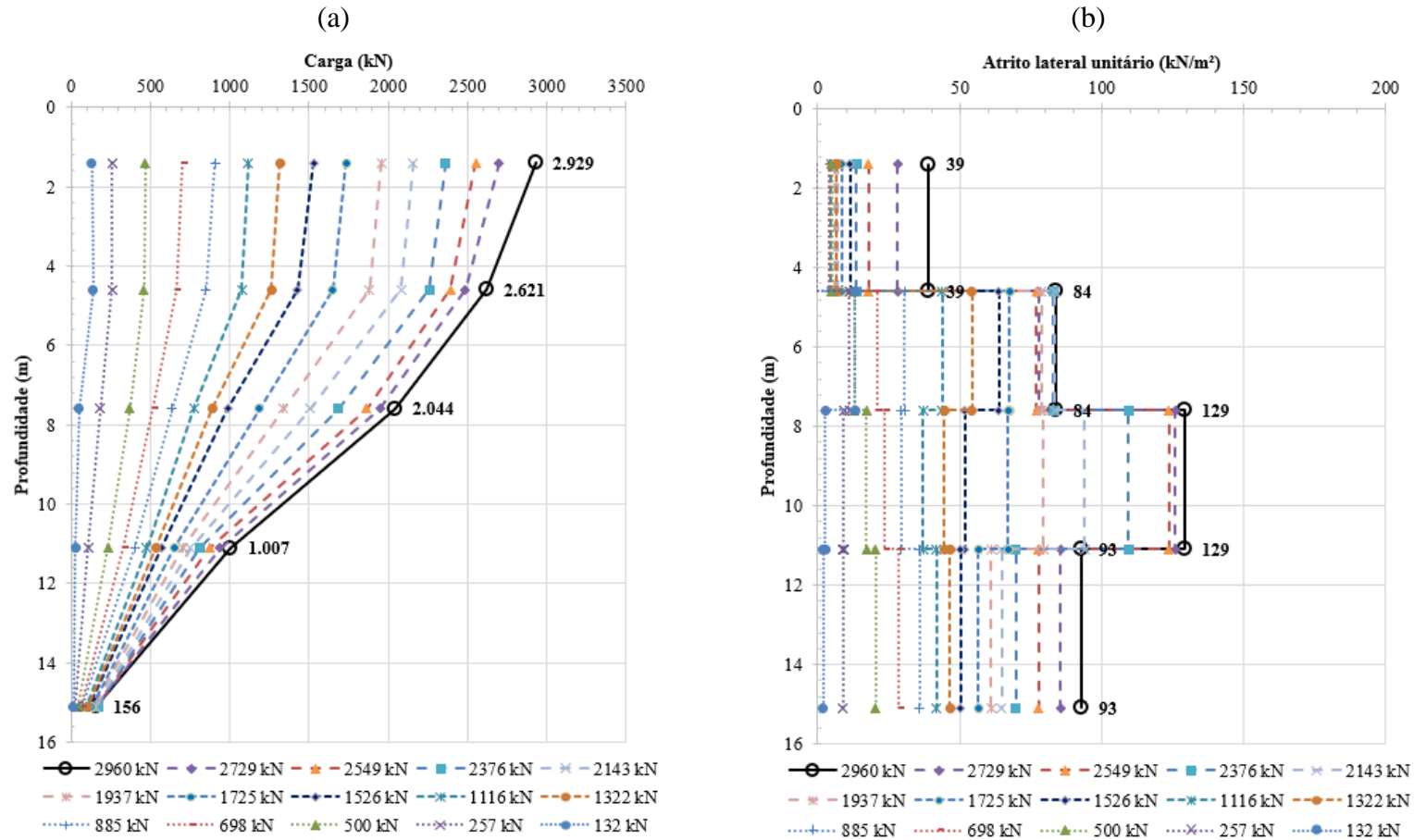


Figura 7.10 – PCE ao longo da profundidade na ET02: (a) distribuição de carga; (b) atrito lateral unitário.

Na Figura 7.11 são apresentados os atritos laterais unitários das camadas e a tensão na ponta da estaca em função do deslocamento do topo. Observa-se que mesmo com pequenas deformações o atrito lateral passa a ser mobilizado. E ainda, que tanto o atrito lateral unitário como a ponta atingem estabilidade (valores máximos) em torno de 20 mm de deslocamento, que corresponde a uma deformação normalizada em relação ao diâmetro da estaca de 3%.

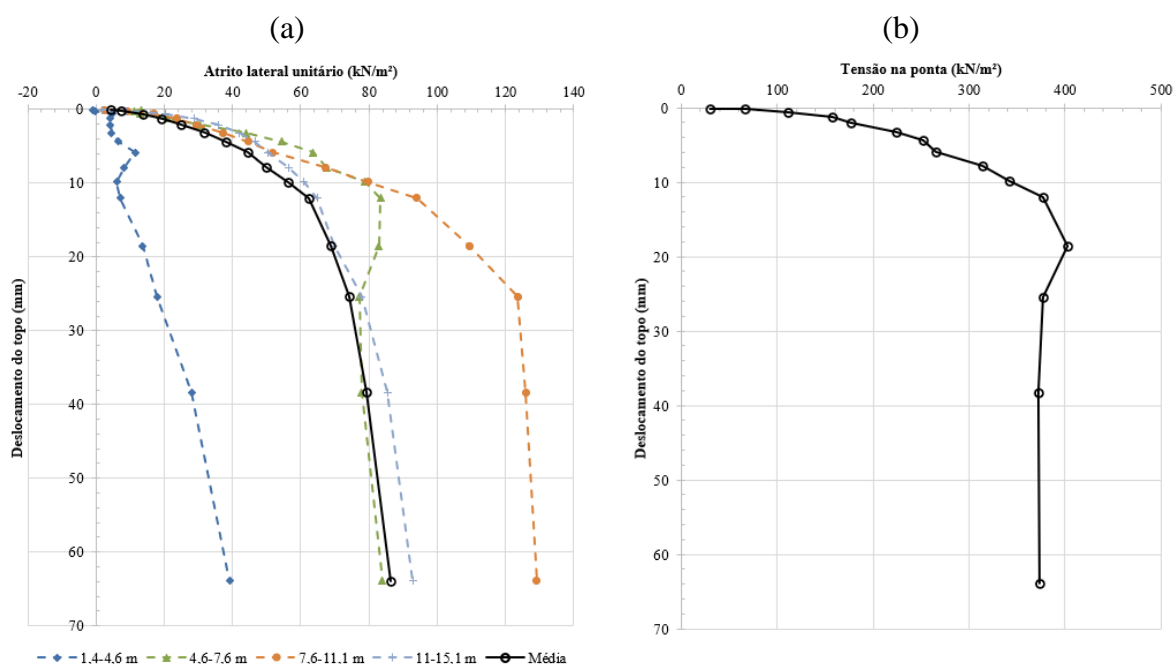


Figura 7.11 – Avaliações de comportamento do deslocamento do topo da estaca e: (a) atrito lateral unitário; e (b) tensão na ponta.

7.3.4 Parâmetros de projeto

Após as análises quanto ao comportamento dos ensaios de interface e a reinterpretação dos resultados da prova de carga estática na estaca ET02 realizada no campo experimental de Araquari, serão apresentadas neste item, como fechamento dos resultados buscados, as avaliações dos parâmetros de projeto, a fim de estabelecer padrões de comportamento e refinar as análises de mobilização de atrito lateral em fundações.

Nesse sentido, conforme abordado no item 4.2.3, os parâmetros k_s e k_0 foram calculados e correlacionados. Para isso, o item 7.1 apresenta uma série de considerações sobre o solo do campo experimental de Araquari, com ênfase à Tabela 7.1 e também às considerações dos parâmetros do solo baseados nos ensaios de campo CPTu-F02, DMT, SPT02, SPT03 e triaxiais.

Esses ensaios foram realizados mais próximos à localização de instalação da estaca ET02 que os demais ensaios CPTu e STP realizados no campus e, por isso, escolhidos.

Dessa forma, a Figura 7.12 ilustra um resumo dos parâmetros médios do perfil do solo de Araquari utilizados nas análises dos trechos instrumentados que serão apresentadas. Cabe destacar algumas considerações realizadas sobre os parâmetros: os ângulos de atritos utilizados foram os obtidos em laboratório, que convergem com os resultados obtidos nos ensaios de campo. Para o cálculo do coeficiente de empuxo (k_0) foi utilizado o ângulo de atrito de pico.

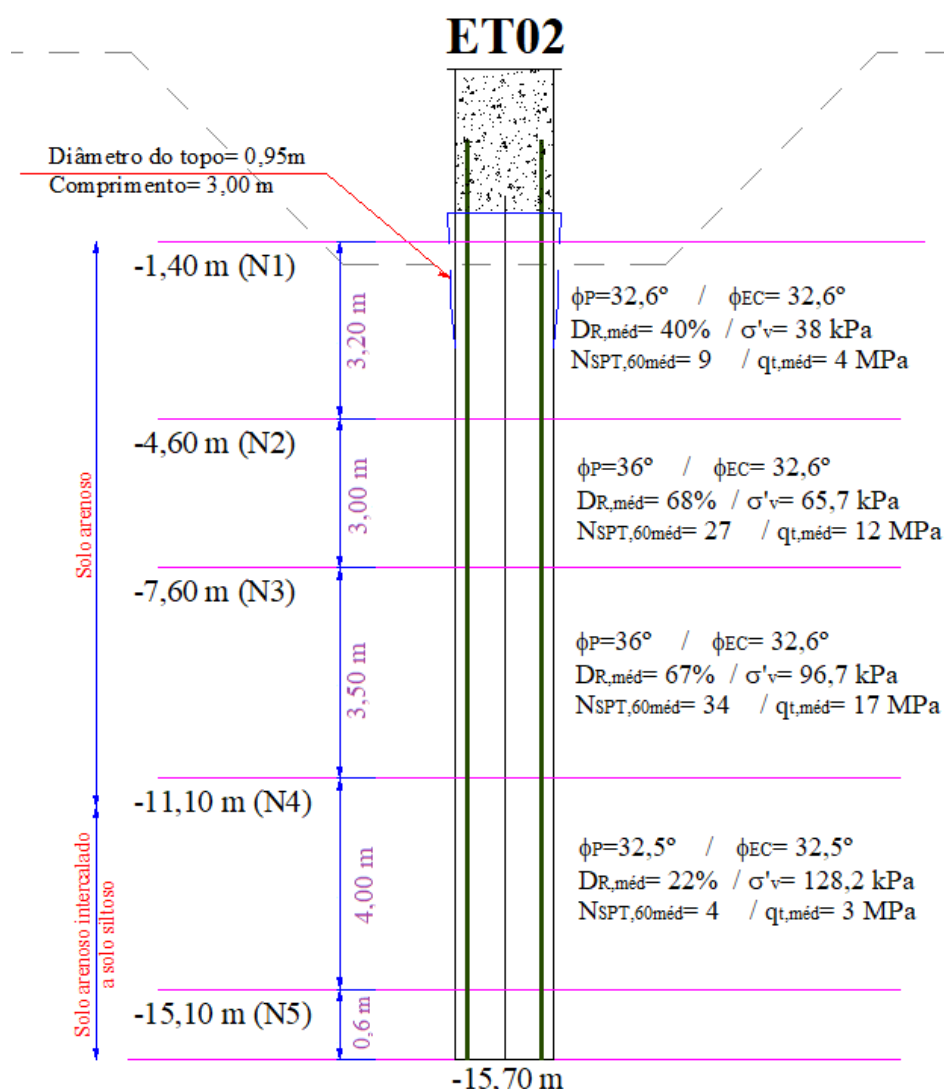


Figura 7.12 – Representação esquemática da estaca e perfil típico com valores dos parâmetros médios utilizados nas análises dos trechos instrumentados para a estaca ET02 instalada no Campo Experimental de Araquari.

Com relação ao cálculo do coeficiente de empuxo lateral após a instalação, considerando os resultados dos ensaios de laboratório realizados e discutidos no capítulo 5, foi utilizado o ângulo de atrito do solo no estado crítico, como o ângulo de interação entre estaca e solo, uma vez que, mesmo a baixas idades a interface apresentou ângulos de atrito de interface superiores aos do solo.

A densidade relativa referenciada foi a estimada por meio do ensaio CPTu e verificada pelos ensaios SPT, já a tensão vertical efetiva média foi calculada utilizando-se os pesos específicos de 17kN/m³, 19kN/m³, 20kN/m³ e 17kN/m³ para as camadas entre os níveis N1 e N2, N2 e N3, N3 e N4, e N4 e N5, respectivamente. Destaca-se que nas camadas entre N2 e N3 e N3 e N4 as densidades relativas calculadas nos ensaios CPTu alcançaram 80%, acusando que nessas o material é consideravelmente denso.

Outra hipótese assumida neste trabalho foi a que o processo executivo das estacas escavadas não alterou o estado de tensões pré-existentes no solo. Tal consideração é baseada na utilização do tubo de revestimento durante o processo construtivo que auxilia para que não ocorram distúrbios nas camadas superficiais.

Assim, na Figura 7.13 são apresentados os valores de k_s e da relação k_s/k_0 para todos os níveis de cargas aplicadas ao longo da PCE-01 da ET-02. Ressalta-se que para todas as camadas foram constatados k_s e a relação k_s/k_0 maiores que 1. O maior valor de k_s de observado foi 2,1, correspondente à camada entre os níveis de instrumentação N2 e N3, e N3 e N4. Observa-se que as relações de k_s/k_0 ao longo da profundidade foram constantes, variando de 2,0 a 2,2, exceto para a camada entre N2 e N3, que apresentou um valor um pouco menor, de 1,7. Foi observado ainda que existe um crescimento das relações k_s , ou k_s/k_0 , em relação aos incrementos de carga ao longo de toda a estaca.

Han *et al.* (2017), Loukidis & Salgado (2008) e Mascarucci *et al.* (2014) pontuam que o coeficiente de empuxo lateral após a instalação aumenta com o aumento da densidade relativa e decresce com a tensão confinante inicial. Neste sentido, justifica-se que para a camada mais superficial foram atingidos valores de k_s de 1,61, inferiores a camada entre N2 e N3, e N3 e N4. Destaca-se que a camada de solo presente entre os níveis N2 e N4 compreende um solo muito denso (D_r acima de 80%), enquanto na camada superficial trata-se de um solo fofo (D_r próximo a 35%). Desta forma, fica evidente uma relação da densidade relativa e altos valores de k_s .

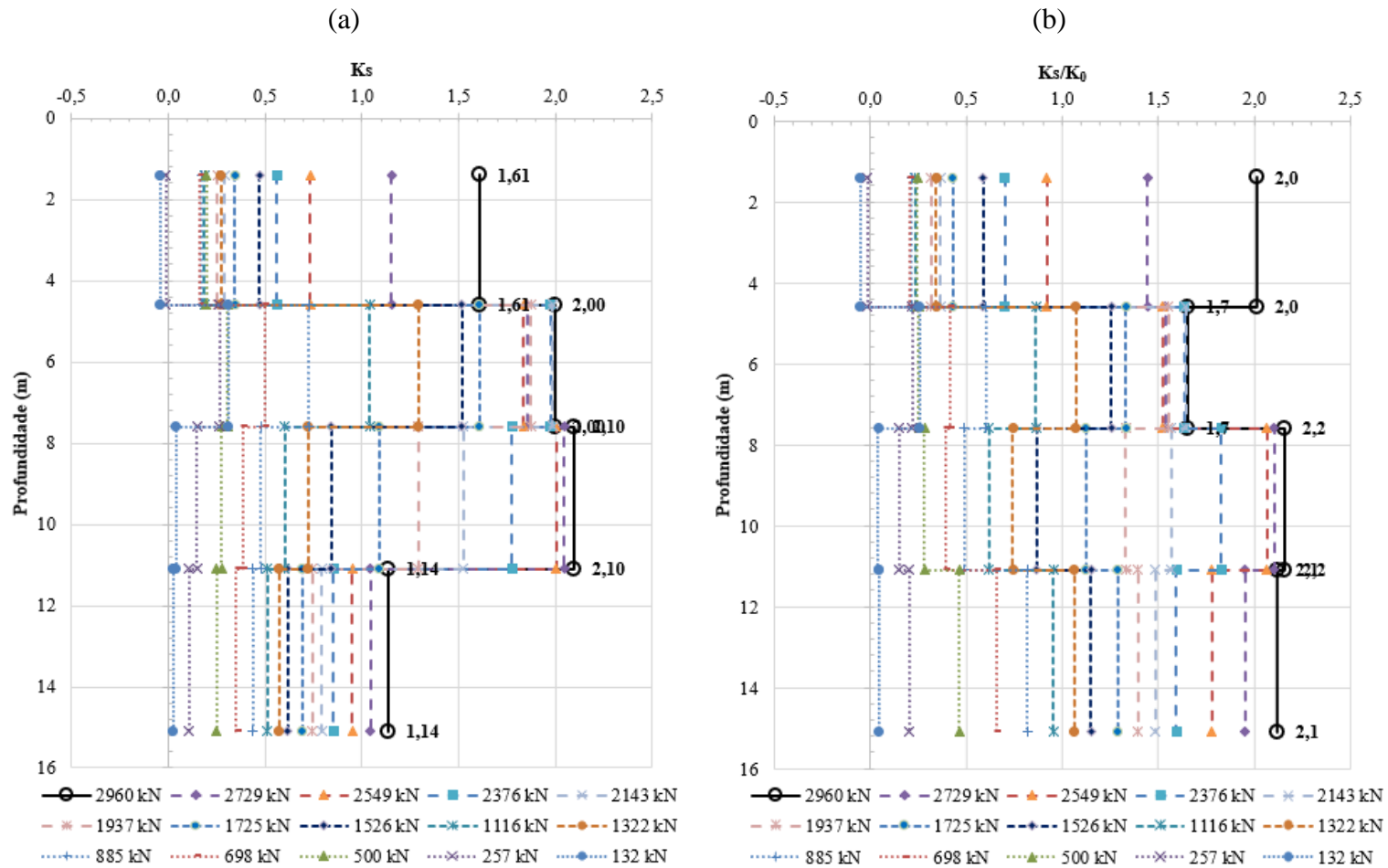


Figura 7.13 - Parâmetros de projeto: (a) k_s ; e (b) k_s/k_0

Sestrem (2018) também registrou valores altos de k_s para a estaca ET04 que estudou. Seus resultados são compilados e comparados ao da presente tese na Figura 7.14. Apesar das estacas estarem dispostas no campus experimental de Araquari, destacam-se algumas diferenças: o diâmetro nominal da estaca ET02 foi 0,7m enquanto o da ET04 foi 1,0m; os comprimentos também são diferentes, para ET02 foi 15,7m e para a ET04 foi de 24,1m. Destaca-se ainda que os valores de k_s apresentados para a estaca ET04 refere-se à uma carga de topo de 6990 kN, correspondente à 6 % de deformação do diâmetro da estaca, enquanto para a estaca ET02, refere-se a carga de 2729 kN (6,7% do diâmetro da estaca).

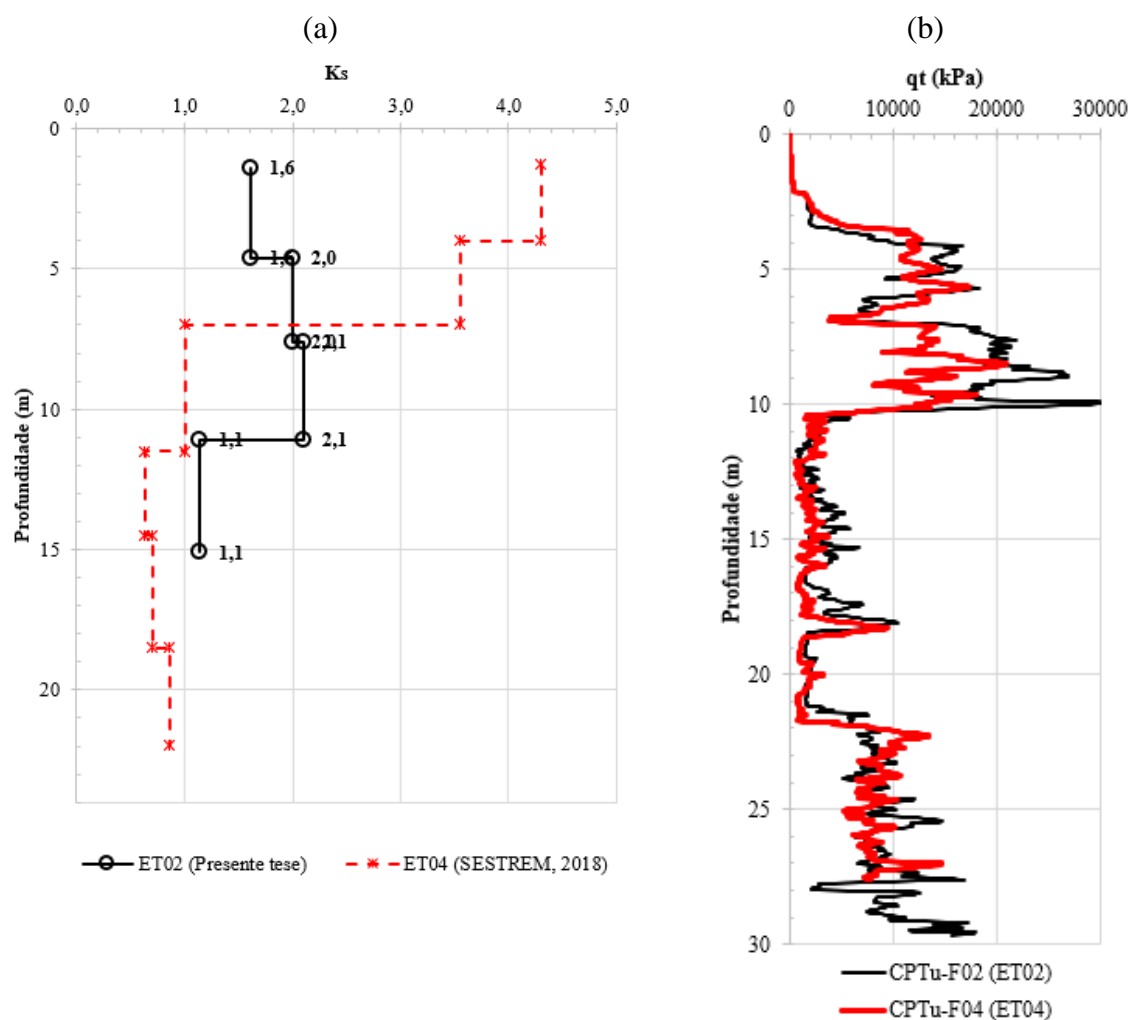


Figura 7.14 - Comparativo entre as estacas ET02 e ET04 ao longo da profundidade: (a) valores de k_s e; (b) q_t .

7.4 INTERPRETAÇÃO CONSIDERANDO TENSÕES RESIDUAIS

Após a avaliação tradicional da estaca ET02, ou seja, considerando-se o zero imediatamente antes da realização da prova de carga, será abordada nesse tópico a análise das tensões induzidas no solo pela estaca durante o seu processo de cura. Essa análise, de cunho teórico-experimental, foi desenvolvida por meio de leituras de deformação e temperatura ao longo da profundidade, pelos *straingages*, desde o momento em que a concretagem foi finalizada até a data da realização da prova de carga, e é descrita a seguir.

7.4.1 Instrumentação em profundidade

As leituras de deformação e temperatura ao longo da profundidade foram realizadas na seguinte frequência: nas primeiras 24 horas, foram tomadas 8 leituras, entre 2 e 4 dias uma leitura diária, e logo após, leituras entre 10 a 15 dias. Na Figura 7.15 são apresentadas estas leituras médias de temperatura pelo tempo em dias e horas, e na Figura 7.16 são apresentadas as leituras médias de deformação, com correções de temperatura pelo tempo em dias e horas. A prova de carga ocorreu no 104º dia.

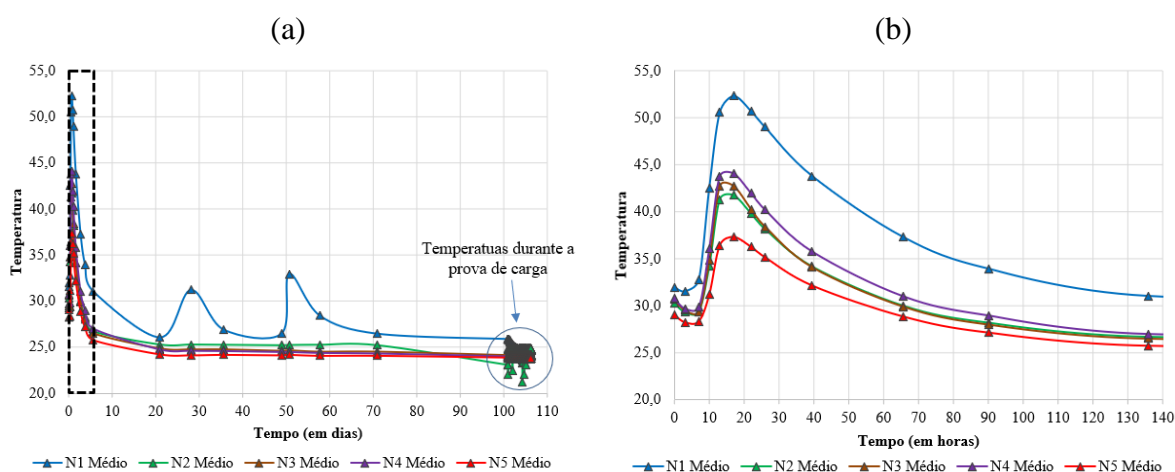


Figura 7.15 - Evolução da temperatura, após a execução da estaca até o final da prova de carga, e o tempo: (a) em dias; (b) em horas *(140 horas correspondem a 5,8 dias).

Considerando a Figura 7.15, a evolução da temperatura se dá de forma similar aos relatados na literatura (item 2.5, capítulo 2). Um pico pronunciado de temperatura é comumente relatado até 24h após o fim da concretagem. Na estaca ET02, o pico foi alcançado em 17h. Logo após esse ponto, dado pelo processo de cura do concreto, a temperatura decresce gradativamente, até

estabilizar. Algumas oscilações no nível N1 são observadas, e justificadas por se tratar de um nível exposto e próximo ao nível do terreno, sofrendo maior influência da oscilação da temperatura ambiente.

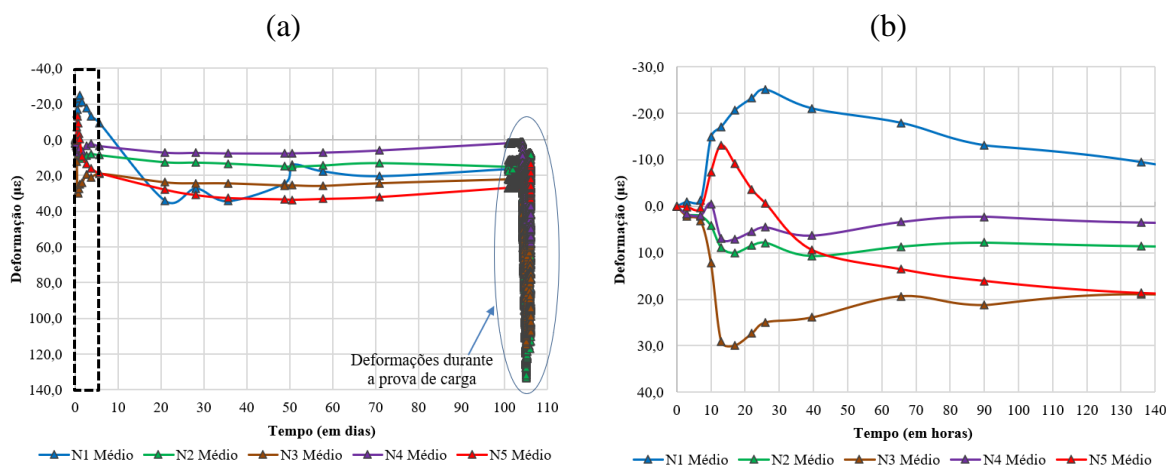


Figura 7.16 - Evolução da deformação, após a execução da estaca até o final da prova de carga, e o tempo: (a) em dias; (b) em horas *(140 horas correspondem a 5,8 dias).

Considerando agora a Figura 7.16, durante as primeiras 140 horas, o nível N1 apresenta somente deformações positivas, já os níveis N2, N3, N4, apenas deformações negativas. Quanto ao nível N5, deformações positivas são apresentadas até 25h, seguidas de deformações negativas. Deformações negativas representam tração da *sisterbar* (estiramento) e deformações positivas representam compressão (encurtamento) nos sensores e, conseqüentemente, nas estacas.

Com o intuito de avaliar o modelo físico de como ocorre a variação das deformações ao longo da profundidade e do tempo na estaca estudada, na Figura 7.17 são apresentadas as leituras de 10 horas, 1, 5, 21, 50, 102 e 104 dias após a concretagem, que auxiliam nesse processo. Destaca-se que para essa análise foi considerado o tempo zero aquele imediatamente após a finalização do processo de concretagem. De forma geral é observado que os níveis centrais N2, N3 e N4 apenas apresentam deformações positivas, enquanto os níveis de topo e base, N1 e N5, respectivamente, oscilam de leituras negativas para positivas.

Como observado na Figura 7.17 a primeira leitura apresentada é a de 7h. Nesse instante, são observadas leituras próximas a zero ao longo de toda a estaca, com pequena variação de menos de 5 $\mu\epsilon$ no nível central N3, momento em que se iniciam as reações do concreto. Na leitura de

10 horas, tempo ao qual estão ocorrendo as reações do concreto, e o aumento da temperatura é iminente, sendo que tanto a ponta quanto o topo apresentam deformações negativas (expansão), enquanto os demais níveis apresentam deformações positivas (compressão). O nível N3 foi aquele com a maior leitura de compressão para este tempo.

Pouco mais de 24 horas após a concretagem (1,08 dias), a maior leitura de deformação negativa no topo é registrada, $-25 \mu\epsilon$. Já na base da estaca (N5) ocorre uma redução da deformação negativa. Nesse mesmo momento, também ocorre um aumento da leitura positiva no nível central da estaca, em relação ao tempo anterior (10 horas), e esse também é o maior registro de deformação positiva nos níveis centrais (N2, N3 e N4). Destaca-se que nesse tempo, o pico de temperatura já havia ocorrido.

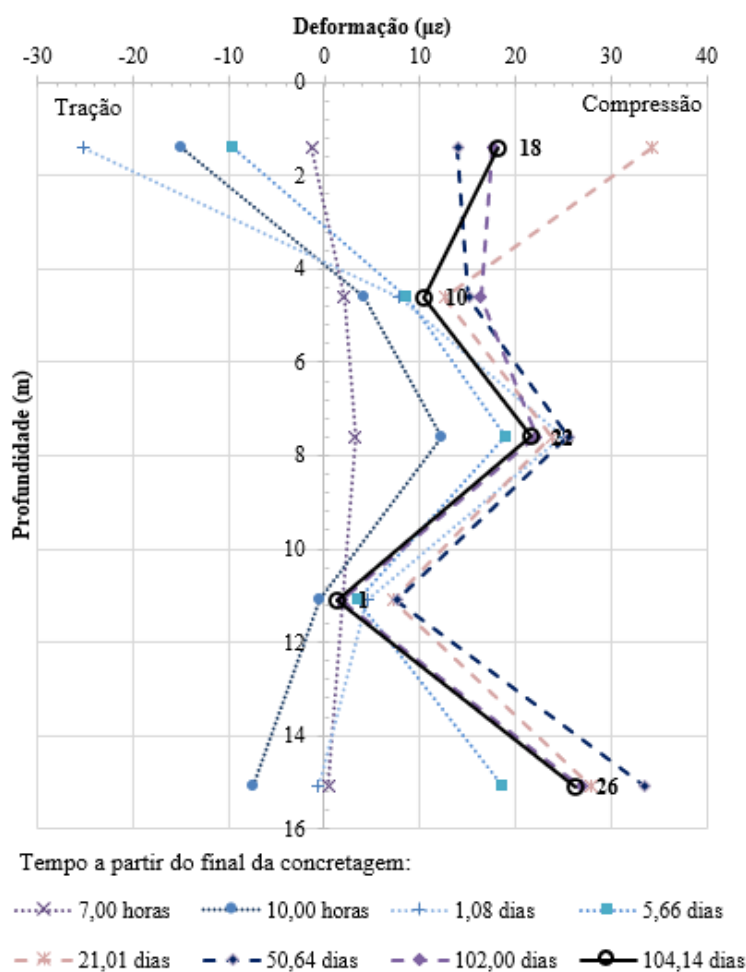


Figura 7.17 - Variação das leituras de deformação nas *sisterbars* ao longo da profundidade em tempos variados de cura.

Após 1,08 dias, as leituras do topo passam a se tornar positivas, e um salto é observado entre os tempos de 5,66 e 21,01 dias, quando a leitura passa de $-10 \mu\epsilon$ para $34 \mu\epsilon$, e logo após reduz até estabilizar e alcançar $18 \mu\epsilon$ leitura registrada ao início da prova de carga. Já a base da estaca, que no tempo 1,08 apresentava uma leitura próximo ao zero (de referência), passa a apresentar leituras positivas, que crescem até 50,64 dias, correspondendo a uma leitura de $33 \mu\epsilon$, e estabilizam a partir de 102 dias, com uma leitura de tração de $26 \mu\epsilon$.

Destacam-se aqui dois pontos: o primeiro referente ao momento em que a estaca apresenta rigidez suficiente para mobilizar atrito lateral e, conseqüentemente, carga residual. E o segundo, que a partir desse instante, as oscilações de leituras representam os modelos físicos de retração ou inchamento da estaca. Nesse sentido, uma análise de diferentes tempos “zeros” será realizada e apresentada ao longo dos próximos tópicos.

7.4.2 Módulo de elasticidade da estaca

Como já reportado, a determinação do módulo de elasticidade de uma estaca escavada tem certa complexidade devido à heterogeneidade dos materiais (concreto e aço) e processo construtivo. Autores que realizaram a avaliação de tensões residuais (*e.g.* Mascarucci *et. al.* (2013) e Pennington (1995)) consideraram que o concreto atinge completa resistência até o pico de temperatura, e por essa razão, os módulos foram constantes uma vez que suas análises foram realizadas a partir do pico de temperatura, tendo como hipótese a inexistência da transferência de carga na interface até que o pico de temperatura seja alcançado.

A metodologia de Fellenius, que considera uma variação do módulo de elasticidade da estaca com o nível de deformação, realizada para as análises da prova de carga sem consideração de tensões residuais (no tópico 7.4 Determinação do módulo de elasticidade da estaca) não foi considerada, pois utiliza do módulo secante, que para o caso de consideração de tensões residuais, apresentam módulos numericamente menores que os previstos para esse tempo.

Por essa razão, para se evitar um módulo constante e um módulo que representasse o ganho de rigidez da estaca ao longo do tempo de cura, na análise deste trabalho foi considerada a metodologia da FIB (2010). Nessa o módulo de elasticidade segue uma equação exponencial em função do tempo, calculada a partir da resistência característica do concreto, apresentada na Figura 7.18, assim como no trabalho de Borges (2019).

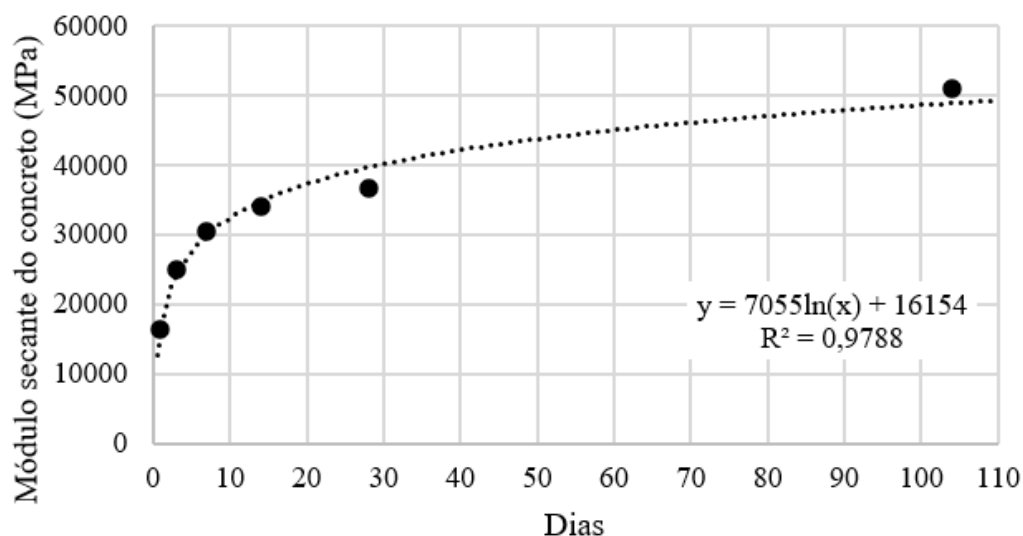


Figura 7.18 - Evolução do módulo de elasticidade do concreto da ET02 a partir da metodologia da FIB (2010).

7.4.3 Fundamentação do modelo físico

Uma vez que o teorema clássico da teoria da plasticidade estabelece que a capacidade de carga de estacas independe do estado inicial de tensões, e ainda que após a mobilização de tensões ao longo do fuste e na etapa anterior à prova de carga tais tensões estariam equilibradas, subentende-se que as tensões residuais seriam desprezíveis no comportamento global do sistema.

Apesar do equilíbrio global, essa mobilização prévia de tensões pode influenciar principalmente na distribuição de transferência de carga lateral local ao longo da profundidade. Pois, quando o zero se dá no instante anterior ao início da prova de carga, a deformação mensurada não leva em consideração a resistência lateral local desde sua primeira solicitação. Ou seja, durante a cura, uma sessão (ou nível) ao longo da profundidade pode ser mais solicitada que outra.

Outro ponto a ser levantado é que, como dito anteriormente, a maior parte dos autores que determinaram as tensões que as deformações térmicas no concreto induzem na interface, consideram que existe um estado de deformações nulas na interface quando ocorre o pico de temperatura. Dessa forma, a expansão da massa de concreto em qualquer tempo anterior à máxima temperatura não transfere carga ao solo.

Porém, esses mesmos autores reconhecem que na realidade, a relação entre o módulo de elasticidade do solo e do concreto são similares em algum instante entre o começo da pega (aproximadamente 6 h após a concretagem) e o tempo de pico de temperatura, sendo possível então que alguma mobilização de tensões laterais ocorra antes do instante de pico de temperatura.

Conforme exposto no item 2.5 (Hidratação do cimento e concreto de baixa idade), o aumento de temperatura ocorre devido à liberação de calor durante o processo químico de hidratação, ou seja, boa parte da hidratação já ocorreu até que o pico seja alcançado. Ademais, nos resultados de ensaios de interface em diferentes areias (capítulo 6 - COMPORTAMENTO DA INTERFACE) foi observado que a interface concreto e areia, caso solicitada, já mobiliza maiores tensões que as areias entre 6 e 9 horas do tempo de cura. Por essa razão, optou-se por uma análise além da comumente empregada (pico de temperatura), mas também para 7 e 10 horas de cura do concreto, para verificação da variabilidade dessa consideração.

Nesse sentido, na Figura 7.19 são apresentadas as deformações na primeira leitura após o zero, com maior amplitude negativa, maior amplitude positiva, no instante prévio à prova de carga e ao final da prova de carga, considerando como zeros as leituras de 7 horas, 10 horas e pico (17 horas).

A partir da Figura 7.19, observa-se que para o nível N1, os comportamentos foram similares, independentemente do zero inicial. Na primeira leitura após o zero, são registradas leituras negativas que reduzem até alcançar o pico de maior leitura negativa (inchamento deste nível da estaca) e a partir deste instante aumentam até tornarem-se positivas (compressão deste nível da estaca). Logo após, reduzem novamente até alcançar o equilíbrio (inchamento), instante anterior ao início da prova de carga.

Para os demais níveis N2, N3, N4 e N5, em todos os tempos zero foi observado apenas uma tendência de compressão, ou seja, partindo de uma leitura inicial, todas as demais leituras tenderam para deformações positivas. Sendo que para os níveis N2, N3 e N4 (centrais), as variações de deformações foram menos expressivas que as da base (N5).

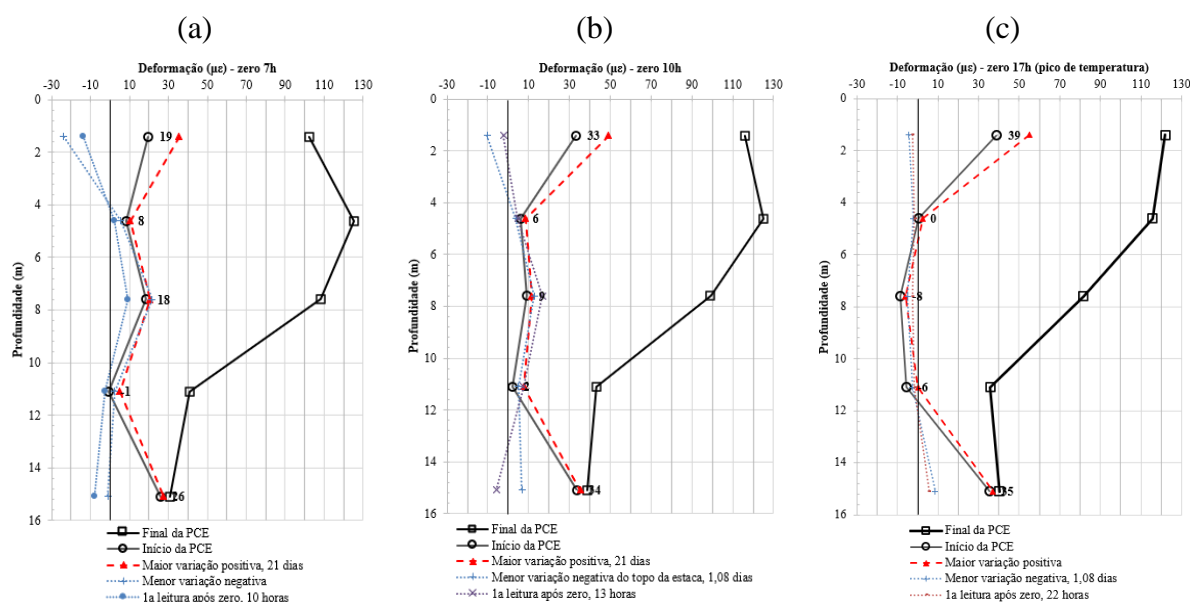


Figura 7.19 – Variações das leituras de deformação ao longo da profundidade, considerando: (a) zero como 7h de cura; (b) zero como 10h de cura; e (c) zero como 17h (pico de temperatura).

7.4.4 Distribuição de carga da ET02 ao longo da profundidade

Os cálculos da distribuição de cargas da ET02 e do atrito lateral unitário ao longo da profundidade foram realizados de forma similar ao retratado no tópico 7.5 (Distribuição de carga da ET02 ao longo da profundidade). Porém, aqui, foi tomando o modelo físico para considerações de contribuições ou não das tensões prévias de cura e, ainda, as considerações em relação aos módulos da estaca.

As distribuições de carga da ET02 e do atrito lateral unitário ao longo da profundidade foram calculadas tomando como base os três tempos de cura: 7 horas, 10 horas e 17 horas, e são apresentados na Figura 7.20 Optou-se pela apresentação apenas do último estágio de carregamento para uma comparação mais objetiva.

A partir da Figura 7.20, algumas observações podem ser constatadas. A primeira é que, quando comparadas as distribuições de carga ao longo da profundidade para os três tempos de cura, fica evidente que independentemente do tempo, a distribuição é a mesma, com valores praticamente iguais (Figura 7.20(a)). Já quanto a distribuição do atrito lateral, uma pequena diferença é encontrada considerando o tempo de cura de pico em comparação aos demais para as camadas entre os níveis N2-N3 e N3-N4 (Figura 7.20(b)). Desta forma, conclui-se que a

consideração do tempo de cura diferente do pico (ou seja, 7 horas ou 10 horas), impacta mais na distribuição do atrito lateral que na distribuição da carga ao longo da profundidade.

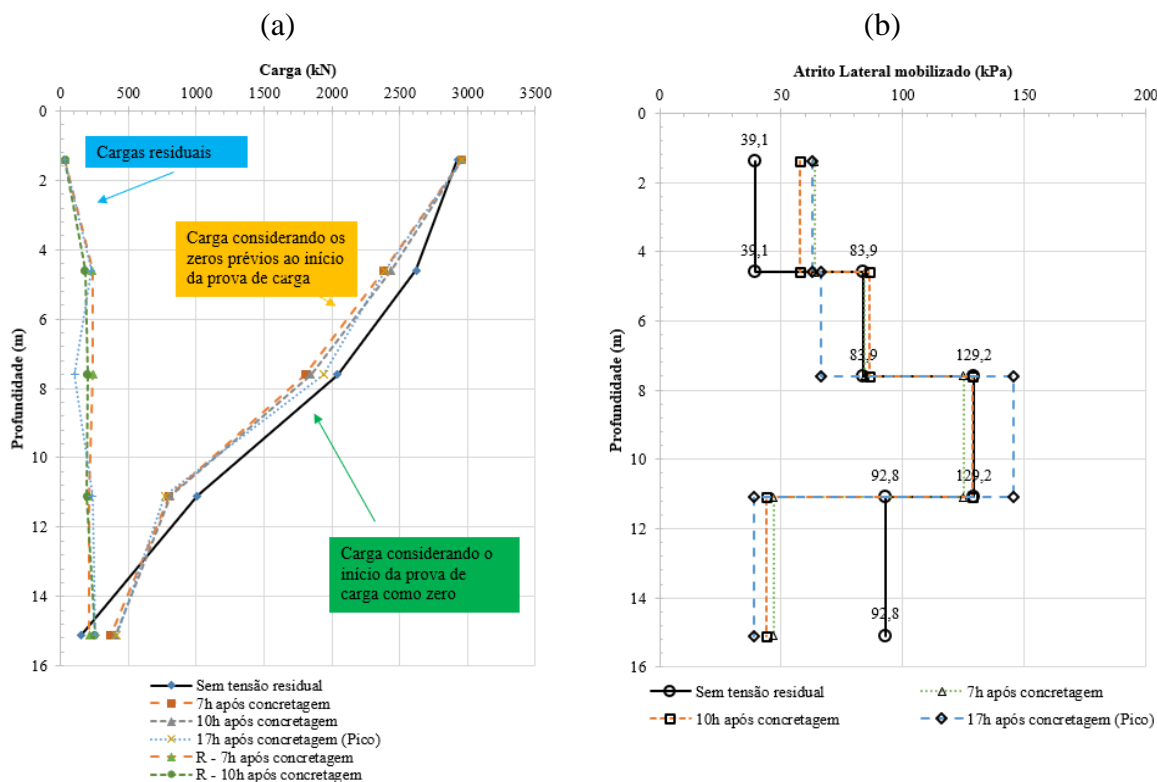


Figura 7.20 - PCE ao longo da profundidade na ET02 considerando diferentes tempos de referência, 7 horas, 10 horas e 17horas após a concretagem: (a) distribuição de carga; (b) atrito lateral unitário.

Comparando agora as distribuições de carga e atrito lateral, considerando ou não as tensões residuais, nota-se que, de forma geral, ocorre uma pequena variação, em torno de 10% da carga total aplicada. Observa-se ainda uma maior carga mobilizada na ponta da estaca, o que corrobora com Fellenius (2002), que pontua que o maior erro ao não considerar as tensões residuais é que a resistência lateral aparenta ser um pouco maior, enquanto a resistência de ponta aparenta ser um pouco menor do que é na realidade.

Desta forma, conclui-se que a consideração do tempo zero de cura antes do pico ou no pico tem pouca influência no comportamento geral. A distribuição de carga sofre variações em torno de até 10% da carga total aplicada no topo da estaca, conclusão que também corrobora com os trabalhos de Mascarucci *et al.* (2013) e Borges (2019). O maior impacto das tensões residuais

foi visto na distribuição do atrito lateral, principalmente nos níveis junto ao topo e base da estaca, que apresentaram as maiores variações de deformação após o processo de cura.

7.4.5 Influência das tensões residuais no parâmetro de projeto k_s

Após as análises quanto ao comportamento dos ensaios de interface e da reinterpretação dos resultados da prova de carga estática na estaca ET02 realizada no campo experimental de Araquari considerando as tensões residuais, neste item, como fechamento dos resultados buscados, serão apresentadas as avaliações dos efeitos das tensões residuais ocasionadas pelo processo de cura do concreto nos parâmetros de projeto.

Neste sentido, assim como no caso em que não foram consideradas as tensões residuais, os parâmetros k_s e k_0 foram calculados e correlacionados conforme abordado no item 4.2.3. Cabe destacar que, assim como visto no capítulo 6 (COMPORTAMENTO DA INTERFACE), o ângulo de atrito da interface a partir de 6 horas é maior que o da areia. Como as análises aqui apresentadas foram referentes aos tempos após 7 horas de cura, o ângulo de atrito considerado foi o da areia, assim como o considerado no item 7.3.4, tomando como referência a Tabela 7.1 e a Figura 7.12.

Assim como nos itens 7.4.3 e 7.4.4, na Figura 7.21 são apresentados os valores de k_s ao longo da profundidade da maneira tradicional, calculada no item 7.3.4, assim como considerando as tensões residuais a partir de 7 horas, 10 horas e 17 horas após a concretagem, e ainda a linha de referência do coeficiente de empuxo ao repouso (k_0).

Uma vez que as tensões residuais influenciaram no atrito lateral ao longo do fuste da estaca, os valores de k_s também apresentaram variação. Em relação aos níveis N1-N2 e N4-N5, referente ao topo e à base da estaca, os resultados considerando as tensões residuais foram similares independente do zero utilizado, e são maiores que os valores de k_s sem a consideração destas tensões. Destaca-se que esses dois níveis foram os que sofreram maior variação de deformação durante a cura, ou seja, foram mais mobilizados, justificando assim tais resultados.

Já nos níveis N2-N3 e N3-N4, os valores de k_s foram os mesmos, exceto para a consideração de tensões residuais após o pico, que teve uma pequena redução para a camada N2-N3 e um aumento para N3-N4. O que se justifica, uma vez que a maior variação de deformação desses níveis aconteceu quando tomado como zero o pico de temperatura. Destaca-se que todos os

valores encontrados de k_s , compreenderam a condição física de que $k_0 < k_s$. Por fim, conclui-se que quanto maior a deformação no nível instrumentado prévio ao início da prova de carga, maior será o valor de k_s , o que é justificado pelo significado físico do parâmetro, que avalia o quanto o estado do solo foi modificado durante a execução de uma estaca.

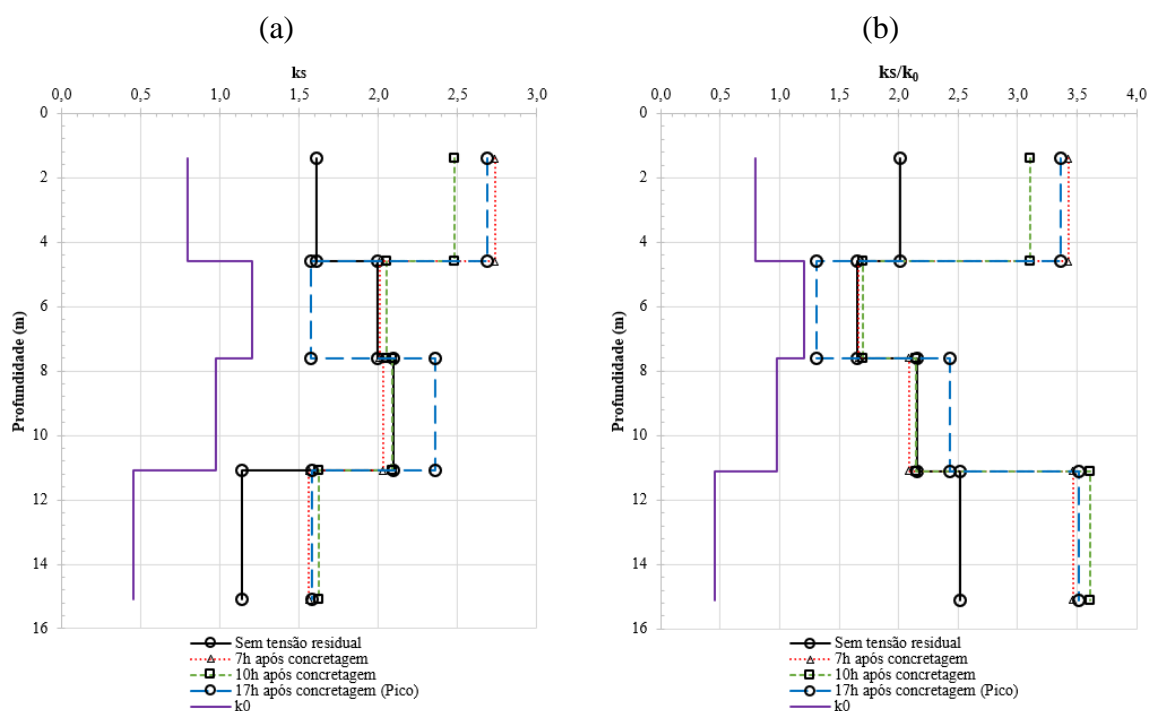


Figura 7.21 - Influência das tensões residuais: (a) no parâmetro de projeto k_s e (b) em k_s/k_0 .

8 CONSIDER AÇÕES FINAIS

Após a realização do programa experimental e análise dos resultados obtidos, alinhadas as referências bibliográficas, neste capítulo serão elencadas as principais conclusões acerca desta tese. E por fim, sugeridos trabalhos futuros para a continuidade deste estudo.

8.1 CONCLUSÕES

Com base em evidências de estudos quanto a provas de carga, juntamente aos estudos de interfaces, esta tese estudou a transferência de carga na interface solo-concreto de estacas em solos arenosos, a partir de ensaios em laboratório, com enfoque nas primeiras horas de cura. De modo a alcançar esse objetivo, os materiais empregados foram caracterizados com ensaios físicos, análises morfológicas, e de resistência. Assim sendo, viabilizou as análises do comportamento da interface, e para, por fim, a aplicá-las a uma análise de transferências de carga a partir de uma prova de carga de estaca em campo. As principais conclusões estão agrupadas e são explicitadas a seguir.

8.1.1 Comportamento das areias

Em relação à caracterização e comportamento das areias empregadas nesse trabalho são destacadas algumas conclusões. Primeiramente, quanto à caracterização física, a areia Araquari se encaixa na faixa de areia fina, com variação de diâmetro dos grãos de 0,06 a 0,6 e diâmetro efetivo dos grãos de 0,175. Essa areia foi classificada como SP-SM (Areia mal graduada com silte). Já a areia Ottawa graded se encaixa na faixa de areia média, com variação de diâmetro dos grãos de 0,08 a 0,7 e diâmetro efetivo dos grãos de 0,38. Essa areia foi classificada como SP (Areia mal graduada).

Quanto à morfologia dessas areias, ambas são classificadas conforme Russel & Taylor (1937), Pettijohn (1957) e Powers (1953) como arredondadas. Porém a areia Araquari apresenta circularidade e angularidade menores que a areia Ottawa graded, enquanto para a razão de aspecto e esfericidade, a areia Araquari apresenta valores maiores que a areia Ottawa graded. Ou seja, a areia Ottawa graded é mais arredondada e próxima a uma esfera que a areia Araquari.

Neste sentido, quando analisados os ensaios triaxiais realizados, observa-se que ambas as areias apresentaram comportamento do tipo *strain-softening*, característico de areias com alta densidade relativa. A areia Araquari apresenta valor maior de ângulo de atrito no estado crítico que a areia Ottawa graded, sendo esses valores iguais a $32,6^\circ$ e $29,7^\circ$ respectivamente. Porém, para mesma densidade relativa, a areia Ottawa graded apresenta maior dilatância que a areia Araquari, com valores respectivos de 4,4 e 2,9.

Quanto à comparação dos resultados dos ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, foi observado que, para ambas as areias os resultados de ângulos de atrito de pico são maiores nos ensaios de cisalhamento direto que nos ensaios triaxiais, uma vez que os caminhos de tensões são diferentes. Seguindo o mesmo critério, os ângulos de atrito residuais determinados a partir dos ensaios de cisalhamento direto foram próximos, porém um pouco maiores que os ângulos de atrito no estado crítico determinados pelo triaxial, sendo considerados como equivalentes.

Foi observado comportamento similar das areias desta tese quando comparadas às areias de outras pesquisas, com redução do ângulo de atrito no estado crítico para o aumento da angularidade. Ainda, não foi observada uma tendência clara em função do diâmetro efetivo dos grãos e esfericidade.

8.1.2 Comportamento da interface

Em relação às contribuições quanto ao comportamento da interface, destaca-se inicialmente aspectos da rugosidade. Mesmo que um padrão conceitual quanto ao perfil da superfície exista, em que se relacione tanto a superfície quanto o diâmetro dos grãos, diferentes abordagens para quantificações de parâmetros não convergem, afetando diretamente o agrupamento de padrões de comportamento. Por essa razão, um único perfil de superfície pode ser analisado de diversas formas, e dependendo da metodologia empregada, as comparações ficam limitadas a uma mesma metodologia.

Ademais, cada areia possui seu perfil de superfície impresso ao contato com o concreto fresco, que com aumento da tensão confinante aumenta a amplitude, sendo esse mais pronunciado com o aumento do diâmetro efetivo. Além disto, foi observada uma relação linear de aumento da rugosidade média com o aumento do diâmetro efetivo dos grãos.

Quanto às resistências de pico, após o fim do processo de endurecimento do concreto (6h), essas são mobilizadas para deslocamentos horizontais iguais ou inferiores aos necessários para mobilização das resistências de pico na areia. Padrão atribuído ao processo de endurecimento do concreto e hidratação do cimento, que gera restrição de movimento dos grãos de areia na interface areia-concreto, uma vez que as ligações se tornam mais resistentes e que parte das partículas de areia ficam presas ao concreto. Além disso, foi observada uma maior tendência dilatante para os ensaios de interfaces entre Ottawa graded e concreto que aquele observado para Araquari e concreto, comportamento atribuído ao tamanho das partículas.

Quanto às envoltórias de pico e residual, observou-se uma tendência de aumento de suas inclinações com o aumento do tempo de cura da interface, que refletem em aumento dos ângulos de atrito, em ambas as areias. Conclui-se que uma das possíveis implicações de projeto decorrente dos efeitos de tempo de cura, seria a consideração de resistências variáveis para a interface solo- concreto no cálculo das tensões residuais, ao menos para pequenos tempos após à concretagem e que dependem do deslocamento imposto, em consonância a pesquisas realizadas em concretos de baixa idade.

Por fim, quando comparados padrões de comportamento de estudos anteriores de estacas cravadas em concreto, foram observados valores das relações entre ângulos de atrito para diferentes medidas de rugosidade que variam de 0,8 a 1, sem comportamento padronizado. Mostrando que mesmo com uma extensa faixa de valores de rugosidade as relações de ângulos de atrito residuais são praticamente constantes, o que diverge dos resultados de outros autores em outros materiais.

Já para estacas escavadas, foi apresentado que as relações de ângulos de atrito são sempre superiores às mensuradas em estacas cravadas para uma mesma rugosidade (independentemente da medida de rugosidade - R_n ou R_a/d_{50}), e que variam consideravelmente com as tensões confinantes. Além disto, após o processo de endurecimento, esses valores são próximos ou maiores a 1, concluindo assim que caso ocorra uma ruptura, ela ocorrerá em um ponto afastado da interface, na areia.

Dado o exposto, concluiu-se que em uma estaca cravada, deve-se penalizar o ângulo de atrito da interface, e em uma estaca escavada, deve-se utilizar o ângulo de atrito crítico da areia como ângulo de atrito da interface. E ainda que, no que se refere a tensões residuais, para

pequeníssimas idades, o ângulo de atrito na interface pode ser menor que o ângulo de atrito no estado crítico do solo. Após o início do processo de endurecimento, a ruptura se dará sempre pelo solo e não mais pela interface.

8.1.3 Interpretação da prova de carga

Após as contribuições no entendimento do comportamento de interfaces, os conceitos foram aplicados na interpretação da prova de carga da estaca ET02 do Campo Experimental de Araquari, focado aos mecanismos de transferência de carga da estaca.

Em geral, em Araquari têm-se um perfil estratigráfico bem homogêneo, predominantemente constituído de uma areia fina considerando o perfil até 16m, profundidade de avaliação do atrito lateral da estaca. Referindo-se à densidade das camadas, a mais superficial, até 4 m, apresenta-se mais fofa (densidade relativa em torno de 40%), seguida de uma camada densa entre 4 e 11 m. Após 11 m e até 15 m, apresenta densidade fofa. Os ângulos de atrito considerados para as camadas fofas foram os mesmos ângulos de atrito no estado crítico atribuídos para as camadas mais densas.

Quanto ao diâmetro da estaca, foram realizadas considerações para os relatórios de execução e ensaios de integridade. Sendo então considerados até 3 m de profundidade que a estaca apresentava um diâmetro efetivo de 0,95 m e para as demais profundidades 0,73 m. Ressalta-se que, para uma melhor definição dos diâmetros dessa estaca, uma exumação parcial é sugerida.

Quanto ao comportamento geral da prova de carga, sem consideração de tensões residuais, esse se mostrou condizente e representativo com o padrão esperado. A parcela de atrito lateral, o resultado da prova de carga apresentou coerência com o comportamento da estratigrafia local, uma vez que existe uma camada mais resistente entre as cotas 4m e 11m. Foi observado que mesmo com pequenas deformações o atrito lateral passou a ser mobilizado. E ainda, que o atrito lateral unitário inicia seu esgotamento por volta de 40 mm do deslocamento do topo, enquanto a ponta atinge sua mobilização máxima a pouco menos de 20 mm de deslocamento. Constatou-se também, que a parcela de resistência de ponta representa apenas 4,5% da carga total aplicada, uma vez que se trata de uma estaca flutuante.

Quanto aos parâmetros de projeto, sem consideração das tensões residuais, assim como observado em Sestrem (2018), os valores de k_s foram superiores a 1. Destaca-se valores de k_s

de 1,6 para a camada mais superficial, valor inferior àqueles observados para as camadas entre N2 e N3, e N3 e N4, 2,31 e 2,13 respectivamente. Tendo em vista os aspectos observados, sugere-se uma relação da densidade relativa e altos valores de k_s . E, por fim, quando relacionados o coeficiente de empuxo após a instalação e o coeficiente de empuxo ao repouso (k_s/k_0) observam-se valores praticamente constantes com a profundidade.

Quanto à avaliação da influência de tensões residuais geradas pelo processo de cura do concreto, foram avaliados não apenas a consideração do zero inicial a partir do pico de temperatura, mas também dois outros tempos “zero” referentes a 7 horas e 10 horas após o final da concretagem. Conclui-se que a consideração do tempo zero de cura antes do pico ou no pico tem pouca influência no comportamento geral da capacidade de carga final.

Mesmo com a consideração de tensões prévias ao início da prova de carga, a distribuição de carga sofre variações em torno de até 10% da carga total aplicada no topo da estaca, conclusão que também corrobora com os trabalhos numéricos discutidos. Sendo então observado que o maior impacto das tensões residuais está na distribuição do atrito lateral, principalmente nos níveis junto ao topo e base da estaca, que apresentaram as maiores variações de deformação após o processo de cura.

Quanto à influência de tensões residuais nos parâmetros de projeto, uma vez que as tensões residuais influenciaram no atrito lateral ao longo do fuste da estaca, os valores de k_s também apresentaram variação. Destacou-se que todos os valores encontrados de k_s , compreenderam a condição física de que $k_0 < k_s$. Por fim, a partir dos resultados apresentados, conclui-se que quanto maior a deformação no nível instrumentado prévio ao início da prova de carga, maior será o valor de k_s , o que é justificado pelo significado físico do parâmetro, que avalia o quanto o estado do solo foi modificado durante a execução de uma estaca.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o desenvolvimento desta pesquisa, foram alcançadas conclusões importantes para o desenvolvimento e avanço dos estudos sobre o tema. Como parte deste processo, questões foram levantadas após a avaliação deste trabalho e compõe as sugestões para sequência desta pesquisa. Dessa forma são pontuadas sugestões a seguir.

Exumação parcial das estacas, de modo a confirmar as variações na geometria interpretadas, com base nos dados disponíveis ao longo da presente pesquisa.

Avaliação do comportamento de areias com diâmetros e morfologia distintos aos desta pesquisa, de modo a aumentar as avaliações de padrão de comportamento, adotando de análise estatística.

Aplicação dos resultados em modelos numéricos para análise de tensões residuais, baseados na variação do ângulo de atrito da interface e do tempo.

Avaliação da influência do histórico de tensões em interfaces entre areia e concreto, realizando um pré carregamento e posterior descarregamento previamente à execução do ensaio.

Avaliação da influência de escala em ensaios de interface, aumentando as caixas de cisalhamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALTAEE, A., FELLENIUS, B.H., EVGIN, E. Axial load transfer for piles in sand. I: Tests on an instrumented precast pile. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, n.1, p. 11-20, 1992

ALTAEE, A., FELLENIUS, B.H., EVGIN, E. Axial load transfer for piles in sand. III: Load transfer for piles in sand and the critical depth. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 30, n. 3, p. 455 - 463, 1993.

ALTUHAFI, F; O’SULLIVAN, C.; CAVARRETTA, I. Analysis of an image-based method to quantify the size and shape of sand particles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 139, p. 1290-1307, 2013.

ALVES, D.F. (2016). **Previsões do Comportamento Carga-Recalque de estaca escavada com polímero**. 190 f. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2016.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-318-14**: Building code requirements for structural. ACI, 2004.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D-3080-98**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. ASTM, 1998.

_____. **ASTM-D7181-11**: Standard test method for consolidated drained triaxial compression test for soils. ASTM, 2011.

_____. **ASTM-D1143-13**: Standard test methods for deep foundations under static axial compressive load. ASTM, 2013.

_____. **ASTM- D6760-14**: Standard test method for integrity testing of concrete deep foundations by ultrasonic crosshole testing. ASTM, 2014.

_____. **ASTM- D5882-16**: Standard test method for low strain impact integrity testing of deep foundations, ASTM, 2016 a.

_____. **ASTM-D4253-16**: Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. ASTM, 2016 b.

_____. **ASTM-D4254-16**: Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. ASTM, 2016 c.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE - API, (2002). **Recommended practice for planning, designing and constructing offshore platforms**, API RP 2^a, 21st edition.

ANUSIC, I., LEHANE, B.M., EIKSUND, C.R., LIINGAARD, M.A. Evaluation effects on set-up of field displacement piles in sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 56, n. 4, p. 461 - 472, 2018.

ANDRIANOPOULOS, K.I., BOUCKOVALAS, G.D., PAPADIMITRIOU, A.G. A critical

state of fines effect on liquefaction potential. International **Conferences** on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, s. 3, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, **NBR 12131/2006**: Estacas – prova de carga estática – método de ensaio, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, **NBR 6122/2010**: Projeto e execução de fundações, Rio de Janeiro, 2010.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, **NBR 6458/2017**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água – Anexo B. Rio de Janeiro, 2017.

BAKER, C.N., PARK, G., BRAID, J-L, DRUMRIGHT, E.E., AND MENSAH, F. (1993). **Drilled shafts for bridge foundations**. Federal Highway Administration, FHWA, Washington, Report No. FHWA-RD-92-004, 335 p.

BALGNOLD, R.A. The shearing and dilation of dry sand and the singing mechanism. **Proceedings** of the Royal Society of London. A. Mathematical and Physical Sciences, v. 295, n. 1441, p. 219-232, 1966.

BARMPOPOULOS, I.H.; HO, T.Y.K.; JARDINE, R.J.; ANH-MINH, N. The large displacement shear characteristics of granular media against concrete and steel interfaces. **Proceedings** of the Research Symposium on Characterization and Behavior of Interfaces, Atlanta, GA, p. 16–23, 2008.

BEEK, A. V. **Dielectric Properties of Young Concrete: Non-destructive dielectric sensor for monitoring the strength development of young concrete**. 196 f. Tese (Doutorado), Technische Universiteit Delft, Amsterdam, 2000.

BEEN, K.; JEFFERIES, G. A state parameter for sands. **Géotechnique**, v. 35, n. 2, p. 99-112, 1985.

BELINCANTA, A. **Avaliação dos fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT**. 315 f. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1998.

BISHOP, A.W.; GREEN, G.E.; CARGA, V.K.; ANDRESEN, A.; BROWN, J.D. A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength. **Géotechnique**, v. 21, n. 4, p. 273-328, 1971.

BOLTON, M.D. The strength and dilatancy of sands. **Géotechnique**, v. 36, n. 1, pp. 65-78, 1986.

BORGES, A.B. Análise dos efeitos das tensões residuais em estacas escavadas: abordagem computacional. 126f. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2019.

BOULON, M. Basic features of soil structure interface behaviour. **Computers and Geotechnics**, v. 7, p. 115-131, 1989.

BRANT, J.R.T. **Behaviour of soil-concrete interfaces**. Edmonton, 1985. 597 p. Tese (Ph.D.) – The University of Alberta.

BRASFOND F178 R1. **Relatório de execução das estacas escavadas ET04, ET02 e ET06 no campo experimental de Araquari**, 2015.

BRUMUND, W.; LEONARDS, G. Experimental Study of Static and Dynamic Friction Between Sand and Typical Construction Materials. **Journal of Testing and Evaluation**, v. 1, n. 2, p. 162-165, 1973.

BURLAND, J. B. Shaft friction of piles in clay. *Ground Engineering*, v. 6, n. 3, p. 30–42, 1973.

CAVALCANTE, E.H., GIACHETI, H.L., DANZIGER, F.A.B., COUTINHO, R.Q. Campos experimentais brasileiros. **Proceedings** of XXIII Congresso brasileiro de Mecânica dos solos e engenharia geotécnica. Anais..., 21-25 agosto 2006, Curitiba.

CHO, G.; DODDS, J.; SANTAMARINA, J.C. Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering**, v. 132, n. 5, p. 591-602, 2006.

CINTRA, J.C, AOKI, N. ALBIERO, J.H. Fundações diretas: projeto geotécnico, Oficina de textos, 50p., 2012.

COOP, M. R.; SORENSEN, K. K.; BODAS FREITAS, T.; GEORGOUTSOS, G. Particle breakage during shearing of a carbonate sand. **Geotechnique**, v. 54, n. 3, p. 157–163, 2004.

CORTE, M.B. **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaio Simple Shear**. 2016. 177 f. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2016.

DE MELLO, V.F.B. The standard penetration test. **Proceeding** of 4th Panamerican Conference on soil mechanics and foundation engineering, Jun 1971, v. 1, pp 1-86, Puerto Rico.

DÉCOURT, L (1989). The standard penetration test. State-of-art report. **Proceeding** of the XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2405-2416.

DESAI, C.S.; DRUMM, E.C.; ZAMAN, M. M. Cyclic Testing and Modeling Of Interfaces. **Journal Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 6, p. 793-815, 1985.

DIETZ, M.; LINGS, M. Postpeak strength of interface in a stress-dilatancy framework. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering**, v. 132, n. 11, p. 1474-1484, 2006.

DIYALJEE, V. Discussion of “Effects of Interface Roughness, particle geometry, and gradation on the sand-steel interface friction angle”. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 145, n. 11, p. 07019016-1-2, 2019.

DONA, A. D.; FERRARI, A.; LALOU, L. Experimental investigations of the soil–concrete

interface: physical mechanisms, cyclic mobilization, and behaviour at different temperatures. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, n. 04, p. 659-672, 2015.

DOVE, J. E.; JARRET, B. Behavior of Dilative Sand Interfaces in a Geotribology Framework. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 1, p. 25-37, 2002.

EUROCODE 7. **Geotechnical design**. Part 3: Design assisted by field testing. European Commission, 2007.

FAKHARIAN, K.; EVGIN, E. Cyclic simply-shear behaviour of sand-steel interfaces under constant normal stiffness condition. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 123, n. 12, p. 1096-1105, 1997.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Fib Model code for concrete structures 2010**. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 436 p., FIB, 2013.

FELLENIOUS, B.H. Tangent modulus of piles determined from strain data. The American Society of Civil Engineers, Geotechnical Engineering division, **Anais do 1989 Foundation Congress**, v. 1, p. 500-510, 1989.

FELLENIOUS, B. H.; ALTAEE, A. A. The critical depth – How it came into being and why it does not exist. Reply to Discussion. **Geotechnical Engineering Journal**, v. 119, n. 4, n. p. 244–245, 1996.

FELLENIOUS, B.H.; ALTAEE, A. Pile Dynamics in Geotechnical Practice — Six Case Histories. **Proceedings of ASCE International Deep Foundation Congress, An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance**, Orlando Florida, 14-16 fevereiro, v. 1, p. 619-631, 2002.

FELLENIOUS, B.H. Determining the resistance distribution in piles, part 1: notes on shift of no-load reading and residual load. **Geotechnical news magazine**, v.20, n.2, p. 35-38, 2002.

FELLENIOUS, B.H.; SIEGEL, T.C.S. Pile drag load and downdrag in a liquefaction event. **Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**, v. 134, n. 9, p. 1412-1416, 2008.

FELLENIOUS, B.H. Critical assessment of pile modulus determination methods. Discussion. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 49, n. 5, p. 614-621, 2012.

FELLENIOUS, B.H., 2014. *Response to Load for Four Different Bored Piles*. **Proceedings of the DFI-EFFC International Conference on Piling and Deep Foundations**, Stockholm, May 21-23, pp. 99-120.

FELLENIOUS, B. H. Static tests on instrumented piles affected by residual load. **Journal of the Deep Foundation Institute**, v. 9, n. 1, p. 11–20, 2015.

FELLENIOUS, B.H. **Basics of foundation design**. Pile Buck International, Inc., Vero Beach, FL, Electronic Edition, www.Fellenius.net, 466 p., 2018.

FELLENIOUS, B.H. **Basics of foundation design**. Electronic Edition, British Columbia, Canada, www.Fellenius.net, 529 p., 2020.

FERREIRA, T.; RASBAND, W. **The imageJ user guide 1.44**. 2011. U. S. National Institutes of Health, Bethesda, Maryland, USA, Disponível em: <http://imagej.nih.gov/ij/docs/guide>.

FIORAVANTE, V.; GHIONNA, V.N.; PEDRONI, S.; PORCINO, D. A constant normal stiffness direct shear box for soil-solid interface tests. **Rivista Italiana di Geotecnica**, v. 03, p. 7-22, 1999.

FIORAVANTE, V. On the shaft friction modelling of Non-displacement piles in sand. **Soils and Foundations**, v. 42, n. 2, p. 23-33, 2002.

FISG, F. I. S. G. **Resultados de ensaio** de cone do campo experimental de Araquari [s.l: s.n.], 2015.

FISG, F. I. S. G. **Relatório de ensaios** de integridade - PIT e Cross Hole das estacas do campo experimental de Araquari. [s.l: s.n.], 2015.

FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. **Piling Engineering**. 3 ed., Taylor & Francis. 407 p., 2009.

FLYNN, K.N., MCCABE, B.A. AND EGAN, D. (2012) Residual load development in cast in place piles - a review and a new case history IS Kanazawa. **Proceedings** of 9th International Conference on Testing and Design Methods for Deep Foundations Kanazawa, Japan, 2012.

FROST, J.D.; DEJONG, J.T.; RECALDE, M. Shear failure behavior of granular–continuum interfaces. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 69, p. 2029-2048, 2002.

FROST, J.D.; HEBELER, G.L.; EVANS, T.M.; DEJONG, J.T. Interface Behaviour of granular Soils. **Proceedings** of the Ninth Biennial International Conference on Engineering, Construction, and Operations in Challenging Environments, Texas, p. 65-72, 2004.

FROST, J.D.; DEJONG, J.T. In situ Assessment of role of surface roughness on interface response. **Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**, v. 131, n. 4, p. 498-511, 2005.

FUGRO IN SITU GEOTECNIA. **Relatório de ensaio**: prova de carga estática da estaca escavada ET02 no campo experimental de Araquari, 2015.

FUGRO IN SITU GEOTECNIA. **Relatório de ensaio**: ensaio de integridade em estacas (CSL e PIT) na estaca escavada ET02, 2015.

GADELMAWLA, E.S.; KOURA, M.M.; MAKSOUD, T.M.A.; ELEWA, I.M.; SOLIMAN, H.H. Roughness parameters. **Journal of Materials processing technology**, v. 123, p. 133-145, 2002.

GAVIN, K.G.; GALLAGHER, D. **Development of shaft friction on driven piles in sand and clay**. Geotechnical Society of the Institution of Civil Engineers of Ireland, 4 outubro, 2005.

GEOKON, 2013. Installation **Manual** Models 4911A/4911 VW Rebar Strain Meters. Disponível em: http://www.geokon.com/content/manuals/4911-4911A_Rebar_Strainmeters_

(Sisterbars).pdf

HAN, F.; GANJU, E.; SALGADO, R.; PREZZI, M. Effects of interface roughness, particle geometry, and gradation on the sand-steel interface friction angle. **Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**, v. 144, n. 12, p. 04018096-1-12, 2018.

HAN, F.; GANJU, E.; SALGADO, R.; PREZZI, M. Closure to “Effects of interface roughness, particle geometry, and gradation on the sand-steel interface friction angle”. **Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**, v. 145, n. 11, p. 07019017-1-3, 2019.

HANIFAH, A. A. & KAI, L. S. *Application of Global Strain Extensometer (Glostrext) Method for Instrumented Bored Piles In Malaysia*. 10th International **Conference** on Piling and Deep Foundations, 31st May – 2nd June 2006, Amsterdam.

HAREHDASHT, S.A.; KARRAY, M.; HUSSIEN, M.N.; ROUBTSOVA, V.; CHEKIREN, M. The effect of grain size distribution on the shear strength- dilation relation of granular material. In: **Six International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials**, Argentina, 2015.

HAREHDASHT, S.A.; HUSSIEN, M.N.; KARRAY, M.; ROUBTSOVA, V.; CHEKIREN, M. Influence of particle size and gradation on shear strength-dilation relation of granular materials. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 56, n. 02, p. 208-227, 2019.

HATANAKA, M. & USHIDA, A. *Empirical Correlation Between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of sandy soils*. **Soils and Foundations**, Vol. 36, No. 4, pp. 1-9, 1996.

HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing**, v.3, West Sussex: John Wiley & Sons, 1998.

HERLE, I.; GUDEHUS, G. Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. **Mechanics of cohesive – frictional materials**, v. 4, p. 461-486, 1999.

HO, T.Y.K.; JARDINE, R.J.; ANH-MINH, N. Large-displacement interface shear between steel and granular media. **Géotechnique**, v. 61, n. 3, p. 221-234, 2011.

HOLLOWAY, D.M., CLOUGH, G.W., VESIC, A.S. The effects of residual driving stress on pile performance under axial loads. **Offshore Technology Conference**, Houston, TX, 8-11 maio, 1978.

HORN FILHO, N. O.; (2013). Setorização da Província Costeira de Santa Catarina em base aos aspectos geológicos, geomorfológicos e geográficos. **Geosul**: revista do Departamento de Geociências / Universidade Federal de Santa Catarina. Centro de Filosofia e Ciências Humanas. Geosul, Florianópolis, v.18, n.35, p. 71-98, jan./jun. 2013.

HUNTER, A. H. & DAVISSON, M. T., Measurements of Pile Load Transfer, **Performance of Deep Foundations**, American Society for Testing and Materials, ASTM STP 444, p. 106-117, 1969.

JAKY, J. *The coefficient of Earth pressure at rest*. **Journal of the society of Hungarian**

Architects and Engineers, Vol. 7, pp. 355-358 (1944).

JARDINE, R.J.; LEHANE, B.M.; EVERTON, S.J. Friction Coefficients for Piles in Sands and Silts. **Offshore Site Investigation and Foundation Behavior**, v. 28, p. 661-677, 1993.

JARDINE R.J. & CHOW, F.C. **New design methods for offshore piles**. The Marine Technology Directorate Ltd, London, 48 p. 1996.

JARDINE, J., CHOW, F., OVERY, R., AND STANDING, J. **ICP design method for driven piles in sands and clays**. Thomas Telford Publishing Ltd., London, 105 p, 2005.

JENNINGS, H.; KROPP, J., SCRIVENER, K. The modelling of microstructure and its potential for studying transport and durability. Springer-Science+Business Media, B.V., França. 554 f., 1994.

JIN, Z.; YANG, Q.; LIU, J.; CHEN, C. Concrete-sand Interface in Direct Shear Tests. **Proceedings** of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering, pp. 542–545, 2018.

KIM, S.R., CHUNG, S.G., FELLENIUS, B.H. Distribution of residual load and true shaft resistance for a driven instrumented test pile. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 4, p. 583-598, 2011.

KISHIDA, H.; UESUGI, M. Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus. **Géotechnique**, v. 37, n. 1, p. 45-52, 1987.

KNAPPETT, J.A.; CRAIG, R.F. **Craig's soil mechanics**, 7 ed. Nova York: Spon Press, 2012.

KRUMBEIN, W.C. Measurement and Geological Significance of Shape and roundness of sedimentary particles. **Journal of sedimentary petrology**, v. 11, n. 2, p. 64-72, 1941.

KRUMBEIN, W.C., SLOSS, L.L. **Stratigraphy and Sedimentation**. W. H. Freeman and company, 1ª edição, San Francisco. 660 p., 1951.

KULHAWY, F.H; PETERSON, M.S. Behavior of sand-concrete interfaces. **Proceedings** of The Sixth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Anais..., 2-7 dezembro 1979, Lima.

KULHAWY, F.H. & MAYNE, P.W. **Manual** on estimating soil properties for foundation design. United States: N. p., 1990.

KULHAWY, F. H. Drilled Shaft Foundations. In: **Foundation Engineering Handbook SE**, Boston, MA: Springer US, p. 537–552, 1991.

KULHAWY, F. H.; CHEN, J.- Discussion of "Drilled Shaft Side Friction in Gravel Soils" by Kyle M Rollins, Robert J. Clayton, Rodney C. Mikesell and Bradford C. Blaise. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 10, p. 1325–1328, 2007.

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. 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. Cha and Marshall

- L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 715-731, 1988.
- LADD, R.S. Preparing Test Specimens Using Undercompaction. **Geotechnical Testing Journal**, v. 1, n. 1, p. 16-23, 1978.
- LAM, C.; JEFFERIS, S.; MARTIN, C.M. Effects of polymer and bentonite support fluids on concrete–sand interface shear strength. **Géotechnique**, v. 64, n. 1, p. 28-39, 2014.
- LAVALLE, L. V. A. **Estudo da interação solo - concreto das estacas escavadas do campo experimental de Araquari**. 2017. 137 f. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2017.
- LEHANE, B.M.; JARDINE, R.J.; BOND, A.J.; FRANK, R. Mechanisms of Shaft Friction in Sand from Instrumented Pile Tests, **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 1, p. 19-35, 1993.
- LEHANE, B. M. Relationships between axial capacity and CPT q_c for bored piles in sand. 5th International Symposium on Deep Foundations on Bored and Auger Piles (BAP V). **Anais...**, 2009.
- LEMOS, L.J.L. **Rate Effects on Residual Strength**. Londres, 1986. 597 p. Tese (Ph.D.) – The University of London.
- LI, Y.K.; HAN, X.L.; JI, J.; FU, D.L.; QIU, Y.K, DAI, B.C.; LIN, C. Behavior of Interfaces between Granular Soil and Structure: A State-of-the-art Review. **The open civil Engineering Journal**, v. 9, p. 213-223, 2015.
- LINGS, M. L.; DIETLZ, M. S. An improved direct shear apparatus for sand. **Géotechnique**, v. 54, n. 4, p. 245-256, 2004.
- LINGS, M. L.; DIETLZ, M. S. The peak strenght of sand-steel interfaces and the role of dilation. **Soils and Foundations**, v. 45, n. 6, p. 1-14, 2005.
- LOUKIDIS, D. & SALGADO, R. *Analysis of the shaft resistance of non-displacement piles in sand*. **Geotechnique**, Vol. 58, No. 4, 2008, pp. 283–296.
- LU, Y. ZHANG, J., LI, Z. Study on hydration process of early-age concrete using embedded active acoustic and non-contact complex resistivity methods. **Construction and Building Materials**, v. 46, p. 183-192, 2013.
- MARTINEZ, A., FROST, J.D., The influence of surface roughness form on the strength of sand–structure interfaces. **Géotechnique Letters**, v. 7, p. 1-8, 2017.
- MARTO, A., TAN, C.S., MAKHTAR, A.M., PAKIR, F., CHONG, S.Y. Effect of fines content on critical state parameters of sand matrix soils. AIP Conference **Proceedings** 1755, 2016.
- MASCARUCCI, Y.; MANDOLINI, A.; MILIZIANO, S. Effects of residual stresses on shaft friction of bored cast in situ piles in sand. **Journal of Geo-Engineering Sciences**, v. 1, p. 37–51, 2013.

MAYNE, P.W. Undisturbed sand strength from seismic cone tests. The 2nd James K. Mitchell Lecture. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol.1, No. 4, 2006, pp. 239-258.

MEHTA, P.K. & MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. IBRACON, São Paulo, 2014.

MEYERHOF, G.G., 1976. *Bearing capacity and settlement of pile foundations*. The Eleventh Terzaghi Lecture. **ASCE Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 102, No. GT3, 1976, pp. 195-228

MORA, C.F.; KWAN, A.K.H. Sphericity, shape factor, and convexity measurement of coarse aggregate for concrete using digital image processing. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 351-358, 2000.

MORTARA, G. **An elastoplastic model for sand-structure interface behaviour under monotonic and cyclic loading**. Torino, 2001. 252 p. Tese (Ph.D.) – Politecnico di Torino.

NARDELLI, A.; CACCIARI, P.P.; FUTAI, M.M. Resistência da Interface Areia-Concreto. In: **XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, anais..., 28 agosto – 01 setembro 2018, Salvador.

NARDELLI, A.; CACCIARI, P.P.; FUTAI, M.M. Sand-concrete interface response: The role of surface texture and confinement conditions. **Soils and Foundations**, v. 59, p. 1675-1694, 2019.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. 5^a ed., Bookman editora, Porto Alegre, 2016.

NIENOV, F. A. **Desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro em solo arenoso sob carregamento vertical**. 2016. 267 f. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2016.

NORDLUND, R. L. Bearing capacity of piles in cohesionless soils. **ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 89, n. SM3, p. 1–35, 1963.

NOTTINGHAM, L.C., (1975). **Use of quasi-static friction cone penetrometer data to predict capacity of displacement piles**. Ph.D. thesis, Dept of Civil Engineering, Univ. of Florida, 553 p.

ODA, M.; KASAMA, H. Microstructure of Shear bands and its relation to the mechanisms of dilatancy and failure of dense granular soils. **Géotechnique**, v. 48, n. 4, p. 465-481, 1998.

ODEBRECHT, E., (2003). **Medidas de energia no ensaio SPT**. 232 f. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2003.

O'NEILL, M.W. Side resistance in piles and drilled shafts. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE**, v. 127, p. 3-16, 2001.

PAIK, K. SALGADO, R., LEE, J. KIM, B. Behaviour of open- and closed- ended piles driven

into sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 129, n. 4 p. 296-306, 2003.

PAIKOWSKY, S.G. **A Static Evaluation of Soil Plug Behavior With Application to The Pile Plugging Problem**. Cambridge, 1989, 523 p. Tese (Ph.D.) - Massachusetts Institute of Technology.

PAIKOWSKY, S. G., PLAYER. C. M., AND CONNORS, E J., A Dual Interface Apparatus for Testing Unrestricted Friction of Soil Along Solid Surfaces, **Geotechnical Testing Journal**, v. 18, n. 2, p. 168-193, 1995.

PENNINGTON, D.S. Cracked? Exploring post-construction evidence in the interpretation of trial pile data. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, v. 113, p. 132-143, 1995.

PEREIRA, D. A. **Análise de provas de carga estática instrumentadas em estacas escavadas em areia**. 2016. 217 f. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia de construção Civil da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 2016.

PETTIJOHN, F.J. **Sedimentary Rocks**. 2 ed. Nova York: Harper & Brothers, 1957.

PORCINO, D., FIORAVANTE, V., GHIONNA, V.N., PEDRONI, S. Interface Behavior of Sands from Constant Normal Stiffness Direct Shear Tests. **Geotechnical Testing Journal**, v. 26, n. 3, p.289-301, 2003.

POTYONDY, J. G. Skin friction between various soils and construction materials. **Geotechnique Journal**, v. 11, n. 4, p. 339-355, 1961.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York: John Wiley. 410p, 1980.

POULOS, H.G. Analysis of residual stress effects in piles. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 113, n. 3 p. 216-229, 1987.

POWERS, M.C. A new Roundness scale for sedimentary particles. **Journal of Sedimentary Petrology**, v. 23, n. 2, p. 117-119, 1953.

PYE, K. **Geological and Soil evidence: Forensic Applications**. CRC Press, Nova York. 342p, 2007.

RAMIREZ, J., BARRERO, A.R., CHEN, L., DASHTI, S., GHOFRANI, A., TAIEBAT, M., ARDUINO, P. Site Response in a Layered Liquefiable Deposit: Evaluation of Different Numerical Tools and Methodologies with Centrifuge Experimental Results. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 144, n. 10, p. 04018073-1-22, 2003.

REDDY, E. S., CHAPMAN, D.N., O'REILLY, M. Design and Performance of Soil-Pile-Slip Test Apparatus for Tension Piles. **Geotechnical Testing Journal**, v. 21, n. 2, p. 132-139, 1998.

REDDY, E. S., CHAPMAN, D. N., AND SASTRY, V. V. R. N., Direct Shear Interface Test

for Shaft Capacity of Piles in Sand. **Geotechnical Testing Journal**, v. 23, n. 2, p. 199–205, 2000.

RIEKE R.D. & CROWSER, J.C. Interpretation of piles load test considering residual stresses. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 113, n. 4, p. 320-334, 1987.

RILEY, N.A. Projection Sphericity. **Journal of Sedimentary Petrology**, v. 11, n. 2, p. 94-97, 1941.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**. 6th. ed. [s.l: s.n.], 2010.

ROLLINS, K.M., CLAYTON, R.J., MIKESELL, R.C. BLAISE, B.C. *Drilled Shaft Side Friction in Gravelly Soils*. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol. 131, No. 8, 2005, pp. 987-1003.

ROWE, P.W. The Relation Between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Shear. **Géotechnique**, v. 19, n. 1, p. 75-86, 1969.

RUSSELL, R.D.; TAYLOR, R.E. Roundness and shape of Mississippi river sands. **The Journal of Geology**, v. 45, n. 3, 1937.

SADREKARIMI, A.; OLSON, S. M. Critical state friction angle of sands. **Géotechnique** v. 61, n. 9, p. 771-783, 2011.

SALGADO, R. (2006). *The role of analysis in pile design. Cap em Modern Trends in Geomechanics*, Wei Wu e H-S. YU (editores), springer proc. Physics, vol. 106, pp. 521-540.

SALGADO, R. **The engineering of foundations**. McGraw-Hill. 849p, 2008.

SAMANTHA, M.; PUNETHA, P.; SHARMA, M. Effect of roughness on interface shear behavior of sand with steel and concrete surface. **Geomechanics and Engineering**, v. 14, n. 4, p. 387-398, 2017.

SANTAMARINA, J.C.; CHO, G.C. Determination of critical state parameters in sandy soils – simple procedure. **Geotechnical Testing Journal**, v. 24, n. 2, p. 185-192, 2001.

SANTAMARINA, J.C.; CHO, G.C. Soil Behavior: The role of particle shape. The Skempton conference: **Proceedings** of a three-day conference on advances in geotechnical engineering, 29–31 março, 2004, Londres.

SANTOS, A.P.S.; CONSOLI, N.C.; BAUDET, B.A. The mechanics of fiber-reinforced sand. **Géotechnique** v. 60, n. 10, p. 791-799, 2010.

SANTOS, S. B. D., BITTENCOURT, R. M., GRAÇA, N. G. **Efeito da Temperatura sobre o Concreto**. Concreto: Ciência e Tecnologia. 1a ed. IBRACON, São Paulo, v. I. Cap. 20, p. 705-731, 2011.

SCHMERTMANN, J.H. and SCHMERTMANN, C.P., 2012. *"Testing and Remediation Observational Method for the Design and Construction of Pile Foundations."* The Role of Full-

Scale Testing in Foundation Design, **ASCE Geotechnical Special Publication**, Ed. by M.H. Hussein, R.D. Holtz, K.R. Massarsch, and G.E. Likins, GSP 227, pp. 349 -361.

SCHNAID, F., SESTREM, L. P., ODEBRECHT, E. Shaft resistance from full scale instrumented large diameter bored pile load test at the Araquari Sand Testing Site, **Submitted to Geotechnique**, 2020.

SESTREM, L.P. (2018). **Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas**. 265f. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2018.

SIMONI, A.; HOUSLBY, G.T. The direct shear strength and dilatancy of sand-gravel mixtures. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 24, p. 523-549, 2006.

SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, v. 4, n. 4, 1954.

SKEMPTON, A.W. *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation*. **Géotechnique**, Vol. 36, No. 3, 1986, pp. 425-447.

STONE, K.J.L.; WOOD, D.M. Effects of Dilatancy and particle size observed in model tests on sand. **Soils and Foundations**, v. 32, n. 4, p. 43-57, 1992.

TABUCANON, J. T.; AIREY, D. W.; POULOS, H. G. Pile Skin Friction in Sands from Constant Normal Stiffness Tests. **Geotechnical Testing Journal**, v. 18, n. 3, p. 350-364, 1995.

TEHRANI, F.S.; HAN, F.; SALGADO, R.; PREZZI, M.; TOVAR, R.D.; CASTRO, A.G. Effect of surface roughness on the shaft resistance of non-displacement piles embedded in sand. **Géotechnique**, v. 66, n. 5, p. 386-400, 2016.

TOMLINSON, M.J. **Pile design and construction practice** – 4. Ed. Londres: E & FN Spon, 587 p., 1994.

TOMLINSON, M.J.; WOODWARD, J. **Pile design and construction practice** – 5. Ed. Londres: Taylor & Francis, 551p., 2008.

TOOLAN, F.E., LINGS, M.L., MIRZA, U.A. An appraisal of API RP2A Recommendations for determining skin friction of piles in sand. The effects of residual driving stress on pile performance under axial loads. Offshore Technology **Conference**, Houston, TX, 7-10 maio, 1990.

TOVAR-VALENCIA, R.D.; GALVIS-CASTRO, A.; SALGADO, R.; PREZZI, M. Effect of Surface Roughness on the Shaft Resistance of Displacement Model Piles in Sand, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 144, n. 3, p. 1-17, 2018.

UESUGI, M.; KISHIDA, H. (a) Influential Factors of friction between steel and dry sands. **Soils and foundations**, v. 26, n. 2, p. 33-46, 1986.

UESUGI, M.; KISHIDA, H. (b) Frictional Resistance at yield between dry sand and mild steel.

Soil and Foundations, v. 26, n. 4, p. 139-149, 1986.

UESUGI, M.; KISHIDA, H.; TSUBAKIHARA, Y. Behaviour of sand particles in sand-steel friction. **Soils and Foundations**, v. 28, n. 1, p. 107-118, 1988.

UESUGI, M.; KISHIDA, H.; UCHIKAWA, Y. Friction between dry sand concrete under monotonic and repeated loading. **Soils and Foundations**, v. 30, n. 1, p. 115-128, 1990.

VANGLA, P.; LATHA, G.M. Influence of particle size on the friction and interfacial shear strength of sands of similar morphology. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, v.1, n. 1, p. 1-6, 2015.

VESIC, A.B. Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. **Highway Research Board**, v. 39, p. 12-153, 1963.

VIPULANANDAN, C., GUVENER, O., MCCLELLAND, M. Monitoring the installation and curing of a large diameter ACIP pile in very dense sand, Geo-Denver 2007: new peaks in Geotechnics, Denver, Colorado, 18-21 fevereiro, 2007.

WADELL, H.A. Volume, Shape and Roundness of Rock Particles. **The Journal of Geology**, v. 40, p. 443-451, 1932.

WADELL, H.A. Sphericity and Roundness of Rock Particles. **The Journal of Geology**, v. 41, n. 3, p. 310-331, 1933.

WOOD, D.M. Geomaterials with changing grading: a route towards modelling. **Proceedings of the International Symposium on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media. Geomechanics and geotechnics of particulate media** (eds M. Hyodo, H. Murata, and Y. Nakata), pp. 313–325. Ube, Japão, 2006.

WROTH, C.P. The Interpretation of in Situ Soil Tests. **Géotechnique**, v. 34, n. 4, p. 449-489, 1984.

YANG, J.; LUO, D. The critical state friction angle of granular materials: does it depend on grading? **Acta Geotechnica**, v. 13, p. 535-547, 2018, 2018.

YOSHIMI, Y.; KISHIDA, T., A Ring Torsion Apparatus for Evaluating Friction Between Soil and Metal Surfaces, **Geotechnical Testing Journal**, v. 4, n. 4, p. 145-152, 1981.

ZHANG, G.; ZHANG, J. State of the art: Mechanical behavior of soil-structure interface. **Progress in Natural Science**, v. 19, p. 1187-1196, 2009.

ZHANG, L.M. & WANG, H. Development of residual forces in long driven piles in weathered soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 12, p. 1216-1228, 2007.

ZHAO, C.; YU, B.; ZAO, C. Experimental analysis on shear behavior of sand-concrete interface. **Applied Mechanics and Materials**, v. 204-208, p. 893-898, 2012.

ZHENG, J.; HRYCIW, R.D. Traditional soil particle sphericity, roundness and surface

roughness by computational geometry. **Géotechnique**, v. 65, n. 6, p. 494-506, 2015.

ZHONG-ZE, Y.; HONG, Z. A study of deformation in the interface between soil and concrete. **Computers and Geotechnics**

APÊNCIDE A

TABELAS COM MEDIDAS DAS PROPRIEDADES MORFOLÓGICAS DAS AREIAS DE ARAQUARI E OTTAWA GRADED

PROPRIEDADES MORFOLÓGICAS DA AREIA DE ARAQUARI

	Circularidade	AR	Arredondamento	Esfericidade
Araquari #10 #16	0,765	1,331	0,767	0,875
Araquari #16 #20	0,754	1,410	0,728	0,868
Araquari #20 #30	0,766	1,380	0,745	0,875
Araquari #30 #40	0,768	1,346	0,763	0,876
Araquari #40 #60	0,795	1,331	0,770	0,891
Araquari #60 #100	0,810	1,337	0,764	0,900
Araquari #100 #200	0,813	1,390	0,741	0,901
Araquari #200 PAN	0,808	1,495	0,698	0,895
Média	0,785	1,378	0,747	0,885

PROPRIEDADES MORFOLÓGICAS DA AREIA OTTAWA GRADED

	Circularidade	AR	Arredondamento	Esfericidade
Ottawa Graded #16 #20	0,848	1,224	0,819	0,921
Ottawa Graded #20 #30	0,858	1,214	0,830	0,926
Ottawa Graded #30 #40	0,847	1,243	0,811	0,920
Ottawa Graded #40 #60	0,829	1,297	0,784	0,910
Ottawa Graded #60 #100	0,826	1,351	0,758	0,909
Ottawa Graded #100 #200	0,833	1,358	0,754	0,912
Ottawa Graded #200 PAN	0,846	1,333	0,769	0,919
Média	0,841	1,289	0,789	0,917