

Universidade do Estado do Rio de Janeiro

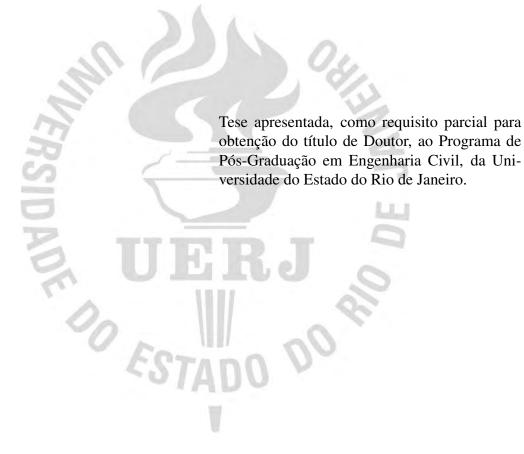
Centro de Tecnologia e Ciências Faculdade de Engenharia

Flávia Silva dos Santos

Método MASW na análise do melhoramento de solos com a técnica CPR Grouting

Flávia Silva dos Santos

Método MASW na análise do melhoramento de solos com a técnica CPR Grouting



Orientador: Prof.^a Dr.^a Ana Cristina Castro Fontenla Sieira

CATALOGAÇÃO NA FONTE UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S237 Santos, Flávia Silva dos.

Método MASW na análise do melhoramento de solos com a técnica CPR Grouting / Flávia Silva dos Santos. – 2022. 201f.

Orientadora: Ana Cristina de Castro Fontenla Sieira. Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Solos - Consolidação - Teses. 3. Geofísica - Teses. 4. Solos - Testes - Teses. 5. Mecânica do solo - Teses. I. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.131.3

Bibliotecária: Júlia Vieira - CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científico	os, a reprodução total ou parcial desta
tese, desde que citada a fonte.	
Assinatura	Data

Flávia Silva dos Santos

Método MASW na análise do melhoramento de solos com a técnica CPR Grouting

Tese apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Doutor, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

Aprovada em 29 de Agosto de 2022. Banca Examinadora:

> Prof.^a Dr.^a Ana Cristina Castro Fontenla Sieira (Orientador) Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Rogério Luiz Feijó Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Armando Prestes de Menezes Filho Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof.^a Dr.^a Michéle Dal Toé Casagrande Universidade de Brasília – UnB

Prof. Dr. André Pereira Lima Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais - PUC-MG

DEDICATÓRIA

Aos meus irmãos, Jean e Fernanda, pelo amor, pela coragem e pela eterna inspiração. Nos encontraremos.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela graça da vida.

À minha família, pelo apoio incondicional, carinho e amor com os quais sempre fui acolhida.

À pequena Serena, por me fazer sorrir e desejar um mundo melhor.

À minha amiga e orientadora Prof^a Ana Cristina, pela disposição, pelo estímulo e pela dedicação em todos os momentos.

Aos professores, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, durante toda minha jornada na UERJ.

 \grave{A} empresa Engegraut, pelo apoio e parceria fundamentais para a realização deste trabalho.

À CAPES pelo apoio financeiro.

A todos os que, de alguma forma, contribuíram para que este trabalho fosse realizado.



RESUMO

SANTOS, F.S.S. *Método MASW na análise do melhoramento de solos com a técnica CPR Grouting*. 2022. 201 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

Estudos que viabilizem a construção civil em áreas caracterizadas por solos argilosos moles têm sido cada vez mais frequentes e necessários em função da expansão urbana. A utilização de técnicas para o condicionamento dos solos é, muitas vezes, indispensável para a realização de obras em determinadas áreas. Em meio a essas novas tecnologias, destaca-se a Consolidação Profunda Radial, conhecida como CPR Grouting, técnica de geoenrijecimento de solos moles definida pela cravação de geodrenos verticais e posterior criação de bulbos expandidos sequencialmente de baixo para cima na camada de solo, com a finalidade de proporcionar o adensamento. A avaliação do grau de melhoramento de solos geoenrijecidos com ensaios convencionais mostra-se um desafio, uma vez que a técnica promove a criação de um solo homogêneo reforçado por inclusões rígidas descontínuas dificultando a realização de ensaios invasivos. Nesse contexto, a geofísica pode fornecer uma ferramenta flexível para a avaliação em macroescala da eficiência do grauteamento, relacionando o aumento da velocidade da onda de cisalhamento com o ganho de rigidez do solo. A natureza dispersiva das ondas de superfície pode ser explorada usando várias técnicas para obter um modelo de distribuição de velocidade de onda de cisalhamento em função da profundidade, uma destas técnicas é a Análise Multicanal de Ondas de Superfície (MASW), chamada comercialmente de Tomografia Sísmica por Imagem. O presente trabalho tem como objetivo a análise de três obras que apresentam um programa de ensaios de campo composto por sondagens, ensaios pressiométricos e ensaios sísmicos. Procurou-se avaliar a capacidade das tomografias sísmicas na detecção do nível de melhoramento de solos moles tratados com a técnica CPR Grouting associando correlações entre as tomografias sísmicas e os ensaios tradicionais de campo como o ensaio pressiômetricos e sondagens, além da composição da curva de degradação para os solos pesquisados. Informações de classificação de solos, velocidade de ondas cisalhantes (V_s) , resistência não drenada (S_u) e sondagens foram coletadas nos três locais de estudo. A reunião de todos os dados permitiu o estabelecimento de correlações entre valores de N_{SPT} x V_s e S_u x V_s . As propostas foram avaliadas e mostraram alto coeficiente de correlação e concordância com estudos internacionais. A análise entre V_s e (pressão limite efetiva) $p_{l'}$ não apresentou bons resultados. A avaliação do ganho de resistência foi positiva em todos os casos analisados, demonstrando o bom desempenho da técnica de melhoramento do solo e exibindo um ganho de resistência médio da ordem de 70%. Um comparativo fiel entre os locais não foi possível devido às diferentes configurações de aplicação da técnica, como espaçamento entre bulbos e malhas. Ainda assim, se pode inferir que os locais que mostraram melhor desempenho, maior ganho de resistência não drenada, foram aqueles em que a malha foi configurada em menor distância entre os drenos e menor espaçamento entre bulbos. Conclui-se que as variáveis impossibilitam o estabelecimento de um valor categórico para o ganho de resistência fomentado pela aplicação da técnica CPR Grouting, mas que os ensaios sísmicos conseguem capturar o grau de melhoramento do solo local levando em conta suas características específicas.

Palavras-chave: Engenharia Civil. CPR Grouting. MASW. Tomografia Sísmica por Imagem.

ABSTRACT

SANTOS, F.S.S. *MASW method in the analysis of soil improvement with the CPR Grouting technique*. 2022. 201 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

Studies that enable civil construction in areas characterized by soft clayey soils have been increasingly frequent and necessary due to urban expansion. The use of techniques for soil conditioning is, many times, indispensable for the accomplishment of constructions in certain areas. In the midst of these new technologies, the Radial Deep Consolidation, known as CPR Grouting, stands out, a technique of stiffening of soft soils defined by the driving of vertical geodrains and subsequent creation of bulbs sequentially expanded from bottom to top in the soil layer, with the purpose of providing the consolidation. The evaluation of the degree of improvement of geohardened soils with conventional tests is a challenge, since the technique promotes the creation of a homogeneous soil reinforced by discontinuous rigid inclusions, making it difficult to carry out invasive tests. In this context, geophysics can provide a flexible tool for the macroscale evaluation of grouting efficiency, relating the increase in shear wave velocity with the increase in soil stiffness. The dispersive nature of surface waves can be explored using various techniques to obtain a model of shear wave velocity distribution as a function of depth. One of these techniques is Multichannel Analysis of Surface Wave (MASW), commercially called Seismic Tomography by Image. The present work has as objective the analysis of three works that present a program of field tests composed by borings, pressure tests and seismic tests. An attempt was made to evaluate the ability of seismic tomography to detect the level of improvement in soft soils treated with the CPR Grouting technique, associating correlations between seismic tomography and traditional field tests such as pressuremetric tests and borings, in addition to the composition of the degradation curve for the researched soils. Soil classification information, shear wave velocity (V_s) , undrained strength (S_u) and soundings were collected at the three study sites. The gathering of all data allowed the establishment of correlations between $V_s \times N_{SPT}$ and $V_s \times S_u$ values. The proposals were evaluated and showed a high coefficient of correlation and agreement with international studies. The analysis between V_s and (effective limit pressure) pl' e did not show good results. The evaluation of strength gain was positive in all cases which were analyzed, demonstrating the good performance of the soil improvement technique and showing an average strength gain of around 70%. A faithful comparison between the locations was not possible due to the different configurations of application of the technique, such as spacing between bulbs and meshes. Even so, it can be inferred that the places that showed better performance, greater gain in undrained resistance, were those where the mesh was configured with a shorter distance between the drains and smaller spacing between bulbs. It is concluded the variables make it impossible to establish a categorical value for the strength gain promoted by the application of the CPR Grouting technique, but that the seismic tests are able to capture the degree of improvement of the local soil taking into account its specific characteristics.

Keywords: Civil Engineering. CPR Grouting. MASW. Seismic Tomography by Image.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura	1 - Métodos construtivos	28
Figura	2 - Etapas construtivas do CPR Grouting	31
Figura	3 - Fotos da exumação dos bulbos	32
Figura	4 - Configuração de Malhas	33
Figura	5 - Seção transversal da célula unitária	33
Figura	6 - Processo de expansão de cavidades	34
Figura	7 - Variação do índice de vazios	36
Figura	8 - Perfis geotécnicos	39
Figura	9 - Caso de Obra - São Luís, MA	42
Figura	10 - Caso de Obra, Rio de Janeiro, RJ	43
Figura	11 - Caso de Obra, São Paulo, SP	44
Figura	12 - Caso de Obra, São Paulo, SP	45
Figura	13 - Ensaio Pressiométrico	46
Figura	14 - Tipos de Pressiômetros	47
Figura	15 - Pressiômetro de Ménard	48
Figura	16 - Pressiômetro Texam	49
Figura	17 - Resultado de uma curva pressiométrica típica	50
Figura	18 - Relação entre a execução do furo e a curva pressiométrica	52
Figura	19 - Correção de Pressão	53
Figura	20 - Correção de Volume	54
Figura	21 - Curva pressiométrica com ciclo	57
Figura	22 - Determinação da pressão limite	58
Figura	23 - Curva pressiométrica - Comparação	60
Figura	24 - Ondas de compressão	64
Figura	25 - Ondas <i>Rayleigh</i>	64
Figura	26 - Velocidades de ondas sísmicas	65
Figura	27 - Ondas <i>Love</i>	66
Figura	28 - Esquema de dispersão de das ondas de superfície	67
Figura	29 - Modos de propagação	68
Figura	30 - Parâmetros elásticos	71
Figura	31 - Ilustração das etapas do método MASW	73
Figura	32 - Configuração do método A-MASW	74
Figura	33 - Configuração do método P-MASW	76
Figura	34 - Configuração do método RP-MASW	77
Figura	35 - Processamento	79
Figura	36 - Processamento de dados com um registro de campo do método MASW	79

Figura	37 - Processo de Inversão
Figura	38 - RMS
Figura	39 - Mapa 2D
Figura	40 - Módulo cisalhante
Figura	41 - Degradação de G
Figura	42 - Método para obtenção do módulo secante de referência
Figura	43 - Degradação do módulo secante não normalizado
Figura	44 - Degradação do módulo secante normalizado - tensão efetiva
Figura	45 - Degradação do módulo secante normalizado - S_u
Figura	46 - Degradação do módulo secante normalizado - G_0
Figura	47 - Distorção normalizada
Figura	48 - Distorção normalizada - Curva
Figura	49 - Distorção normalizada - Solos Brasileiros
Figura	50 - Influência do Tipo de Solo
Figura	51 - Localização dos instrumentos e ensaios geotécnicos
Figura	52 - Localização dos instrumentos e ensaios - Ponte do Vale
Figura	53 - Ensaios pressiométricos - Ponte do Vale
Figura	54 - Ensaios - Ponte do Vale
Figura	55 - Ensaios pressiométricos - Ponte do Vale
Figura	56 - Tratamento do solo - Ponte do Vale
Figura	57 - Geoenrijecimento - Ponte do Vale
Figura	58 - Ensaios pressiométricos - Ponte do Vale
Figura	59 - Perfil estratigráfico
Figura	60 - Controle da execução
Figura	61 - Monitoramento do excesso da poropressão durante os serviços de CPR
	Grouting
Figura	62 - Vista aérea
Figura	63 - Croqui
Figura	64 - Modelo geotécnico
Figura	65 - Espaçamento entre bulbos
Figura	66 - Melhoramento do solo em execução
Figura	67 - Execução do geoenrijecimento
Figura	68 - Perfil geotécnico
Figura	69 - Área tratada
Figura	70 - Realização da TSI I
Figura	71 - Realização da TSI II
Figura	72 - Vista em planta
Figura	73 - Aplicação do CPR
Figura	74 - Equipamentos e configuração
	7. Edulamentes e componentario.

Figura	75 - Equipamentos - Sismógrafo	122
Figura	76 - Equipamentos - Geofone	122
Figura	77 - Equipamentos - Marreta	122
Figura	78 - Equipamentos - Placa acrílica	123
Figura	79 - Equipamentos - Placa metálica	123
Figura	80 - Equipamentos - Geofones	124
Figura	81 - Equipamentos - Geofones (configuração)	124
Figura	82 - Execução - Ensaios sísmicos	125
Figura	83 - Execução - Ensaios sísmicos.	126
Figura	84 - Ensaio pressiométrico - PM0T1	127
Figura	85 - Ensaio pressiométrico - Deformabilidade - Local 01	128
Figura	86 - Ensaio pressiométrico - Deformabilidade - Local 01	128
Figura	87 - Ensaio pressiométrico - S_u - Local 01	129
Figura	88 - Ensaio pressiométrico - S_u - Local 01	130
Figura	89 - Comparação entre curva experimental e teórica - Local 01	130
Figura	90 - Perfil simplificado - Local 01	132
Figura	91 - MASW - Local 01	133
Figura	92 - Tomografia sísmica (Pré) - Local 01	133
Figura	93 - Tomografia sísmica (Pós) - Local 01	134
Figura	94 - Ensaio Pressiométrico - Curva corrigida.	135
Figura	95 - Ensaio pressiométrico - Deformabilidade - Local 02	135
Figura	96 - Ensaio pressiométrico - Método de Gibson e Anderson - Local 02	136
Figura	97 - Ensaio pressiométrico - Método Jefferies - Local 02	136
Figura	98 - Ensaio pressiométrico - Método Whittle - Local 02	137
Figura	99 - Perfil geotécnico - Local 02	139
Figura	100 - Tomografias sísmicas - Local 02	139
Figura	101 - TSI-I (Pré) - Local 02	140
Figura	102 - TSI-I (Pós) - Local 02	140
Figura	103 - TSI-II (Pré) - Local 02	140
Figura	104 - TSI-II (Pós) - Local 02	141
Figura	105 - TSI-III (Pré) - Local 02	142
Figura	106 - TSI-III (Pós) - Local 02	142
Figura	107 - Perfil geotécnico - Local 03	143
Figura	108 - Perfil geotécnico - Local 03	144
Figura	109 - Perfil N_{SPT} e V_s - Local 01	146
Figura	110 - N_{SPT} x V_s - Ensaio SPT02 – TSI I	147
Figura	111 - N_{SPT} x V_s - Ensaio SPT03 – TSI I	147
Figura	112 - Perfil N_{SPT} e V_s - Local 02 - TSI II	148
Figura	113 - Perfil N_{SPT} e V_s - Local 02 - TSI I	149

Figura	114 - Perfil N_{SPT} e V_s - Local 02 - TSI IV	149
Figura	115 - N_{SPT} x V_s - Ensaio F2 – TSI II	150
Figura	116 - N_{SPT} x V_s - Ensaio F3 – TSI II	150
Figura	117 - N_{SPT} x V_s - Ensaio F4 – TSI I	151
Figura	118 - N_{SPT} x V_s - Ensaio F5 – TSI I	151
Figura	119 - N_{SPT} x V_s - Ensaio F7 – TSI IV	152
Figura	120 - Perfil N_{SPT} e V_s - Local 03	153
Figura	121 - N_{SPT} x V_s - Ensaio SP01 – TSI I	154
Figura	122 - N_{SPT} x V_s - Ensaio SP02 – TSI I	154
Figura	123 - N_{SPT} x V_s - Todos os dados	156
Figura	124 - N_{SPT} x V_s - Todos os dados	157
Figura	125 - N_{SPT} x V_s - Comparações	157
Figura	126 - N_{SPT} x V_s - Comparativo	158
Figura	127 - Relação entre velocidade de onda cisalhante e resistência não drenada -	
	Local 01	159
Figura	128 - Relação entre velocidade de onda cisalhante e resistência não drenada -	
	Local 02	160
Figura	129 - Relação entre velocidade de onda cisalhante e resistência não drenada -	
	Todos os dados	160
Figura	130 - Correlações $V_s \times S_u$	161
Figura	131 - Ponte do Vale - Correlações $V_s \times p_l$	163
Figura	132 - Ponte do Vale - Correlações $V_s \times p_l$	164
Figura	133 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" - Correlações	
	$V_s \times p_l$	164
Figura	134 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" - Correlações	
	$V_s \times p_l'$	165
Figura	135 - Correlações $V_s \times p_l$	166
Figura	136 - Correlações $V_s \times p_l$	166
Figura	137 - Curva de degradação do módulo cisalhante	168
Figura	138 - Ganho de S_u - Ponte do Vale	170
Figura	139 - Ganho de S_u - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" - TSI1	171
Figura	140 - Ganho de S_u - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio"-	
	TSI2	172
Figura	141 - Ganho de S_u - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio"-	
Č	TSI4	173
Figura	142 - Ganho de S_u - Estação de elevatória – Goiana - PE	
	143 - Pontal Oceânico	
_	144 - Pontal Oceânico - Vias	

Figura	145 - Pontal Oceânico - Trecho B	176
Figura	146 - TSI Pré - Pontal Oceânico	177
Figura	147 - TSI Prós - Pontal Oceânico	177
Figura	148 - Ganho de S_u - Pontal Oceânico	177
Figura	149 - Localização - Dimed	178
Figura	150 - TSI Pré - Dimed	179
Figura	151 - TSI Pós - Dimed	179
Figura	152 - Ganho de S_u - Dimed	180
Figura	153 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT01 Pré - Profundidade: 4,5 m	195
Figura	154 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT01 Pré - Profundidade: 8 m	195
Figura	155 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT02 Pré - Profundidade: 4 m	195
Figura	156 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT02 Pré - Profundidade: 7,5 m	196
Figura	157 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT03 Pré - Profundidade: 4 m	197
Figura	158 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT03 Pré - Profundidade: 8 m	197
Figura	159 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT04 Pré - Profundidade: 4 m	198
Figura	160 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT04 Pré - Profundidade: 8 m	198
Figura	161 - Ensaio pressiométrico - Local 02 - PMT-4 m - Pátio	199
Figura	162 - Ensaio pressiométrico - Local 02 - PMT-6 m - Pátio	199
Figura	163 - Ensaio pressiométrico - Local 02 - PMT-8 m - Pátio	200
Figura	164 - Ensaio pressiométrico - Local 02 - PMT-4 m - Lateral Esquerda	200
Figura	165 - Ensaio pressiométrico - Local 02 - PMT-6 m - Lateral Esquerda	201
Figura	166 - Ensaio pressiométrico - Local 02 - PMT-7,5 m - Lateral Esquerda	201

LISTA DE TABELAS

Tabela	1 - Resumo das metodologias executivas
Tabela	2 - Características de melhoria de solos, objetivos e técnicas
Tabela	3 - Controle de recalques
Tabela	4 - Parâmetros para célula unitária
Tabela	5 - Compressibilidade das argilas moles
Tabela	6 - Estimativa da pressão limite do um solo
Tabela	7 - Fator α
Tabela	8 - Métodos de levantamento geofísico
Tabela	9 - Velocidades sísmicas e coeficiente de Poisson
Tabela	10 - Parâmetros de campo
Tabela	11 - Correlações N_{SPT} e V_s
Tabela	12 - Correlações - Densidade
Tabela	13 - Parâmetros de campo
Tabela	14 - Ensaios - Ponte do Vale – Gaspar, SC
Tabela	15 - Ensaios -Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" 113
Tabela	16 - Ensaios - Estação de elevatória – Goiana, PE
Tabela	17 - Equipamentos - Análise sísmica
Tabela	18 - Resultados dos ensaios pressiométricos - Local 01
Tabela	19 - Local 01 - Resistência não drenada
Tabela	20 - Local 01 - Resultados dos ensaios pressiométricos
Tabela	21 - Local 02 - Resultados dos ensaios pressiométricos - S_u
Tabela	22 - Correlações N_{SPT}
Tabela	23 - Dados - Pressão limite
Tabela	24 - Dados - Pressão limite
Tabela	25 - Correlações - Pressão limite
Tabela	26 - Avaliação do Ganho de S ₁₁

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

N_{SPT} Índice de Resistência à Penetração do SoloASTM American Society for Testing and Materials

CPMT Cone-pressiômetro

CPR Consolidação Profunda Radial IP Índice de plasticidade do solo

MASW Multichannel Analysis of Surface Waves
MHE Método do meio homogêneo equivalente

PGECIV Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

SASW Spectral Analysis of Surface Waves

SPT Standart Penetration Test

TSI Tomografia Sísmica por Imagem

UERJ Universidade do Estado do Rio de Janeiro

UTE Unidade de Tratamento de Esgoto

LISTA DE SÍMBOLOS

 V_{gi} Volume expandido do bulbo i-ésimo (Volume de *Geogrout* introduzido)

R_s Razão de Substituição

η Eficiência de compensação

 V_c Diminuição do volume de solo devido ao adensamento V_{sh} Diminuição de volume de *Geogrout* devido à retração

 V_g Volume de *Geogrout* introduzido

 ε_{sh} Parâmetro que quantifica as deformações por retração

 V_0 Volume na condição natural V_{V0} Volume inicial dos vazios

V_s Volume dos sólidos

V Volume final do solo tratado

 V_V Volume de vazios final do solo tratado

e₀ Índice de vazios inicial

e Índice de vazios do solo tratado

E₀ Módulo de elasticidade do solo natural

E_s Módulo de elasticidade do solo após o enrijecimento

E_{eq} Módulo elástico do solo homogeneizado;

E_s Módulo de elasticidade do solo após o enrijecimento

E_{eq} Módulo elástico do solo homogeneizado

E_s Módulo de elasticidade do solo após o enrijecimento

 R_s Razão de substituição do reforço. $S_{u,eq}$ Resistência não drenada equivalente f_c Resistência à compressão do *Geogrout*

R_s Razão de substituição

 S_u Resistência não drenada do solo entre bulbos

 b_r Índice de resistência.

kPa Quilopascal

V_{lido} Leitura de volume

 P_{lida} Pressão lida no manômetro P_h Pressão hidrostática do circuito

P_c Pressão devido à resistência da membrana

 $egin{array}{lll} p_0 & & \operatorname{Press\~ao} & \operatorname{inicial} \\ V_0 & & \operatorname{Volume} & \operatorname{inicial} \\ p_f & & \operatorname{Press\~ao} & \operatorname{final} \\ V_f & & \operatorname{Volume} & \operatorname{final} \\ \end{array}$

 E_m Módulo Pressiométrico de Ménard

V Coeficiente de PoissonG Módulo de cisalhamento

 G_{ur} Módulos retirados de um ciclo de descarga-recarga

 G_u Módulos cisalhantes de descarga G_r Módulos cisalhantes recarga

V_L Volume correspondente a pressão limite no ensaio pressiométrico
 V_s Volume inicial da célula central da sonda no ensaio pressiométrico
 V₁ Volume no início do trecho elástico da curva no ensaio pressiométrico

Su Resistência ao cisalhamento não drenada p_l Pressão limite no ensaio pressiométrico

p_l' Pressão limite efetiva no ensaio pressiométrico

 σ_{ho} Tensão horizontal total em repouso P Ondas sísmicas de compressão S Ondas sísmicas de cisalhamento V_s Velocidade de onda cisalhante V_p Velocidade Ondas de compressão V_R Velocidade de onda Rayleigh

M₀ Modo fundamental

V

 f_{C2} Frequências de corte do 2^{o} modo de propagação f_{C3} Frequências de corte do 3^{o} modo de propagação f_{C4} Frequências de corte do 4^{o} de modo propagação

Velocidade de onda sísmica

G₀ Módulo de rigidez dinâmico ou cisalhamento máximo

 E_0 Módulo de Young ρ Densidade do solo

 Δx_{min} Espaçamento mínimo entre geofones L Comprimento do arranjo sísmico

 λ_{min} Mínimo comprimento de onda registrado pelo método MASW λ_{max} Máximo comprimento de onda registrado pelo método MASW

 V_{min} Mínima velocidade de fase vinculada à máxima frequência f_{max} pelo método

MASW

 V_{max} Máxima velocidade de fase vinculada à mínima frequência f_{min} pelo método

MASW

z_{max} Profundidade da camada investigada pelo método MASW

 Δx Espaçamento entre os geofones pelo método MASW

 $G*_{ur}$ Módulo de referência - módulo secante correspondente a deformação de 01%

γ₀₇ Distorção limite de referência

γ Deformação cisalhante

 σ_0' Tensão efetiva normal média

 $egin{array}{c} oldsymbol{\gamma}_t^V \ oldsymbol{\gamma}^* \end{array}$ Distorção limite sem variação volumétrica

Distorção normalizada

SUMÁRIO

	INTRODUÇÃO	21
0.1	Objetivos	23
0.2	Estrutura da tese	24
1	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
1.1	Técnicas para melhoramento de solos moles	26
1.2	Consolidação Profunda Radial	31
1.3	Dimensionamento	32
1.3.1	Célula unitária	33
1.3.2	Razão ou Taxa de Substituição	34
1.3.3	Eficiência de compensação	35
1.3.4	Variação do índice de vazios	36
1.3.5	Incremento de resistência não drenada	37
1.3.6	Aumento da Rigidez do Solo	38
1.3.7	Teoria da Homogeneização	40
1.3.8	Casos de Aplicação da Técnica CPR Grouting	42
1.3.8.1	Assentamento de tubulação de adução de água salgada, Porto de Itaqui, São	
	Luís, MA	42
1.3.8.2	Avenida Via Parque, Barra da Tijuca, RJ	43
1.3.8.3	Recuperação de Rodovias, Presidente Prudente, São Paulo, SP	44
1.4	Ensaio Pressiométrico	45
1.4.1	Tipos de pressiômetros	46
1.4.1.1	Pressiômetro em pré-furo	46
1.4.1.2	Pressiômetro autoperfurante	47
1.4.1.3	Pressiômetro cravado	47
1.4.1.4	Pressiômetro de Ménard	47
1.4.1.5	Pressiômetro Texam	48
1.4.2	Procedimento de ensaio	49
1.4.2.1	Fatores que interferem na análise de dados obtidos por meio ensaio pressiomé-	
	tricos	51
1.4.2.2	Calibração	52
1.4.3	Interpretação do ensaio	55
1.4.3.1	Módulo de deformabilidade	55
1.4.3.2	Pressão Limite e Resistência Não drenada	58
1.5	Geofísica	60
1.5.1	Métodos de levantamento geofísico	60
1.5.1.1	Geofísica e Geotecnia	62

1.5.2	<u>Métodos Sísmicos</u>	63
1.5.3	Ondas Sísmicas	63
1.5.3.1	Ondas Rayleigh	64
1.5.3.2	Ondas Love	66
1.5.3.3	Dispersão de ondas superficiais	66
1.5.3.4	Modos de propagação	68
1.5.3.5	Parâmetros Elásticos	69
1.5.4	Multichannel Analysis of Surface Waves - MASW	71
1.5.4.1	Aquisição de dados	73
1.5.4.2	Registro com fonte ativa (A-MASW)	74
1.5.4.3	Registro com fonte passiva (P-MASW)	75
1.5.4.4	Roadside Passive MASW (RP-MASW)	76
1.5.4.5	Parâmetros de aquisição	77
1.5.5	<u>Processamento</u>	78
1.5.6	<u>Inversão</u>	80
1.6	Curva de degradação do módulo cisalhante	84
1.6.1	Normalização do Módulo Cisalhante Máximo	87
1.6.2	Distorção limite de referência	89
1.7	Correlações	92
1.7.1	Correlações: SPT (Standard Penetration Test)	93
1.7.2	Correlações: Densidade	98
1.7.3	Correlações: Resistência não drenada.	99
2	LOCAIS DE ESTUDO	103
2.1	Local 1 - Ponte do Vale	103
2.1.1	Projeto Executado	
2.2	Local 2 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio"	111
2.2.1	Projeto Executado	114
2.3	Local 3 - Estação de elevatória - Goiana - PE	115
2.3.1	Projeto Executado	119
2.4	Equipamento de análise sísmica	120
3	ENSAIOS - RESULTADOS	127
3.1	Local 1 - Ponte do Vale	127
3.1.1	Tomografia Sísmica - Local 01	132
3.2	Local 2 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio"	134
3.2.1	Tomografia Sísmica - Local 02	139
3.3	Local 3 - Estação de elevatória - Goiana - PE	143
3.3.1	Tomografia Sísmica - Local 03	143
4	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	145
4.1	Correlações	145

4.1.1	Velocidade de onda cisalhante V_s e N_{SPT}	145
4.1.1.1	Local 1 - Ponte do Vale	145
4.1.1.2	Local 2 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio"	148
4.1.1.3	Local 3 - Estação de elevatória – Goiana, PE	152
4.1.1.4	Dados Totais	155
4.1.2	Velocidade de onda cisalhante V_s e S_u	158
4.1.3	Velocidade de onda cisalhante V_s e Pressão limite	163
4.1.3.1	Local 1 - Ponte do Vale	163
4.1.3.2	Local 2 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio"	164
4.2	Curva de degradação do módulo cisalhante nos locais estudados	167
4.3	Ganho de resistência não drenada - S _u	169
4.3.1	Avaliação do ganho de resistência não drenada utilizando a tomografia sísmica	169
4.3.1.1	Ponte do Vale – Ganho de S_u	169
4.3.1.2	Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" – Ganho de S_u	170
4.3.1.3	Estação de elevatória – Goiana/PE – Ganho de S_u	173
4.3.1.4	Pontal Oceânico - RJ – Ganho de S_u	174
4.3.1.5	Obra de expansão do centro de distribuição Dimed	178
4.3.2	Resultados Finais	180
	CONCLUSÃO	182
	REFERÊNCIAS	187
	ANEXO A – Ensaios Pressiométricos	195

INTRODUÇÃO

A expansão urbana e a consequente redução de áreas disponíveis para construção têm impulsionado a busca pela utilização de locais antes considerados técnica ou economicamente inviáveis. Áreas caracterizadas pela existência de solos moles argilosos representam verdadeiros desafios geotécnicos que, aliados a outros fatores como prazos construtivos cada vez menores e especificações construtivas complexas, tornam o desafio ainda maior. Com alta compressibilidade, baixa permeabilidade e resistência, os solos moles são encontrados com frequência no Brasil. Dentre os problemas oriundos desses tipos de solos, destacam-se principalmente os de recalque excessivo e estabilidade.

Estudos que viabilizem a construção civil em áreas caracterizadas por esse tipo de solo têm sido cada vez mais frequentes. O desenvolvimento geotécnico trouxe diversos tipos de soluções para este problema. Utilizar técnicas para o condicionamento dos solos é, muitas vezes, indispensável para a realização de obras em determinadas áreas. De certo, a melhor solução para cada caso vai depender de fatores diversos como a estratigrafia, parâmetros geotécnicos, prazos construtivos, custos e destinação da área a ser tratada.

Em meio a essas novas tecnologias, destaca-se a Consolidação Profunda Radial. Conhecida como CPR *Grouting*, a técnica se baseia no melhoramento de solos moles por meio do geoenrijecimento. A técnica consiste na cravação de geodrenos verticais para dissipação do excesso de poropressão, que é desenvolvida pela expansão de cavidades promovida pelo Geogrout injetado. Como consequência, ocorre um aumento da resistência e da rigidez do solo homogeneizado. A técnica abrange obras rodoviárias, ferroviárias, portuárias, aeroportuárias, escavações, adutoras, edificações, galpões logísticos e infraestruturas de um modo geral. Com o geoenrijecimento do solo mole pretende-se modificar suas características geotécnicas, como um todo, de forma volumétrica, basicamente impondo resistência e rigidez a níveis preestabelecidos. A argamassa injetada sob alta pressão conduz à formação de bulbos de pressão que por sua vez comprimem o solo circundante provocando deslocamentos no entorno do bulbo. A formação dos bulbos ocorre de baixo para cima, metro a metro, ao longo de toda a profundidade do depósito de solos moles e entre os drenos já instalados.

Métodos de investigação diretos como sondagens rotativas, à percussão e trado, abertura de poços ou trincheiras são mais frequentemente utilizados pela engenharia, no entanto, avaliar o grau de melhoramento de solos geoenrijecidos com ensaios convencionais mostra-se um desafio. Ensaios pressiométricos, quando cuidadosamente executados, ainda podem ser usados nesses casos, porém não fornecem uma medição em macroescala da rigidez do solo, são medições pontuais.

Vê-se que as dificuldades se impõem quando o solo passa por um tratamento como o geoenrigencimento, onde os resultados são sempre altamente dependentes do local de ensaio, uma vez que o solo melhorado se torna um material compósito. Nesta conjuntura, a geofísica

pode fornecer uma ferramenta flexível para a avaliação em macroescala da eficiência do grauteamento, relacionando o aumento da velocidade da onda de cisalhamento com o ganho de rigidez do solo. As deformações associadas à passagem do pulso sísmico são muito pequenas, configurando uma deformação elástica, de modo que a velocidade de propagação do pulso sísmico será determinada pelo módulo de elasticidade e densidade do material atravessado.

Para Gandolfo (2012) uma das vantagens da investigação geofísica é a de fornecer uma rápida e ampla amostragem do volume investigado do subsolo, em seu estado natural e não perturbado por intervenções diretas, como sondagens, por exemplo. O autor também enfatiza a amplitude do levantamento, fornecendo informações mais representativas, diferentemente dos métodos diretos (e pontuais), perfis ou linhas geofísicas cobrem grandes áreas e, assim, fornecem informações que ampliam o conhecimento da área de projeto, minimizando os perigos e ambiguidades de modelos interpretativos gerados.

De acordo com Queiroz et al.(2016), a combinação de métodos geofísicos e ensaios geotécnicos tradicionais permite reduzir as discrepâncias apresentadas pelos levantamentos convencionais. Os autores também concluem que os métodos sísmicos são os mais eficazes na determinação do módulo de elasticidade dinâmico.

Ondas superficiais também ganharam popularidade na caracterização de subsolos. Em um meio verticalmente heterogêneo, as ondas de superfície exibem dispersão geométrica, onde diferentes frequências (comprimentos de onda) viajam em diferentes velocidades de fase e, portanto, configuram diferentes profundidades como exposto por Park, Miller e Xia (1999) e Foti (2000). A natureza dispersiva das ondas superficiais pode ser explorada usando várias técnicas para obtenção de um padrão de distribuição de velocidade de ondas *S* cisalhante em função da profundidade, sendo comum a Análise Multicanal de Ondas de Superfície (MASW - *Multichannel Analysis of Surface Waves*), por Park, Miller e Xia (1999) e Xia et al. (2003). Embora tenha começado a se espalhar amplamente entre as comunidades de engenharia civil no início dos anos 2000 sob o nome MASW, a primeira aplicação superficial documentada da abordagem multicanal remonta ao final dos anos 80, quando Gabriels, Snieder e Nolet (1987) relataram um estudo de caso bem-sucedido no sudoeste da Holanda. A utilização de diversos canais (geofones) impulsionou o método em função de uma aquisição de dados mais rápida, além do aumento na qualidade dos registros.

Questiona-se a possível avaliação do melhoramento de solos moles tratados com o geoenrigencimento usando as velocidades de ondas cisalhantes e o estabelecendo correlações com parâmetros geotécnicos. O desenvolvimento de modelos empíricos encontra uso crescente durante os estágios iniciais em projetos de engenharia, uma vez que são uma maneira mais prática de proceder do que grandes campanhas de ensaios $in\ situ$. Em projetos geotécnicos, modelos empíricos são amplamente utilizados para prever parâmetros desconhecidos a partir de outros parâmetros mais facilmente estimados, evitando o investimento de tempo e custo envolvido com amostragem de alta qualidade, equipamentos de teste sofisticados etc. Muitos pesquisadores estudaram a relação entre a velocidade da onda de cisalhamento e os valores de N_{SPT} . O Standard Penetration Test (SPT) é ensaio geotécnico mais comumente usado no Brasil e no mundo. Este ensaio ajuda a determinar a consistência do solo e também pode ser usado para determinar a estratigrafia do terreno. Portanto, uma correlação confiável entre Vs e contagens de golpes do ensaio de penetração padrão (N_{SPT}) seria uma vantagem considerável, além da possibilidade de confronto de parâmetros geotécnicos. A velocidade da onda de cisalhamento V_s também pode ser usada diretamente para estimar a resistência não drenada de solos argilosos S_u , maior interesse desta pesquisa. Muitos estudos foram feitos por pesquisadores para desenvolver relações entre esses parâmetros.

Na literatura internacional, encontram-se diversos exemplos de correlações para os fins citados, no entanto, existem poucos estudos realizados estritamente em âmbito nacional considerando as especificidades locais. A pesquisa consta da análise de três obras que apresentam um programa de ensaios de campo composto por sondagens, ensaios pressiométricos e ensaios sísmicos (MASW):

- Ponte do Vale Gaspar, SC
- Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio", Porto Alegre RS
- Estação elevatória Goiana PE

Os dados serão usados para a caraterização geotécnica das áreas de estudo antes e após geoenrigencimento do solo e para formação de um banco de dados para as análises aqui propostas.

0.1 **Objetivos**

O MASW, apelidado comercialmente de Tomografia Sísmica por Imagem, é uma tecnologia de ensaio de campo não invasiva que usa a natureza dispersiva das ondas superficiais para a obtenção de um padrão de distribuição de velocidade de ondas cisalhantes em função da profundidade. O principal objetivo deste estudo é avaliar a capacidade das tomografias sísmicas na detecção do nível de melhoramento de solos moles tratados com a técnica CPR *Grouting* associando correlações entre a análise multicanal e ensaios tradicionais de campo como o ensaio pressiômetricos e as sondagens.

Como objetivos específicos deste estudo, podem-se elencar:

- Realizar análises com a finalidade de obter informações necessárias para o estabelecimento de correlações e a verificação da sensibilidade das tomografias sísmicas na análise da melhoria relativa na rigidez subsuperficial alcançada pela técnica de injeção de CPR nos três locais de estudo.
- Utilizar as informações de classificação de solos, velocidade de onda de cisalhamento (derivada do método MASW) e valores de N_{SPT} coletados nos três locais de estudo de

modo a estabelecer uma nova fórmula empírica que pode ser usada para correlacionar tais grandezas.

- Comparar o desempenho da correlação N_{SPT} e V_s sugerida com os estudos internacionais.
- Propor o estabelecimento de uma correlação que possa interligar os valores de V_s e S_u a fim de inferir a resistência ao cisalhamento não drenada a partir da velocidade da onda de cisalhamento em argilas nos locais estudados.
- Comparar o desempenho da correlação V_s e S_u sugerida com os estudos internacionais.
- Realizar análise entre a velocidade de onda cisalhante e parâmetros determinados pelo ensaio pressiométrico buscando correlacionar os valores de pressão limite p_l , pressão limite efetiva $p_l\prime$ e V_s .
- Utilizar os resultados dos ensaios pressiométricos e ensaios sísmicos como base para o
 estudo de uma curva de degradação do módulo cisalhante para os solos moles investigados
 e testagem da proposta de Santos e Correia (2002) usando a distorção limite de referência

 γ0.7.
- Avaliar as condições de melhoramento de solos moles associando a correlações entre os ensaios sísmicos e ensaios tradicionais, relacionando o aumento da velocidade da onda de cisalhamento com o ganho de rigidez do solo, tomando como exemplo cinco locais onde a técnica foi aplicada.

0.2 Estrutura da tese

Este capítulo mostrou a motivação para a produção deste estudo, os objetivos pretendidos e uma breve descrição do conteúdo da presente pesquisa.

O Capítulo 1 contém a revisão bibliográfica fazendo um apanhado das técnicas de melhoramento de solos moles, a descrição da técnica CPR *Grouting* com seu respectivo dimensionamento e algumas referências de obras realizadas. Este capítulo conta também com esclarecimentos sobre ensaios pressiométricos como procedimento calibração e interpretação. Há ainda explicações sobre métodos geofísicos de ensaios, especialmente a análise multicanal de ondas de superfície e o estudo sobre deformabilidade dado pela curva de degradação. Finalizando o capítulo há um levantamento de correlações da literatura envolvendo velocidades de ondas cisalhantes V_s , *Standard Penetration Test* (SPT), resistência não drenada S_u e densidade do solo.

O Capítulo 2 descreve os locais de estudo relacionando os ensaios realizados para estudar as características locais e especificando o projeto de melhoramento do solo em cada caso.

O Capítulo 3 descreve o equipamento utilizado nos ensaios sísmicos desta pesquisa e comenta a distribuição dos equipamentos em campo.

O Capítulo 4 exibe os resultados dos ensaios de campo, especialmente a resistência não drenada do solo, pressão limite e módulos cisalhantes. São também exibidos os resultados das tomografias sísmicas realizada antes e após geoenrijecimento em cada local de estudo.

No Capítulo 5 são utilizados os resultados e estabelecidas correlações V_s e (N_{SPT}) , V_s e (S_u) , $p_l\prime$ e V_s para cada local estudado. Posteriormente são propostas correlações que envolvem os dados de todos os locais estudados. Ainda neste capítulo é feita a avaliação do de melhoramento de solos moles relacionando o aumento da velocidade da onda de cisalhamento com o ganho de rigidez do solo em cinco diferentes locais.

No último capítulo são feitas as conclusões e sugestões de estudos futuros.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

"Depósitos de argilas moles, sedimentos relativamente recentes, nas costas oceânicas e nas várzeas ribeirinhas, ocorrem em todo o mundo e, especialmente, no Brasil, com sua imensa costa litorânea."(ALMEIDA; MARQUES, 2010, p. 13).

A utilização de técnicas que visam o condicionamento dos solos é, muitas vezes, imprescindível para a realização de obras em determinadas áreas. A existência de solos moles e de baixa resistência, no passado, já era suficiente para inviabilização de determinadas construções. Felizmente, o desenvolvimento geotécnico trouxe diversos tipos de soluções para este problema.

A melhor solução para cada caso vai depender de fatores como a estratigrafia, parâmetros geotécnicos, prazos construtivos, custos e destinação da área a ser tratada. Os itens subsequentes descrevem algumas técnicas comumente usadas para tratamento de solos moles.

1.1 Técnicas para melhoramento de solos moles

As técnicas de tratamento de solos moles têm o objetivo de viabilizar a realização de construções sobre solos de alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte. Dentre os problemas oriundos desses tipos de solos, destacam-se principalmente os problemas de recalque excessivo e estabilidade.

A Figura 1 reúne os principais métodos empregados para proporcionar controle da estabilidade e do recalque em solos compressíveis. Na Tabela 1, observa-se um resumo das metodologias executivas, suas características e referências.

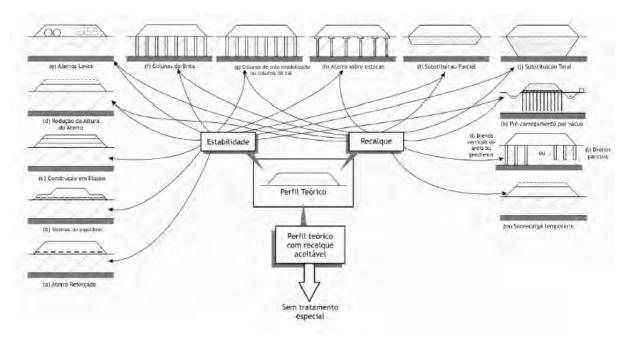
Na Tabela 1 observam-se as categorias e as técnicas de tratamento de solo com seus principais objetivos. Tabela 3 compara as diferentes técnicas em termos de confiabilidade, custo e velocidade de execução.

Tabela 1 - Resumo das metodologias executivas

Metodologias Construtivas	Características	Experiências Brasileiras
Remoção da ca- mada mole total ou parcial	Eficaz, rápido, grande impacto ambiental; necessária sondagem para aferição da quantidade de solo removido/remanescente	Vargas (1973); Cunha e Wolle (1984); Barata (1977)
Expulsão de solo com ruptura controlada (aterro de ponta)	Utilizada para depósitos de pequena es- pessura e muito dependente da experi- ência local; necessária sondagem para aferição da espessura de solo remo- vido/remanescente	Zayen et al. (2003)
Aterro convencio- nal	Estabilização dos recalques é lenta	Pinto (1994)
Construção em etapas	Utilizada, na maioria dos casos, com dre- nos verticais; é necessário monitoramento do ganho de resistência; não é favorável para prazos exíguos	Almeida, Davies e Parry (1985)(*); Almeida et al. (2008b)
Drenos verticais e sobrecarga com aterro	Utilizado para acelerar recalques, com grande experiência acumulada. Usa-se a sobrecarga temporária para diminuir os recalques primários e secundários rema- nescentes	Almeida et al. (2001); Sandroni e Bedeschi (2008); Almeida, Ro- drigues e Bittencourt (1999)
Bermas de equilí- brio e/ou reforço	Adotada frequentemente; é necessário avaliar se a força de tração do reforço é realmente mobilizada <i>in situ</i>	Palmeira e Fahel (2000); Magnani, Almeida e Ehrlich (2009)
Uso de materiais leves	Ideal para prazos exíguos; custos relativamente elevados; sua utilização tem aumentado	Sandroni (2006b); Lima e Almeida (2009)
Aterros sobre estacas com plata- forma de geogre- lhas	Ideal para prazos exíguos; diversos layouts e materiais podem ser utilizados	Almeida et al. (2008a); Sandroni e Deotti (2008)

Legenda: Tratamento de solos moles. Fonte: Almeida e Marques (2010).

Figura 1 - Métodos construtivos



Legenda: Construção de aterros sobre solos moles.

Fonte: Almeida e Marques (2010).

Para Schaefer et al. (2012), as técnicas usadas no tratamento de solos têm um ou mais dos seguintes objetivos principais:

- Aumentar a resistência ao cisalhamento;
- Aumentar a capacidade de carga;
- Aumentar a densidade;
- Transferir as cargas do aterro para camadas mais competentes;
- Controlar as deformações;
- Acelerar o adensamento;
- Reduzir as cargas impostas à fundação;
- Proporcionar estabilidade;
- Vedar infiltrações;
- Preencher vazios e aumentar a resistência à liquefação.

Tabela 2 - Características de melhoria de solos, objetivos e técnicas

Categoria	Técnicas	Objetivos
Compactação	Vibrocompactação; Compactação rápida; Compactação com uso de explosivos; Reboco de compactação; Compactação de superfície (incluindo compactação de impacto rápido).	Aumentar a densidade, a capacidade de carga e a resistência ao atrito; aumentar a resistência à liquefação; diminuir a compressibilidade; aumentar a resistência de solos argilosos.
Adensamento	Pré-carregamento sem drenos; Pré-carregamento com drenos; Pré-carregamento por vácuo; Ele- trosmose.	Acelerar ou adensamento, reduzir os recalques, aumentar a resistência.
Redução de carregamento	Concreto aerado; Materiais leves para aterro (pneus picados).	Reduzir ou carregar no solo da fun- dação, reduzir os registros, aumentar a estabilidade do talude.
Reforço	Microestacas; Solo grampeado / ancoragem; Colunas (colunas granulares, colunas granulares encamisadas, Jet <i>Grouting</i>); Colunas com plataformas de transferência de cargas; Aterro reforçado com geossintético.	Inclusão de elementos de reforço no solo para melhorar as características de engenharia; promover estabilidade lateral.
Tratamento químico	Mistura profunda: via seca ou úmida; Jet <i>Grouting</i> ; Reboco de Compacta- ção	Aumentar a densidade, aumentar a resistência, preencher os vazios, vedar infiltrações.
Estabilização térmica	Congelamento do solo; Aquecimento do solo e vitrificação.	Aumentar a resistência ao cisalhamento, promover a vedação.
Estabilização biotécnica.	Uso de vegetação em taludes como reforço; Métodos microbianos.	Aumentar resistência; reforçar.
Outros	Métodos eletrocinéticos, métodos químicos	Remediar solos contaminados.

Legenda: Categorias técnicas de tratamento de solos moles.

Fonte: Schaefer et al. (2012).

Tabela 3 - Controle de recalques

Técnicas	Dados Necessários	Desvantagens	Confiabilidade	Comentá- rios
Pré- carregamento	Compressibilidade; Permeabilidade	Tempo necessário	Baixa, se recalques desejáveis são pequenos	Lento e barato
Pré- carregamento com drenos verticais	Compressibilidade; Permeabilidade; horizontal e vertical	Menor tempo necessário de pré-carregamento simples.	Mais confiáveis	Rápido e re- lativamente caro
Substituição de argilas	Espessura da camada	Local para disposição de solos	Boa em caso de substituição total	Rápido e caro
Colunas granulares	Resistência a solo e módulos	Equipamentos, ensaios de campo preliminares	Boa análise dos ensaiosde campo	Rápido e caro
Lajes estaqueadas	Resistência de solos e módulos.		Boa	Muito caro
Eletroosmose	Propriedades físicas e químicas; Compressibilidade; Permeabilidade	Destruição de eletrodos, eletricidade necessária	Incerta	Muito caro
Aterros com matérias leves	Compressibilidade; Permeabilidade	Proteção do material leve	Baixa se recalques desejáveis são pequenos	Caro
Aterros Estaqueados	Resistência de solos e módulos		Boa	Rápido e caro
Colunas de argamassa injetada	Módulos do solos		Boa	Rápido e caro

Legenda: Principais características dos métodos utilizados para controle de recalques.

Fonte: Almeida e Marques (2010).

1.2 Consolidação Profunda Radial

Nos últimos anos, uma nova técnica vem ganhando aceitação no tratamento de solos moles, a consolidação profunda radial. Esta técnica consiste no melhoramento de solos moles por meio do geoenrijecimento. Conhecida como CPR *Grouting*, a técnica abrange obras rodoviárias, ferroviárias, portuárias, aeroportuárias, escavações, adutoras, edificações, galpões logísticos e infraestruturas de um modo geral.

A partir do bombeamento de argamassa no interior da camada de solo mole sob elevada pressão, busca-se a redução do excesso de poropressão induzido pela expansão da argamassa no solo compressível. Com a utilização de drenos verticais pré-fabricados, o processo de dissipação de poropressão é acelerado.

Com o geoenrijecimento do solo mole a técnica visa modificar suas características geotécnicas, como um todo, de forma volumétrica, basicamente impondo resistência e rigidez a níveis preestabelecidos.

Rodriques e Jorge (2014) definem que a tecnologia CPR de tratamento de solos moles baseia-se na teoria da consolidação de solos, induzindo-o a perder água e volume de modo a modificar sua resistência via expansão de cavidades e, adicionalmente, aumentar sua rigidez.

De maneira resumida, as etapas executivas consistem em: instalação dos geodrenos, preparação e bombeamento do *grout* no solo compressível. A Figura 2 apresenta um esquema de aplicação da técnica.

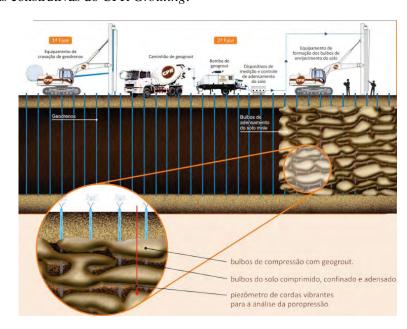


Figura 2 - Etapas construtivas do CPR Grouting.

Legenda: Etapas construtivas.

Fonte: Engegraut (2017).

Os geodrenos são instalados em malha triangular ou quadrada, na área de aplicação da técnica, utilizando-se equipamentos apropriados.

A argamassa injetada sob alta pressão conduz à formação de bulbos de pressão que por sua vez comprimem o solo circundante provocando deslocamentos no entorno do bulbo. A formação dos bulbos ocorre de baixo para cima, metro a metro, ao longo de toda a profundidade do depósito de solos moles e entrepostos aos drenos já instalados. O volume do bulbo é, geralmente, de 800 a 1.400 litros e as pressões de injeção variam de 100 kPa a 1.000 kPa, reduzindo à medida que se aproxima da superfície do terreno.

No processo de execução do bulbo de compressão, inicialmente há um aumento da poropressão. A partir do processo de adensamento, ocorre a percolação da água em direção aos drenos instalados. À medida que a água vai sendo expulsa pelos drenos, há um processo gradual de transferência de carga para o arcabouço sólido, aumentando assim, a tensão efetiva do solo.

Com o acréscimo de tensão no solo gerado pelas colunas de compressão de argamassa, ocorre uma diminuição do índice de vazios da camada compressível e um aumento da resistência. Esta melhoria do solo resulta em uma significativa diminuição da magnitude dos recalques (NOGUEIRA, 2010).

Inicialmente, imaginava-se que os bulbos formavam colunas no solo mole. Posteriormente, compreendeu-se que pelas próprias características do solo mole o formato dos bulbos apresentava-se irregular como pode ser visto na Figura 3, que retrata a exumação de alguns bulbos de *Geogrout*.

Figura 3 - Fotos da exumação dos bulbos.



Legenda: Bulbos de formato irregular.

Fonte: SANDOVAL (2016).

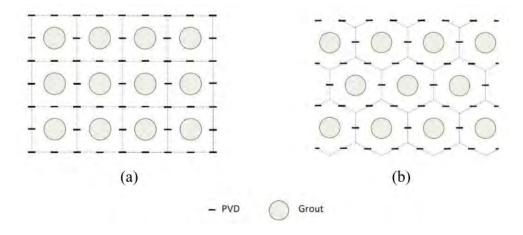
1.3 Dimensionamento

Para o cálculo do recalque de aterros sobre solos moles enrijecidos com CPR *Grouting*, Cirone (2016) propõe como alternativa o método do Meio Homogêneo Equivalente. Para compreensão do método, são necessários alguns conceitos expostos a seguir.

1.3.1 Célula unitária

As injeções verticais dos bulbos de compressão do solo seguem uma configuração geométrica de malha triangular ou quadrada, de acordo com as exigências do projeto e característica do solo. A Figura 4 apresenta os dois tipos de malha. Assim como nos casos de aterros sobre geodrenos verticais ou solução com colunas, pode-se definir uma célula unitária limitada pelos drenos, facilitando a análise com a consideração de que as demais células se comportam da mesma forma.

Figura 4 - Configuração de Malhas.



Legenda: Malhas drenantes e bulbos de compressão na técnica do CPR Grouting: (a) Malha quadrada.

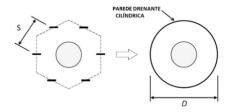
(b) Malha triangular.

Fonte: Cirone (2016b).

A área da seção transversal da célula unitária pode ser equiparada a um cilindro cuja área é domínio de influência, compondo o modelo conceitual adotado nessa metodologia como mostra a Figura 5.

A partir do espaçamento entre os drenos (S) é possível determinar o espaçamento entre as verticais, a área da célula unitária e o diâmetro equivalente (D), conforme Tabela 4.

Figura 5 - Seção transversal da célula unitária.



Legenda: Transformação em parede cilíndrica drenante.

Fonte: Cirone (2016a).

O conceito de célula unitária é necessário para o cálculo da Razão de Substituição, apresentada no Item 1.3.2. As condições de contorno da célula no processo de adensamento

Tabela 4 - Parâmetros para célula unitária.

Tipo de malha	Quadrada	Triangular
Célula unitária	[0]	0
Espaçamento entre verticais	2S	2S
Área da célula unitária	$A=4S^2$	$A = 2\sqrt{3}S^2$
d_e Diâmetro de influência do dreno	1,303S	1,286S
(D) Diâmetro equivalente	2,257S	2,1S
$\mu=D/_{d_e}$	1,732	1,633

Legenda: Parâmetros geométricos da célula unitária.

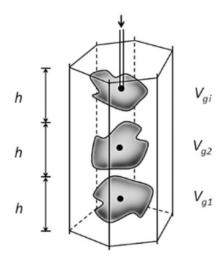
Fonte: Cirone (2016a).

radial estão relacionadas com a quantidade de drenos verticais e sua disposição. Uma célula pode ter de 3 a 8 drenos, ampliando suas opções de drenagem.

1.3.2 Razão ou Taxa de Substituição

O processo de expansão de cavidades é disposto em um alinhamento vertical, sendo necessária a definição de projeto do espaçamento entre os geodrenos e do volume dos bulbos, como visto na Figura 6.

Figura 6 - Processo de expansão de cavidades.



Legenda: Representação esquemática do processo de expansão dentro de uma célula unitária indeformada para uma malha triangular.

Fonte: Cirone (2016a).

O conceito de Razão de Substituição, RS, pode ser definido como "o volume total dos bulbos de compressão radial do solo, dividido pelo volume da célula unitária indeformada". Representa, em termos de volume, a taxa de solo substituída por *Geogrout*:

$$R_s = \frac{\sum_{i=1}^N V_{gi}}{ANh} \tag{1}$$

Onde:

 V_{gi} : volume expandido do bulbo i-ésimo (Volume de *Geogrout* introduzido);

A: área da seção transversal da célula unitária; N: número de bulbos;

h: espaçamento vertical entre centros dos bulbos.

Considerando a hipótese de todos os bulbos terem volumes iguais, tem-se:

$$R_s = \frac{V_{gi}}{Ah} \tag{2}$$

1.3.3 Eficiência de compensação

O conceito de eficiência de compensação é utilizado para melhor compreensão das análises envolvendo injeção de *Grouting*. Neste sentido, entende-se como eficiência de compensação (η) como o volume de solo elevado (ou compensado) por um dado volume de *grout* expandido. Quando se tem o volume elevado igual ao volume expandido, obtém-se a eficiência de compensação de 100%, que só é possível impedindo os deslocamentos na condição não drenada do solo. Em função do adensamento das argilas, que faz com que a compensação diminua ao longo do tempo, e da retração do *Geogrout*, que diminui o volume, não é possível obter a eficiência de compensação de 100%. Desta forma, Cirone (2016) apresenta a expressão proposta por Komiya et al.(2001):

$$\eta = \frac{Volume\ Elevado}{Volume\ Expandido} = \frac{V_g - V_c - V_{sh}}{V_g} = 1 - \lambda_c - \varepsilon_{sh} \tag{3}$$

Sendo:

 η : Eficiência de compensação;

 V_c : Diminuição do volume de solo devido ao adensamento;

 V_{sh} : Diminuição de volume de *Geogrout* devido à retração;

 V_g : Volume de *Geogrout* introduzido;

 $\lambda_c = rac{V_c}{V_g}$: coeficiente de redução de volume devido ao adensamento - parâmetro que quantifica

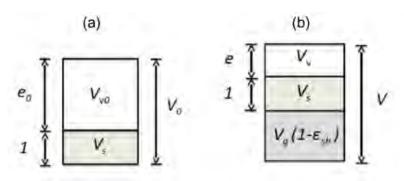
as deformações por adensamento;

 $\varepsilon_{sh} = \frac{V_{sh}}{V_g}$: parâmetro que quantifica as deformações por retração.

1.3.4 Variação do índice de vazios

Usando-se as considerações da Mecânica dos Solos, a variação do índice de vazios do solo tratado com CPR *Grouting* pode ser determinada como ilustra a Figura 7.

Figura 7 - Variação do índice de vazios.



Legenda: Volume elementar de solo: (A) Solo natural, (B) Solo após CPR Grouting.

Fonte: Cirone (2016a).

Onde:

 V_0 : Volume na condição natural;

 V_{V0} : Volume inicial dos vazios;

 V_s : Volume dos sólidos;

V: Volume final do solo tratado;

 V_V : Volume de vazios final do solo tratado;

 e_0 : Índice de vazios inicial;

e: Índice de vazios do solo tratado.

Com a definição de eficiência de compressão é possível apresentar o volume final como $V = V_0 + \eta V_g$, assumindo a incompressibilidade dos sólidos. O volume final pode ser expresso como:

$$V = V_s + V_V + V_\varrho (1 - \varepsilon_{sh}) \tag{4}$$

Logo, a variação de volume pode ser expressa por:

$$\Delta V = V - V_0 = (V_V - V_{V0}) + V_g (1 - \varepsilon_{sh}) \tag{5}$$

Dividindo ambos os lados da igualdade por $V_0 = V_s(1 + e_0)$, e considerando $\frac{\Delta V}{V_0} = \eta \cdot R_s$,

vem:

$$\eta \cdot R_s = \frac{e - e_0}{1 + e_0} + R_s (1 - \varepsilon_{sh}) \tag{6}$$

Adicionando 1 em ambos os lados da Equação 6 e tendo em vista a expressão da eficiência de compensação η , Equação 3, obtém-se:

$$e = (1 - \lambda_c R_s)(1 + e_0) - 1 \tag{7}$$

Estimando, desta forma, o índice de vazios final após o processo de compressão do solo e a consequente dissipação do excesso de poropressão, como indicado por Cirone (2016). Reescrevendo a Equação 6, tem-se a deformação volumétrica:

$$\varepsilon_{\nu} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \lambda R_s \tag{8}$$

A relação obtida estabelece que a deformação volumétrica dependerá do processo de adensamento (através do coeficiente λ_c) e da razão de substituição. Desta maneira pode-se estimar o índice de vazios final ao término do geoenrijecimento, com o excesso de poropressão completamente dissipado, após o processo de compressão radial do solo. Dever-se-á considerar este valor como deformação média dentro da célula unitária. O coeficiente de redução de volume (λ_c) quando determinado em laboratório permite resultados mais precisos nas estimativas. Para efeito de cálculo pode-se adotar λ_c =1. Essa hipótese considera que não ocorre a retração no *grout* ($\varepsilon_{sh} = 0$) e que não há deformação de volume permanente no solo, ou seja, $\eta = 0$, conforme Santos (2018).

1.3.5 Incremento de resistência não drenada

Segundo a metodologia de Cirone (2016), a determinação do incremento de resistência não drenada para o solo tratado com CPR Grounting consiste inicialmente em definir a razão de substituição do *Geogrout* em uma célula unitária, estimar a variação do índice de vazios atribuído à inserção do *Geogrout* no solo, e assim aplicar a teoria de estado crítico para determinar o incremento da resistência não drenada em função da diminuição do índice de vazios. Como resultado tem-se uma equação de previsão do ganho da resistência não drenada em função do índice de compressão (C_c), do índice de vazios inicial (e_0) e da razão de substituição do *Geogrout* (RS). Para a determinação do aumento da resistência não drenada, Cirone(2016) propõe uma estimativa através da teoria do estado crítico que advém da consequência direta da diminuição do índice de vazios. A razão do incremento da resistência não drenada média ($\alpha = \frac{S_u}{Su0}$)

é proposta por Au et al.(2008), como:

$$\alpha = \frac{S_u}{Su0} = exp\left(\frac{e_0 - e}{\lambda}\right) \tag{9}$$

Onde:

λ: Inclinação da reta de compressão virgem $\left(\frac{C_c}{\ln 10} = \frac{C_c}{\ln 2,3}\right)$.

Reformulando-se a expressão, obtém-se:

$$e_0 - e = \lambda_c R_s (1 + e_0) \tag{10}$$

Usando a Equação 9 na expressão 10, tem-se:

$$\alpha = \frac{S_u}{Su0} = exp\left(2, 3\lambda_c R_s \frac{1 + e_0}{C_c}\right) \tag{11}$$

A Equação 11 possibilita determinar o incremento da resistência não drenada após a técnica de melhoramento de solo mole pelo CPR Grounting.

1.3.6 Aumento da Rigidez do Solo

A rigidez do solo (E) aumenta com o confinamento. De acordo com Janbu (1963) apud Cirone (2016):

$$E_s = E_0 \left(\frac{p'}{p_0'}\right)^n \tag{12}$$

Onde:

 E_0 = módulo de elasticidade do solo natural;

 E_s = módulo de elasticidade do solo após o enrijecimento;

p' e p'_0 = tensões confinantes antes após o melhoramento do solo, respectivamente.

O expoente n varia entre 0 e 1, para maioria dos solos, e pode ser determinado com ensaios triaxiais convencionais. Alternativamente, o ganho de rigidez do solo pode ser relacionado à deformação volumétrica usando ensaios de adensamento Cirone (2016b). A lei de endurecimento de um solo mole pode ser obtida, experimentalmente, sendo dada pela relação:

$$E_{s} = E_{0} \exp\left(b \, \varepsilon_{v}\right) \tag{13}$$

Onde:

 E_s =módulo de rigidez do solo após o tratamento com CPR;

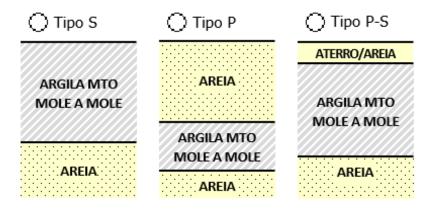
 E_0 = módulo de elasticidade do solo natural;

 ε_{v} = deformação volumétrica;

b = parâmetro que indica a capacidade de endurecimento do solo, sendo: $b = 2, 3\left(\frac{1+e_0}{C_c}\right)$.

O valor de b depende da razão de compressão, $CR = \left(\frac{Cc}{1+e_0}\right)$, e é obtida para tensões acima da tensão de pré-adensamento. Barata e Danziger (1986) apud Cirone (2016) concluíram que argilas moles da costa brasileira apresentam compressibilidades similares entre si dependendo, principalmente, da posição da camada argilosa e da tensão efetiva média. Conforme os autores, nos solos argilosos das baixadas litorâneas brasileiras, o parâmetro b varia tipicamente entre 6 e 10, para uma faixa de tensões inferior a $2kg/cm^2$. Considerando os perfis geotécnicos da Figura 8, são sugeridos os valores de b de acordo com a Tabela 5.

Figura 8 - Perfis geotécnicos.



Legenda: Perfis geotécnicos de sedimentos quaternários da costa brasileira, contendo camada mole em diferentes posições, segundo classificação de Barata e Danziger (1986).

Fonte: Barata e Danziger (1986) apud Cirone (2016b).

Tabela 5 - Compressibilidade das argilas moles.

Compressibilidade das argilas moles brasileiras				
Perfil	Posição da camada mole no perfil			
Pelili				
Tipo S	Camada mole na superfície (mangue)	6		
Tipo P	Camada de argila profunda (sob a camada de areia ou de terra)	10		
Tipo PS	Caso intermediário, com camada de terra ou areia com pequena			
	espessura, quando comparado com uma camada compressível	8		
(sem				
distin-	Relação média para argilas das baixadas litorâneas da costa brasileira	7		
ção)				

Legenda: Compressibilidade de argilas moles brasileiras.

Fonte: Barata e Danziger (1986) apud Cirone (2016b).

1.3.7 Teoria da Homogeneização

Após a aplicação da técnica de geoenrijecimento, o solo mole apresenta parâmetros diferentes dos iniciais. Isso se deve a alguns fatores como:

- As características de resistência e rigidez do solo são modificadas pelo estado de tensões proporcionado pelo adensamento induzido através da expansão de cavidades;
- O solo passa a se apresentar com um comportamento de compósito, já que agora é composto por um conjunto de bulbos mais solo comprimido, tendo a fase matriz composta por solo e a fase reforço composta pelo *Geogrout*;
- A utilização de geodrenos que aceleram o adensamento, e consequentemente diminuem o tempo dos recalques.

Para Cirone (2016) em uma macroescala é possível considerar a composição solo-*geogrout* como meio homogêneo. Tendo em mente essas considerações, foi adotado o método do meio homogêneo equivalente, MHE, o qual usa parâmetros equivalentes para a área tratada como:

• Rigidez

• Resistência

O método leva em consideração as peculiaridades como a dificuldade da geometria dos bulbos, a presença de drenos e o solo adensado, comprimido e confinado. De acordo com Cirone (2016) o CPR *Grouting* promove a criação de um solo homogêneo reforçado por inclusões rígidas descontínuas, considerando:

- A não uniformidade da geometria dos bulbos, como exibido na Figura 3. Em geral os bulbos não têm contato e são disformes.
- A resistência e a rigidez do *geogrout* que compõem os bulbos são muito superiores ao solo envolvente. Desta maneira, pode-se considerá-lo um reforço rígido, ou seja, praticamente indeformável.

A partir destas considerações, ainda de acordo com Cirone (2016), deve-se sempre utilizar parâmetros geotécnicos referentes ao conjunto homogêneo formado por matriz (solo) e reforço (bulbos de *geogrout*), utilizando modelos de homogeneização baseados no conceito das inclusões rígidas descontínuas. Para tanto, foi utilizado o modelo de Paul, apud Jones(1975), que considera um material reforçado por inclusões cúbicas dispersas. Desta forma, para um reforço infinitamente rígido, a expressão do módulo equivalente torna-se:

$$E_{eq} = E_s \frac{1}{1 - (R_s)^{1/3}} \tag{14}$$

Onde:

 E_{eq} : módulo elástico do solo homogeneizado;

 E_s : módulo de elasticidade do solo após o enrijecimento:

 R_s : razão de substituição do reforço.

A resistência equivalente do MHE é calculada baseando-se nos métodos de homogeneização propostos por Omine et. al. (1999) e Wang et. al. (2002) apud Cirone(2016). Neste método, considera-se o conjunto solo-bulbos como um meio elástico perfeitamente plástico, tendo o reforço disperso dentro da matriz. Assim, a resistência não drenada do meio equivalente (Su,eq) é encontrada considerando-se as resistências dos componentes:

$$S_{u,eq} = \left[f_c \frac{R_s}{2b_r} + S_u (1 - R_s) \right] (R_s b_r + 1 - R_s)$$
(15)

Onde:

 $S_{u,eq}$ =resistência não drenada equivalente (meio homogêneo);

 f_c =resistência à compressão do *geogrout*;

 R_s =razão de substituição;

 S_u =resistência não drenada do solo entre bulbos;

 b_r =índice de resistência.

1.3.8 Casos de Aplicação da Técnica CPR Grouting

1.3.8.1 Assentamento de tubulação de adução de água salgada, Porto de Itaqui, São Luís, MA

O projeto envolvia um talude com altura variável de até 5,0 m, e largura de cabeceira de aproximadamente 5,0 m, servindo de base para assentamento das tubulações de adução de água salgada da UTE do Porto de Itaqui, em São Luís, MA. Sondagens indicaram ocorrências de bolsões de argila mole e muito mole sob o aterro.

Ensaios pressiométricos foram executados, antes e após tratamento com CPR, entre 6,0 m e 15,0 m de profundidade. A análise dos resultados mostra que, baseado nos resultados de ensaios pressiométricos e piezometria, houve melhoria geotécnica significativa no solo tratado, induzindo recalques inferiores aos projetados e aumentando a capacidade de carga do solo de fundação. Na Figura 9 é possível ver uma imagem da execução da obra.

Figura 9 - Caso de Obra - São Luís, MA.



Legenda: Uso da Técnica CPR no Porto de Itaqui.

Fonte: Engegraut (2017).

1.3.8.2 Avenida Via Parque, Barra da Tijuca, RJ

O projeto consistia na abertura da via de mão dupla na Avenida Via Parque, próximo aos shoppings Barra Shopping e Village Mall. A camada compressível estava compreendida entre as profundidades 1,0 m e 8,0 m. Para a caracterização física, foi coletada amostra do subsolo (argila mole) na profundidade 5,0 metros, antes do tratamento, indicando uma argila orgânica de alta compressibilidade. Antes do início dos serviços de elevação do aterro, foram instalados piezômetros de cordas vibrantes ao longo do eixo do futuro aterro, de modo a acompanhar todo o serviço até o pavimento. A aplicação da técnica resultou em um ganho de resistência e uma melhoria das condições geotécnicas do solo mole. A Figura 10 apresenta uma imagem da execução da obra.

Figura 10 - Caso de Obra, Rio de Janeiro, RJ



Legenda: Uso da Técnica CPR na Avenida Via Parque, Barra da Tijuca, Rio de Janeiro/RJ.

Fonte: Engegraut (2017), Lima (2015).

1.3.8.3 Recuperação de Rodovias, Presidente Prudente, São Paulo, SP

Neste caso de aplicação exibe a solução adota para uma patologia muito comum em rodovias que é a surgência de recalques, provocando afundamentos. O trecho tratado localizase na Rodovia Raposo Tavares, na altura de Presidente Prudente, São Paulo, onde a estrada atravessa um talvegue natural. As investigações revelaram problemas de: presença de aterros erodíveis, presença de recalque pronunciado, minação d'água, junto às entradas da galeria. Uma imagem local pode ser vista na Figura 11. A aplicação da técnica CPR *Grouting* teve como objetivos reduzir a compressibilidade instalada no corpo do aterro estradal, incrementar a resistência do aterro para melhorar sua estabilidade e reduzir a permeabilidade do aterro a fluxos d'água. Neste caso, a aplicação precisou ser realizada primeiramente pelas alterais da rodovia e posteriormente pelo interior da galeria de passagem de gado que atravessava a estrada. Para o trabalho, foram usados equipamentos portáteis que permitiram a perfuração da galeria e do solo, tanto pelos lados quanto em seu piso, adentrando-se no solo o suficiente para realização do trabalho, como mostra a Figura 12.

Figura 11 - Caso de Obra, São Paulo, SP



Legenda: Uso da Técnica CPR na Rodovia Raposo Tavares, São Paulo.

Fonte: Rodrigues (2018)

Figura 12 - Caso de Obra, São Paulo, SP



Legenda: Execução - Equipamentos alocados na galeria de passagem.

Fonte: Rodrigues (2018)

1.4 Ensaio Pressiométrico

Ensaios de campo permitem a determinação de características do solo e apresentam-se como uma alternativa às dificuldades de obtenção de amostras de qualidade para realização de ensaios de laboratório.

A tentativa de medição destas propriedades usando equipamentos semelhantes aos ensaios pressiométricos atuais teve início nos anos 30, através de Kögler, engenheiro alemão, que concebeu um aparelho que consistia em uma sonda cilíndrica fixada por dois discos metálicos.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) o termo pressiômetro foi usado pioneiramente pelo engenheiro francês Louis Ménard em 1955, para definir "um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a consequente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo". O pressiômetro é uma sonda cilíndrica que tem uma membrana flexível e expansível para aplicar pressão uniforme nas paredes de um furo no solo (CLARKE, 1997).

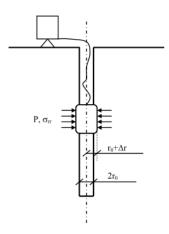
Com aplicabilidade para a maioria dos solos e até rochas brandas, este ensaio permite o estudo do comportamento tensão-deformação *in situ* e obtenção de parâmetros de rigidez e resistência do solo.

Baguelin (1978), Briaud (1992) e Clarke (1997) descrevem que um modelo teórico ideal para interpretar os dados obtidos por meio de um pressiômetro pode ser baseado no estudo da expansão de uma cavidade cilíndrica em um ambiente elasto-plástico contínuo. Para eles, a

principal dificuldade na interpretação dos dados obtidos com o pressiômetro está relacionada à natureza do solo e ao método de inserção da sonda.

De modo simplificado, o pressiômetro possibilita a determinação da resposta do solo à variação de pressão na parede de um furo. Exibindo como resultado uma curva pressão *versus* variação volumétrica ou extensão circunferencial de referência, dependendo do tipo de equipamento usado. A Figura 13 mostra um esquema de realização do ensaio que consiste na introdução de uma sonda cilíndrica dentro de um furo aberto no solo e posterior aplicação de uma pressão que leva à expansão da sonda. Este procedimento resulta na compressão horizontal do solo na zona envolvente.

Figura 13 - Ensaio Pressiométrico.



Legenda: Esquema para realização do ensaio pressiométrico.

Fonte: Silva (2011).

A curva resultante irá depender do tipo de sonda, método de instalação e do procedimento de ensaio. A calibração ou aferição deste tipo de equipamento é efetuada tal como definido na norma ASTM 4719 (2000). Os equipamentos atuais dividem-se em três tipos exibidos na Figura 14.

1.4.1 Tipos de pressiômetros

1.4.1.1 Pressiômetro em pré-furo

Nesta modalidade de ensaio, a sonda é inserida em um furo de sondagem previamente escavado. Para que o ensaio seja realizado com qualidade, são necessários cuidados especiais no intuito de evitar a perturbação do solo em decorrência da perfuração. O volume ocupado pela sonda é ligeiramente menor que o volume de terreno removido, desta forma as tensões *in situ* sofrem uma redução antes do ensaio. O ensaio pressiométrico tipo Ménard enquadra-se nessa categoria.

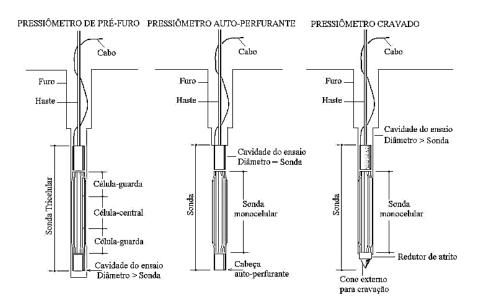
1.4.1.2 Pressiômetro autoperfurante

Nesta técnica é realizada a inserção do equipamento no terreno, evitando os efeitos de perturbação do solo nas proximidades da sonda pela autoescavação. Deve-se destacar que o uso deste equipamento está limitado a solos menos resistentes. O procedimento exige qualificação da equipe responsável que deve determinar a pressão vertical necessária à cravação em função do tipo de solo.

1.4.1.3 Pressiômetro cravado

Nesta última categoria, a penetração do equipamento é forçada por meio de procedimentos de cravação. Um exemplo é o cone-pressiômetro (CPMT), na qual o módulo pressiométrico é montado diretamente no fuste de um cone. A cravação deste tipo de pressiômetro é interrompida em cotas preestabelecidas e a expansão da sonda pressiométrica é realizada.

Figura 14 - Tipos de Pressiômetros.



Legenda: Tipos de Pressiômetros quanto ao modo de instalação da sonda.

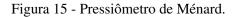
Fonte: Clarke (1997) apud DOURADO (2005).

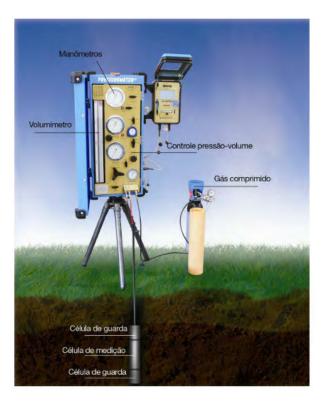
1.4.1.4 Pressiômetro de Ménard

O equipamento idealizado por Ménard em 1955 é o tipo mais clássico de pressiômetro pré-furo. O modelo consiste de uma sonda pressiométrica, um painel de controle de pressão e volume e uma fonte de pressão. A sonda é constituída por três células: a célula central de medição, preenchida com água e posicionada entre outras duas células de proteção (ou células

de guarda), preenchidas com gás comprimido. Essas células são independentes e construídas com membranas de borracha que se expandem e transmitem pressões às paredes da cavidade, razão pela qual os deslocamentos do solo ao redor da célula de medição são predominantemente radiais, mantendo um estado de deformação plana na região central da sonda, garantida pelas células de guarda.

A Figura 15 exibe um pressiômetro de Ménard e um esquema de utilização em campo.





Legenda: Pressiômetro de Ménard e esquema de utilização em campo.

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

1.4.1.5 Pressiômetro Texam

O pressiômetro Texam é um tipo de pressiômetro pré-furo muito parecido com o Pressiômetro de Ménard, com a excepção de que a sonda é composta por uma única célula, não apresentando células-guarda. Desenvolvido por Briaud e os seus colegas da "Texas University" em 1982. Um modelo pode ser visto na Figura 16.

Esse tipo de pressiômetro tem operação mais fácil do que o Pressiômetro de Ménard, tornando-o ideal para reproduzir com precisão o ciclo de descarregamento e recarregamento. A aplicação de pressão da água na sonda, neste caso, é realizada por uma manivela, que irá atuar sobre o pistão e pressionar a água para dentro da sonda. O aumento de volume é medido pela leitura da distância percorrida pelo pistão ou pela contagem e registro do número de revoluções

do parafuso. A medição da pressão é obtida a partir de um manômetro.

Figura 16 - Pressiômetro Texam.



Legenda: Pressiômetro pré-furo tipo Texam.

Fonte: RocTest Limited (2017).

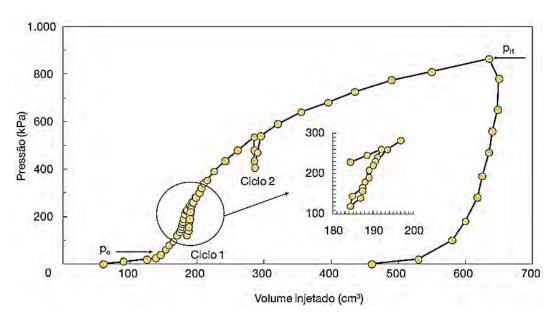
1.4.2 Procedimento de ensaio

O procedimento de ensaio segue as orientações da norma ASTM 4719 (2000). Para a realização do ensaio, a profundidade de cota é medida no meio da sonda. O espaçamento mínimo entre ensaiosconsecutivos (centro a centro da sonda) não deve ser inferior a 1,5 vezes o comprimento da parte inflável da sonda. Os espaçamentos comuns variam de 1 a 3 m. Após a calibração do equipamento, o ensaio pode ser realizado através da expansão da membrana em séries de incrementos de igual pressão, volume ou combinação de ambos de acordo com o método adotado.

O ensaio é iniciado com a aplicação de incrementos de pressão e leitura de volumes a cada 15, 30 e 60 segundos. O resultado é uma curva pressiométrica de volume injetado *versus* pressão aplicada. Nessa curva podem ser estimados a pressão limite e o módulo pressiométrico. Por motivos expostos adiante neste texto, é recomendada a realização de um ou mais ciclos de descarga-recarga durante a expansão da sonda pressiométrica. Na Figura 17 apresenta-se o resultado de uma curva pressiométrica típica. Pode-se observar todas as etapas do ensaio de acordo com Schnaid e Odebrecht (2012):

- (i) expansão da sonda até encostar nas paredes do furo de sondagem,
- (ii) deformações de cavidade em um trecho aproximadamente linear de comportamento pseudoelástico,
- (iii) ciclos de descarga e recarga,
- (iv) deformações crescentes até atingir a fase plástica, e
- (iii) descarregamento completo da sonda.

Figura 17 - Resultado de uma curva pressiométrica típica.



Legenda: Curva típica de um ensaio tipo Ménard.

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

De acordo com Briaud (1992) a pressão limite do solo em um ensaio pressiométrico pode ser estimada conforme a Tabela 6.

A calibração do equipamento deve ser realizada conforme a norma ASTM D4719 2000. Para Schnaid e Odebrecht (2012) ensaios pressiométricos são particularmente atrativos quando comparados a outras técnicas de ensaios *in situ*, pois fornecem uma medida contínua do comportamento tensão-deformação do solo durante a expansão/contração de uma cavidade cilíndrica.

O conceito de expansão de cavidade cilíndrica infinita no interior da massa de solo é a base teórica do ensaio pressiométrico que aliado aos conceitos da Teoria da Elasticidade e da Teoria da Plasticidade conferem um embasamento teórico sólido a esse tipo de ensaio, sendo detalhada por Clarke(1995), Briaud(1992) e Schnaid e Odebrecht (2012). São necessárias considerações como a hipótese de que o maciço de terra é homogêneo e isotrópico, e que este não sofre perturbações excessivas. Além disso, admite-se que a sonda é instalada de maneira vertical e que a relação comprimento/diâmetro da mesma é tal que o material é submetido a um estado plano de deformação.

Solos		PMT P(Mpa)	Nspt	Su(kPa)
	Fofa	0 - 0.5	0 – 10	
	Média	0,5-1,5	10 – 30	
Areia	Densa	1,5 – 2,5	30 – 50	
	Muito densa	2,5	50	
	Mole	0 - 0.2		0 - 25
Argila	Firme	0,2-0,4		25 - 50
	Rija	0,4-0,8		50 – 100
	Muito rija	0.8 - 1.6		100 - 200
	Dura	1,6		200

Tabela 6 - Estimativa da pressão limite do um solo.

Legenda: Estimativa do valor da pressão máxima de um solo.

Fonte: Briaud (1992).

1.4.2.1 Fatores que interferem na análise de dados obtidos por meio ensaio pressiométricos

Os vários parâmetros obtidos pelo ensaio pressiométrico são sensíveis ao tipo de equipamento usado, o método de instalação, tipo de solo e análise usada.

Condição importante para a qualidade do ensaio, a execução da perfuração para inserção do pressiômetro é fator fundamental e de acordo com Briaud (1992), são duas as condições necessárias para execução do furo com qualidade:

• O diâmetro de perfuração deve satisfazer a tolerância:

$$(1,03)D_{SONDA} < D_{FURO} < (1,20)D_{SONDA}; \tag{16}$$

• Equipamentos e metodologias utilizadas para sua preparação do furo, deverão causar a menor perturbação possível, sendo sempre adequados ao tipo de solo.

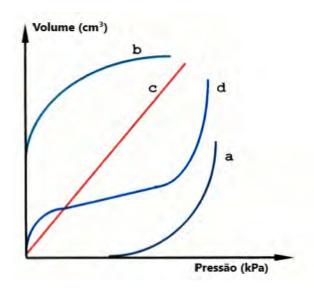
Deve-se enfatizar que os equipamentos e métodos de perfuração devem ser utilizados de acordo com o tipo de solo para evitar possíveis interferências e o ensaio deve ser realizado imediatamente após a perfuração. A cavidade de ensaio é feita a partir da base de um furo de sondagem estável, furado com trépano e limpadeira ou com técnicas rotativas. O método mais comum é a perfuração rotativa, no qual uma lama de perfuração é injetada axialmente para apoiar o furo. Para execução de furos em solos argilosos moles, por exemplo, pode se fazer uso de trado manual com adição de lama bentonítica, sendo também e aceitável o uso de tubo amostrador (CAVALCANTE, 1977).

O método de instalação da sonda na cavidade pode afetar as funções relacionadas à tensão e deformação, a forma da curva obtida indica a qualidade do furo. A Figura 18 mostra um exemplo da curva de pressão obtida em função da qualidade do furo no ensaio de pressão. Pode-se observar na Figura 18 que se o furo for muito apertado, como na curva "a", os valores

de pressão serão registrados sem um aumento correspondente de volume. Portanto, embora boas informações sobre pressão limite possam ser aproveitadas, informações sobre o módulo de deformação do solo não estão disponíveis (BRIAUD, 1992).

Por outro lado, se o furo for muito grande em relação ao diâmetro da sonda, como na curva "b", um grande volume inicial será necessário atingir para atingir a parede da cavidade. Como resultado, é quase impossível atingir a pressão final. Porém, algumas informações sobre o módulo de deformação do solo podem ser obtidas (BRIAUD, 1992). A curva "c"representa um ensaio realizado em um furo excessivamente perturbado, do qual nenhuma informação sobre o módulo de deformação e a pressão limite do solo podem ser obtidas. A curva "d"exemplifica um ensaio ideal, ou seja, em um furo bem executado, que pode fornecer todos os parâmetros do ensaio com precisão.

Figura 18 - Relação entre a execução do furo e a curva pressiométrica.



Legenda: a) D_{SONDA} > D_{FURO} : quando o furo é pequeno ou quando o solo se expande depois da execução do furo. b) D_{SONDA} < D_{FURO} : quando o furo é muito grande. c) Furo muito perturbado. d) Curva clássica, instalação ideal.

Fonte: Briaud (1992) Adaptado.

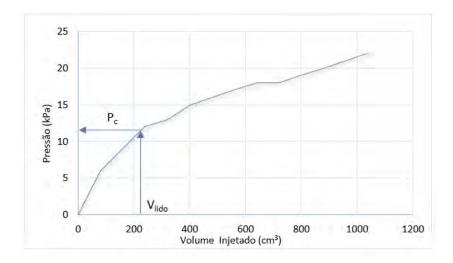
1.4.2.2 Calibração

O equipamento é calibrado de acordo com a definição da norma ASTM D4719 2000 intitulada "Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soil".

Deve-se calibrar o instrumento antes de cada uso para compensar as perdas de volume e as perdas de pressão, que ocorrem devido à rigidez das paredes da sonda. As leituras de pressão obtidas durante o teste no dispositivo de leitura levam em conta a pressão necessária para expandir as paredes da sonda, desta forma esta resistência da membrana deve ser deduzida para obter a pressão real aplicada ao solo. As calibrações para resistência da membrana devem

ser realizadas inflando a sonda, completamente exposta à atmosfera, com a sonda posicionada no nível do manômetro. Em seguida, são aplicados incrementos de pressão de 10 kPa para e mantidos por 1 min. Faz-se as leituras de volume após o tempo decorrido de 1 minuto até que o volume máximo da sonda seja alcançado. Os resultados são exibidos em um gráfico de pressão versus volume. A curva obtida é a curva de calibração de pressão. A correção de pressão (P_c) é a perda de pressão obtida na calibração para a leitura de volume (V_{lido}) , como mostra a Figura 19. As leituras de pressão obtidas durante o ensaio devem ser deduzidas da correção da pressão (P_c) e seu valor máximo deve ser inferior a 50% da pressão limite conforme estabelecida.

Figura 19 - Correção de Pressão.



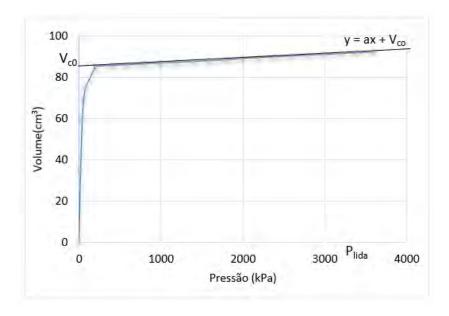
Legenda: Calibração do ensaio pressiométrico.

Fonte: RocTest Limited (2017).

As perdas de volume (V_c) ocorrem devido à expansão da tubulação e compressibilidade de qualquer parte do equipamento, incluindo a sonda e o líquido. A calibração é feita pressurizando o equipamento com a sonda em caixa ou tubo de aço reforçado. Uma sugestão da norma é o aumento da pressão em etapas de 100 kPa ou 500 kPa, dependendo se a sonda foi projetada para uma pressão de expansão máxima de 2,5 MPa ou 5,0 MPa, respectivamente. Cada incremento de pressão deve ser alcançado em 20s e mantido constante por 1 minuto quando em contato com o tubo de aço. A curva de calibração do volume é o gráfico resultante do volume injetado, no final de cada incremento de pressão.

A calibração do volume zero é obtida com um ajuste linear do trecho reto curva, como mostrado na Figura 20.

Figura 20 - Correção de Volume.



Legenda: Calibração do ensaio pressiométrico.

Fonte: RocTest Limited (2017).

Do gráfico da figura 20, retiram-se dois parâmetros importantes para o ensaio: o coeficiente angular da reta "a", chamado de fator de perda de volume do equipamento, definido por: $a = \Delta V/\Delta p$, além da ordenada V_{co} pode ser usada para estimar o volume desinflado da célula de medição da sonda (V_0) da seguinte forma:

$$V_0 = (\pi/4) L D_i^2 - V_{co} \tag{17}$$

Onde:

 V_0 = volume inicial da célula de medição.

 D_i = diâmetro interno do tubo.

L = comprimento da célula de medição.

 V_{co} = obtido a partir do gráfico na Figura 20.

A perda de volume (V_c) do instrumento para uma dada pressão é obtida usando o fator a correspondente à inclinação do gráfico de calibração de volume *versus* pressão constante na Figura 20, da seguinte forma:

$$V_c = a \times P_{lida} \tag{18}$$

Onde:

a = coeficiente de expansão do sistema (a = dv/dp).

 P_{lida} = pressão lida no manômetro.

O volume real injetado em um ensaio pressiométrico na célula de medição (V), é calculado pela expressão:

$$P = P_{lida} + P_h - P_c \tag{19}$$

onde:

 P_{lida} = Pressão lida no manômetro.

 P_h = Pressão hidrostática do circuito.

 P_c =Pressão devido à resistência da membrana.

1.4.3 Interpretação do ensaio

Além dos módulos de deformabilidade, também podem ser obtidos através do ensaio pressiométrico a resistência ao cisalhamento e tensão horizontal *in situ* e outros parâmetros como ângulo de atrito, dilatância e compressibilidade, além de parâmetros de projeto como pressão limite, podem ser igualmente derivados de tais investigações (CLARKE, 1997). Particular atenção é dada à determinação do módulo de Ménard e do módulo de carga e descarga.

1.4.3.1 Módulo de deformabilidade

Para Schnaid e Odebrecht (2012) os módulos de deformabilidade – módulo cisalhante (G) ou módulo de Young (E) – são os parâmetros de maior interesse geotécnico quando da realização de ensaios pressiométricos, já que que são reconhecidas as dificuldades em determiná-lo por meio de outros ensaios de campo e de laboratório.

O módulo pressiométrico é obtido através do trecho pseudoelástico da curva pressiométrica. Para auxiliar na identificação do trecho deste trecho, utiliza-se a curva de fluência que relaciona pressão aplicada às diferenças de volume injetado medidos a 30 e 60 segundos após aplicação da carga. Para isso, pode-se utilizar as intersecções das três retas ajustadas no gráfico de fluência referido e encontrar o valor correspondente às pressões procuradas, como observado na Figura 17. Na curva pressiométrica corrigida são graficamente determinadas grandezas características como:

- Pressão p_0 e volume inicial V_0 , identificado na Figura 17 como ponto G, marcam o início da fase elástica;
- Pressão p_f e volume de fluência ou final V_f , identificado na Figura 17 como ponto H,

correspondentes ao final da fase elástica;

- Pressão p_l e volume limite V_l ;
- p₀ Volume inicial dos vazios.

Pode-se calcular o módulo pressiométrico (E_m) através da seguinte expressão:

$$E_m = 2(1+v) \cdot \left[V_i + \left(\frac{(V_f - V_0)}{2} \right) \right] \left(\frac{dP}{dV} \right)$$
 (20)

Onde:

 E_m = é o Módulo Pressiométrico de Ménard;

v = é o coeficiente de Poisson.

De posse do valor do Módulo Pressiométrico de Ménard é possível estimar a deformabilidade (E) Baguelin (1978) indica a Tabela 7 para obtenção dos valores e determinação do módulo de Young.

Tabela 7 - Fator α

Tipo de Solo	Argila		Silte		Areia		Areia e Pedregulho	
Sobreadensado	16	1	14	2/3	12	1/2	10	1/3
Normalmente Adensado	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	
Úmido e remoldado	7-9	1/2		1/2		1/3		

Legenda: Valores de α . Fonte: Baguelin (1978)

No trecho pseudo-elástico da curva, assume-se que o solo apresenta um comportamento elástico linear. Desta forma é possível fazer uso da equação para uma expansão radial de cavidade cilíndrica em um espaço elástico infinito proposta por Lamé (1852):

$$G = \Delta P / \Delta V. V_m \tag{21}$$

Onde:

G: módulo de cisalhamento.

 ΔP : incremento de pressão da cavidade no trecho pseudo-elástico $(p_f - p_0)$:

 ΔV : incremento de volume da cavidade no trecho pseudo-elástico $(V_f - V_0)$:

 V_m : volume médio da cavidade no incremento de volume ΔV ;

$$V_m = V_s + \left(\frac{(V_f + V_0)}{2}\right)$$

A relação entre o módulo cisalhante G e o módulo pressiométrico (E_m) é dada pela

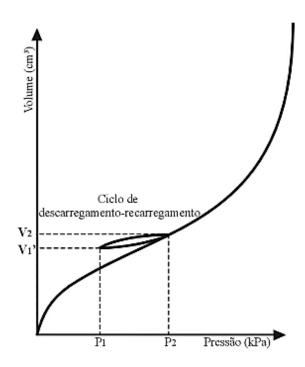
equação:

$$G = E_m/2(1+v) (22)$$

O trecho de carregamento inicial da curva de ensaio pressiométrica é afetado pelos efeitos de amolgamento provocados pelo instrumento de perfuração, portanto, os módulos extraídos carregam os efeitos dessa interferência, uma vez que a que sua região de influência se situa nas proximidades das paredes do furo. Objetivando-se reduzir os efeitos citados, pode-se fazer uso dos módulos retirados de um ciclo de descarga-recarga $G_u r$, mostrado na Figura 21, que representa um comportamento elástico se a faixa de tensões for insuficiente ruptura por extensão (CLARKE, 1997). Além disso, módulos cisalhantes de descarga G_u , recarga G_r também podem ser calculados a partir de ciclos executados nos ensaios.

O princípio de cálculo é o mesmo para obter o módulo no carregamento inicial G. Briaud (2013) recomenda que tais ciclos sejam executados no final do trecho linear da curva pressiométrica quando o solo inicia a deformação plástica. Deve-se realizar o ciclo interrompendo-se a expansão, aguardando-se a estabilização de possíveis pressões de fluência e descarregando-se lentamente a sonda na faixa de tensões correspondente ao regime elástico. O cálculo do modulo elástico de descarga-recarga segue o mesmo princípio o do modulo de Menard.

Figura 21 - Curva pressiométrica com ciclo.



Legenda: Exemplo de uma curva pressiométrica com ciclo de descarregamento-recarregamento. Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

1.4.3.2 Pressão Limite e Resistência Não drenada

A pressão limite, em MPa, é a pressão corrigida onde o volume injetado na célula central de medição durante o ensaio é igual a:

$$V_L = V_S + 2 \times V_1 \tag{23}$$

Onde:

 V_L : volume correspondente a pressão limite.

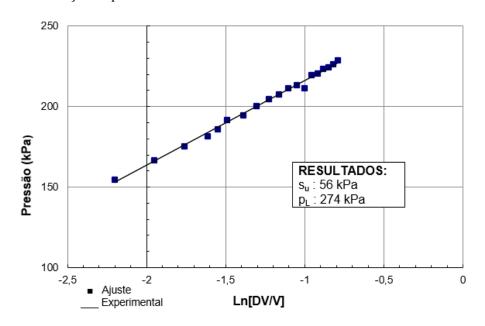
 V_s : o volume inicial da célula central da sonda

 V_1 : o volume no início do trecho elástico da curva.

Pode-se determinar a pressão limite diretamente, associando V_L a pressão corresponde na curva pressiométrica, conforme a equação 23. A pressão limite geralmente não é obtida por medições diretas durante o ensaio devido à limitação na expansão da sonda ou pressões excessivamente alta. Nestes casos, utilizam-se métodos de interpolação linear para avaliar a pressão limite, usando sempre o valor mínimo encontrado.

Gibson e Anderson (1961) desenvolveram um dos primeiros métodos para a determinação da pressão limite, interpretando os resultados da expansão em material elástico perfeitamente plástico ideal. Deve-se, para a análise, plotar os resultados da pressão aplicada e deformação volumétrica, onde DV/V é uma medição da deformação da cavidade relacionada ao estado deformado. Um exemplo desenvolvido neste trabalho pode ser visto na Figura 22.

Figura 22 - Determinação da pressão limite.



Legenda: Método Gibson e Anderson para a determinação da pressão limite.

Fonte: O Autor.

Os resultados plotados produzem um gradiente aproximadamente linear, tendo como declividade a resistência ao cisalhamento não drenada (Su), como mostra a equação 24.

$$S_u = \frac{\Delta_p}{\Delta l \ n \frac{\Delta_V}{V}} \tag{24}$$

A pressão limite p_l é dada pela condição $ln\frac{\Delta_V}{V}=0$, ou seja $\Delta_V=V$. Para Ferreira e Robertson (1992), o método ainda é muito popular na interpretação ensaios realizados com pressiômetros pré-furo e autoperfurantes em argila, em parte devido à sua dependência da grande porção de deformação do ensaio, que é menos afetada pela perturbação do solo. A pressão limite efetiva p_l / é o parâmetro relativo à resistência do solo e é definida como:

$$p_l' = p_l - \sigma_{ho} \tag{25}$$

Onde:

 σ_{ho} : tensão horizontal total em repouso.

Jefferies (1988) promove a extensão da teoria de Gibson e Anderson (1961) para incluir a parte de descarregamento final do ensaio com um pressiômetro autoperfurante. De acordo com o autor, a fase de contração também carrega informações sobre o comportamento do solo. Se a informação na fase de descarga do ensaio for utilizada junto com a curva de expansão, então os parâmetros constitutivos e tensão horizontal, podem ser ambos encontrados de forma inequívoca (pelo menos dentro das limitações do modelo constitutivo empregado).

Whittle (1999) apresenta uma solução de forma fechada para expansão e contração de cavidades não drenadas. A resposta à tensão deformação por cisalhamento é modelada como elástica não linear e perfeitamente plástica com uma lei de potência que descreve a redução da rigidez do solo com a deformação. As constantes da lei de potência são obtidas a partir dos ciclos de descarga recarga do pressiômetro. A solução pode ser usada para gerar uma curva pressiométrica para comparação com dados de campo em um procedimento iterativo.

Um exemplo da aplicação desta metodologia nesta pesquisa pode ser visto na Figura 23.

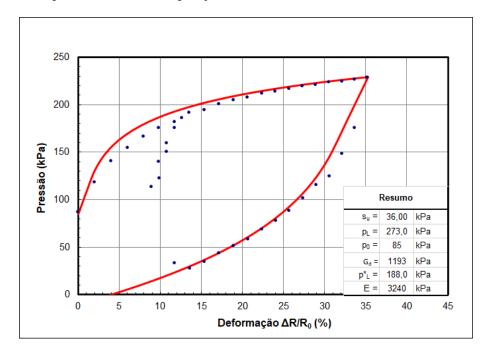


Figura 23 - Curva pressiométrica - Comparação.

Legenda: Comparação entre curva experimental e teórica.

Fonte: O Autor.

1.5 Geofísica

1.5.1 Métodos de levantamento geofísico

A geofísica é a ciência que aplica princípios da física à investigação das estruturas do interior da Terra. Medidas na superfície da terra, na água, no interior de furos de sondagens ou em levantamentos aéreos são tomadas para estudar a localização de materiais através do contraste entre suas propriedades físicas como: densidade, velocidade de propagação de ondas elásticas, resistividade elétrica, potencial elétrico natural, suscetibilidade magnética, entre outras.

A geofísica aplicada se restringe a pequenas profundidades objetivando questões de ordem econômica, social e tecnológica utilizando métodos não destrutivos de investigação. Essa ciência vem exercendo uma importante função nos projetos de engenharia, prospecção de bens minerais e em estudos ambientais, possibilitando uma avaliação qualitativa, e ocasionalmente, quantitativa, do subsolo.

Xavier (2006) destaca que o mapeamento de subsolo seja raso, profundo ou muito profundo através dos diversos métodos geofísicos tem um princípio em comum, são ensaios não-destrutivos ou não invasivos, ou seja, sem penetração física no meio investigado.

"Os levantamentos geofísicos, embora algumas vezes passíveis de grandes ambiguidades ou incertezas na interpretação, proporcionam um meio relativamente rápido e barato de se

Tabela 8 - Métodos de levantamento geofísico.

Método	Parâmetro Medido	Propriedades físicas operativas	
Sísmico	Tempos de percurso de ondas sísmicas	Densidade e módulos elásticos, os quais determinam a velocidade de propagação de ondas sísmicas	
Gravitacional	Variações espaciais da força do campo gravitacional da Terra	Densidade	
Magnético	Variações espaciais da força do campo geomagnético	Suscetibilidade magnética e remanência	
Elétrico (Resistividade)	Resistência da Terra	Condutividade elétrica	
Elétrico (Polarização induzida)	Voltagens de polarização ou resistência do solo dependente da frequência	Capacitância elétrica	
Elétrico (Potencial espontâneo)	Potenciais elétricos	Condutividade elétrica	
Elétrico (Ele- tromagnético) Resposta às radiações eletromagnéticas		Condutividade e indutância elétricas	
Elétrico (Radar)	Tempos de percurso de pulsos de radar refletidos	Constante dielétrica	

Legenda: Métodos de levantamento geofísico de acordo com propriedade física de interesse.

Fonte: Kearey, Brooks e Hill (2009).

obter informações distribuídas em área da geologia de subsuperfície." (KEAREY; BROOKS; HILL, 2009, p.215)

As metodologias de levantamento geofísico podem ser divididas em dois grandes grupos. Os métodos ativos (artificiais) e potenciais (naturais). Os métodos potenciais usam os campos naturais da Terra, sem a necessidade de emissão de sinal. Desta forma são analisados os campos gravitacional, elétrico, magnético e eletromagnético em busca feições geológicas. Esses métodos fornecem informações relativas a grandes profundidades e são de logística mais simples. Nos métodos ativos há emissão de energia e a análise da interação desta energia com o meio físico, são capazes de exibir informações mais detalhadas da geologia de subsuperfície.

Para cada propriedade física de interesse investigativo, existe um método com sensibilidade apropriada, como indica Kearey, Brooks e Hill (2009) na Tabela 8.

Os métodos sísmicos, que correspondem a metodologia mais amplamente usada, serão de interesse especial deste estudo.

1.5.1.1 Geofísica e Geotecnia

O conhecimento das propriedades do solo é de fundamental importância na concepção de projetos de engenharia civil, desta forma, se faz necessário um processo investigativo que forneça os parâmetros técnicos imprescindíveis. O programa de investigação geotécnica vai depender da combinação de fatores relativos ao meio físico, à complexidade da obra e aos riscos pertinentes.

Schnaid e Odebrecht (2012) afirmam que independentemente da abordagem, projetos geotécnicos de qualquer natureza são, em geral, executados com base em ensaios de campo, cujas medidas permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades de comportamento dos materiais envolvidos. Métodos de investigação diretos como sondagens rotativas, à percussão e trado, abertura de poços ou trincheiras são mais frequentemente utilizados pela engenharia. No entanto, áreas com acesso restrito, questões ambientais e a pontualidade destes métodos tornam complexa a visualização de um perfil de solo nos casos de obras que exigem maior grau de sensibilidade da investigação. Nesse contexto, os métodos geofísicos indiretos se apresentam como um importante recurso investigativo do subsolo. Há de destacar também, a importância da calibração dos dados para uma análise global mais apurada.

A associação entre geofísica e geotecnia ocorre primordialmente nas etapas de reconhecimento da área de interesse, na definição de grandes feições, como contatos geológicos, profundidade do topo rochoso e zonas de fratura. Métodos cada vez mais avançados proporcionam também informações de parâmetros geomecânicos de interesse.

São muitas as vantagens da utilização dos métodos geofísicos em projetos de geotecnia e meio ambiente, quando comparados aos clássicos métodos de investigação de subsuperfície. Umas das mais importantes é a própria natureza não invasiva dos métodos geofísicos, característica relevante nos dias atuais, já que questões relacionadas à preservação do meio ambiente investigado são prioritárias em qualquer projeto. Outra característica a ser destacada é a relativa rapidez com que são executados os ensaios de campo (SOUZA; GANDOLFO, 2012).

Segundo Gandolfo (2012), uma das vantagens da investigação geofísica é a de fornecer uma rápida e ampla amostragem do volume investigado do subsolo, em seu estado natural e não perturbado por intervenções diretas, como sondagens, por exemplo. O autor também destaca a amplitude da cobertura dos levantamentos, que dão maior representatividade às informações, diferentemente dos métodos diretos (e pontuais), perfis ou linhas geofísicas cobrem grandes áreas e, portanto, fornecem informações que expandem o conhecimento da área do projeto, e consequentemente minimizam os riscos e as ambiguidades de modelos interpretativos produzidos.

Como um método de investigação indireto, a investigação geofísica carece de informações obtidas por outros métodos. Como comentam Kearey, Brooks e Hill (2009), os levantamentos geofísicos não dispensam a necessidade de perfurações, mas, quando corretamente

aplicados, podem aperfeiçoar ao máximo os programas de exploração através da maximização da taxa de cobertura da área e pela minimização das perfurações requeridas.

Para Queiroz et al.(2016), a combinação entre métodos geofísicos e ensaiosgeotécnicos tradicionais possibilita a redução de lacunas apresentadas pelos levantamentos convencionais. Os autores ainda concluem que os métodos sísmicos são os mais efetivos na determinação dos módulos elásticos dinâmicos.

1.5.2 Métodos Sísmicos

Um dos métodos geofísicos mais utilizados na investigação do subsolo é a sísmica. Nesse modelo, uma fonte controlada na superfície emite ondas sísmicas que irão se propagar na subsuperfície permitindo a análise. Instrumentos esquematicamente distribuídos na superfície detectam a movimentação causada pelas ondas que retornam medindo os diferentes tempos de chegada relacionadas a afastamentos diferentes com relação a fonte. Convertendo esses tempos de percurso em valores de profundida a distribuição de interfaces geológicas é sistematicamente mapeada.

De acordo com Kearey, Brooks e Hill (2009), os primeiros levantamentos sísmicos datam do início da década de 1920 como consequência dos métodos de sismologia de terremotos. Em escala menor os levantamentos sísmicos possibilitaram o fornecimento de um quadro da geologia de subsuperfície. Ainda de acordo com os autores, os métodos sísmicos representam o método geofísico mais importante, quanto ao volume de atividades de aquisição e a amplitude de aplicações.

1.5.3 Ondas Sísmicas

"Ondas sísmicas são pacotes de energia de deformação elástica que se propagam radialmente a partir de uma fonte sísmica, como um terremoto ou uma explosão." (KEAREY; BROOKS; HILL, 2009, p.223).

As pequenas deformações associadas à passagem de um pulso sísmico são ínfimas, configurando uma deformação elástica, assim a velocidade de propagação de pulsos sísmicos será determinada pelos módulos elásticos e densidades dos materiais que atravessam. A geração artificial de ondas sísmicas pode ser realizada através do impacto de explosões, tiros de ar comprimido, impactos mecânicos ou vibradores. Há dois grupos de ondas sísmicas, dependendo das suas características de propagação: as ondas de corpo (*body waves*), se propagam pelo meio sólido, e as ondas superficiais (*surface waves*), se propagam pela crosta terrestre.

As ondas de corpo se dividem em dois grupos:

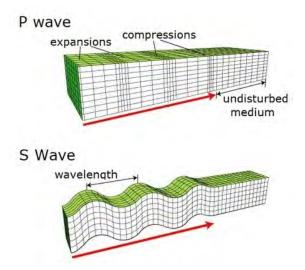
• Ondas de compressão;

• Ondas de cisalhamento.

Ondas de compressão (*P*), também denominadas ondas primárias; pois, é a primeira a ser registrada por sismogramas, uma vez que é a que se propaga mais rapidamente nos materiais, além de se propagar em todos os meios. Este tipo de onda se propaga por deformação uniaxial (compressão e expansão) de maneira longitudinal, ou seja, o movimento das partículas se dá paralelamente ao sentido da sua propagação e a natureza de seu movimento é de compressão.

Ondas de cisalhamento (S), chamadas também de transversais ou secundárias; o movimento das partículas é perpendicularmente ao sentido de propagação da onda e com velocidade menor que a da onda P. A Figura 24 ilustra as ondas de corpo citadas.

Figura 24 - Ondas de compressão.



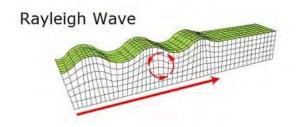
Legenda: Movimento de partículas associado a passagem de ondas de compressão e cisalhamento. Fonte: Eikmeier (2018) apud Science Learning Hub (2007).

As ondas superficiais são formadas e propagadas nas camadas superficiais da terra. Na física exploratória também são chamadas de *Ground Roll* e dividem-se entre ondas *Rayleigh* e *Love*. "Os movimentos produzidos por ondas de superfície estão em geral restritos a profundidades inferiores à 30 km" (COLLANTES, 2013, p.30).

1.5.3.1 Ondas Rayleigh

As ondas Rayleigh são ondas de superfície que se propagam ao longo de uma extremidade livre ou ao longo da interface entre dois meios sólidos não semelhantes. Essas ondas resultam da interação das ondas P (compressivas) com as ondas S_{ν} (cisalhantes com polarização vertical). Essas ondas sísmicas provocam nas partículas envolvidas um movimento elíptico retrógrado, paralelo à superfície da terra, como ilustra a Figura 25.

Figura 25 - Ondas Rayleigh.



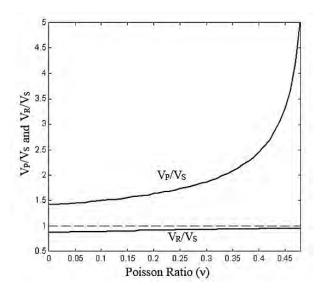
Legenda: Movimento de partículas associado a passagem de ondas Rayleigh.

Fonte: Eikmeier (2018) apud Science Learning Hub (2007).

De acordo com Júnior (2007), em uma aquisição sísmica com uma fonte pontual vertical, aproximadamente dois terços da energia gerada estará associada à propagação da onda *Rayleigh*, fazendo desses os eventos dominantes do registro sísmico.

Como afirma Eikmeier (2018) apud Richart, Wood e Hall (1970), a velocidade de propagação das ondas *Rayleigh* depende essencialmente da velocidade da onda S_v , independentemente do coeficiente de Poisson, como pode ser notado na Figura 26.

Figura 26 - Velocidades de ondas sísmicas.



Legenda:

Relação entre a razões de velocidades de ondas sísmicas em função do coeficiente de Poisson para um semiespaço homogêneo. V_s : Velocidade de onda cisalhante, V_p : Velocidade Ondas de compressão, V_R : Velocidade de onda Rayleigh.

Fonte: Eikmeier (2018) apud Science Learning Hub (2007).

O autor ainda afirma que a amplitude da onda *Rayleigh* decai exponencialmente com a profundidade e, desta forma, a propagação da onda é afetada somente pelas características do meio até aproximadamente um comprimento de onda.

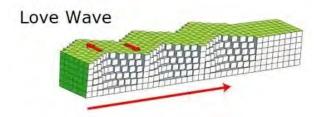
Uma das grandes vantagens da utilização das ondas de *Rayleigh*, nos métodos com base nas ondas superficiais, é precisamente o fato de estarem sempre presentes, sendo criadas quer por um trem de ondas que se propague até à superfície, quer por qualquer fonte (ativa ou passiva) acionada à superfície. (LOPES; SANTOS; ALMEIDA, 2008)

1.5.3.2 Ondas *Love*

As ondas *Love* são ondas de superfície que ocorrem em formações estratificadas específicas, formadas em decorrência de múltiplas reflexões e aprisionamento de energia de ondas cisalhantes. "As ondas de *Love* não são possíveis em meios homogêneos e só existem em determinadas condições em meios heterogêneos" (LOPES; SANTOS; ALMEIDA, 2008, p.101).

Suas vibrações incidem em um plano horizontal perpendicular à direção de propagação da onda, dependem exclusivamente das ondas S_h (onda de corte com polarização horizontal), como mostra a Figura 27.

Figura 27 - Ondas Love.



Legenda: Movimento de partículas associado a passagem de ondas *Love*.

Fonte: Eikmeier (2018) apud Science Learning Hub (2007).

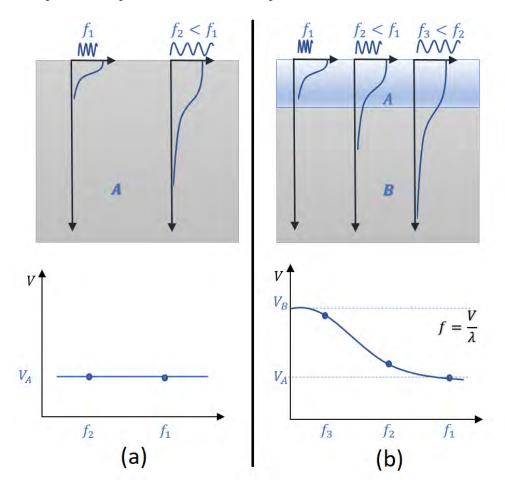
Como afirmam Kearey, Brooks e Hill (2009), as ondas *Love* são inerentemente dispersivas sendo a sua velocidade intermediária entre a velocidade das ondas de cisalhamento das camadas superficias e aquela das camadas mais profundas. Ardito (2013) alega que devido ao menor custo na aquisição de dados, em função do registro por meio de geofones de componente vertical já amplamente usados na sísmica de refração e reflexão, o uso das ondas *Rayleigh* é mais comum em investigações sísmicas.

1.5.3.3 Dispersão de ondas superficiais

A dispersão é um fenômeno que relaciona a velocidade de fase de um pacote de ondas e a frequência e/ou comprimento de onda da mesma. Diz-se que um meio é dispersivo quando ondas harmônicas de diferentes frequências de fase se propagam com velocidade distintas, alterando a forma do pacote de ondas, como esquematizado na Figura 28a. Quando ondas harmônicas de diferentes frequências de fase se deslocam com igual velocidade, o meio é dito não dispersivo, logo, mantem a sua forma, conforme Figura 28b.

Como caracterizam Foti et al.(2017), a propagação de ondas superficiais em meios verticalmente heterogêneos é um fenômeno dispersivo, ondas harmônicas de diferentes comprimentos de onda propagam-se em diferentes faixas de profundidade, portanto, para cada comprimento de onda, a velocidade da fase V depende das propriedades elásticas e da densidade da subsuperfície dentro da faixa de profundidade de propagação. A distribuição das velocidades de fase em função da frequência ou do comprimento de onda é chamada de curva de dispersão.

Figura 28 - Esquema de dispersão de das ondas de superfície.



Legenda: (a) Meio homogêneo: a velocidade de fase é constante para todas as frequências. (b) Meio heterogêneo: velocidades de fase distintas, uma vez que, diferentes frequências atingem profundidades distintas em um meio heterogêneo.

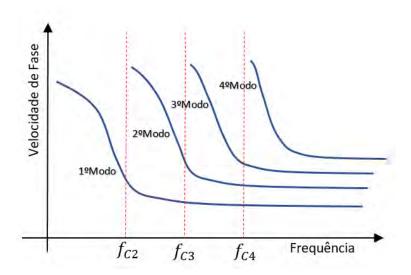
Fonte: Adaptado de Foti et al. (2017).

1.5.3.4 Modos de propagação

Uma característica importante da propagação de ondas de superficiais é a existência de vários modos de propagação. O comportamento dispersivo faz com que diferentes comprimentos de onda possam existir para uma determinada frequência, consequentemente, diferentes velocidades de fase, dando origem a várias curvas de dispersão denominadas de modos de propagação, como mostra a Figura 29. Achenbach (1984) apud Foti (2000) afirma que tal fenômeno pode ser explicado fisicamente pela presença de uma interferência construtiva que acontece entre ondas submetidas a reflexões múltiplas com as interfaces das camadas.

O modo fundamental (M_0) é o primeiro modo de propagação, seguido pelo primeiro modo superior, segundo modo superior e assim sucessivamente. Excluindo o 1º modo (fundamental), os demais modos (modos superiores) só existem a partir de uma determinada frequência, chamada de frequência de corte. Considerando um meio estratificado de velocidade crescente com a profundidade, as ondas de modos maiores têm velocidades mais altas que as dos modos menores. Essas frequências de corte representam o menor limite em que a frequência do modo pode existir, conforme Strobbia (2003).

Figura 29 - Modos de propagação.



Legenda: Curvas de dispersão para diferentes modos de propagação. Na imagem: f_{C2} : frequências de corte do $2^{\rm o}$ modo de propagação, f_{C3} : frequências de corte do $3^{\rm o}$ modo de propagação, f_{C4} : frequências de corte do $4^{\rm o}$ de modo propagação.

Fonte: Adaptado de Strobbia (2003).

É importante reconhecer a natureza multimodal das ondas de superfície em meios verticalmente heterogêneos, ou seja, existem vários modos de propagação e modos mais altos podem desempenhar um papel relevante em várias situações. Como descrito por Foti (2000), geralmente para perfis normalmente dispersivos e na ausência de fortes saltos de rigidez, o modo fundamental de propagação domina o campo de ondas. Nesses casos, a velocidade efetiva da

fase praticamente coincide com a velocidade da fase do modo fundamental.

1.5.3.5 Parâmetros Elásticos

A determinação dos parâmetros elásticos dinâmicos dos solos pode ser realizada através das velocidades das ondas superficiais. Com os valores de V_P e V_S , pode-se determinar o módulo de Young, coeficiente de Poisson e módulo de rigidez ou cisalhamento. Pela teoria da elasticidade, tem-se:

$$E_0 = 2G_0(1+v) \tag{26}$$

Onde:

v= coeficiente de Poisson.

 G_0 = módulo de rigidez dinâmico ou cisalhamento máximo.

 E_0 = módulo de Young dinâmico.

O módulo de cisalhamento para pequenas deformações, ou cisalhamento dinâmico, G_0 , é um parâmetro importante para muitas aplicações de projeto geotécnico, incluindo a previsão de comportamento tensão-deformação de solos sob solicitação dinâmica, caracterização, análises de riscos sísmicos e interação estrutura-solo. De acordo com a teoria da elasticidade, G_0 pode ser calculado a partir da velocidade da onda de cisalhamento (V_S) usando a seguinte equação:

$$G_0 = \rho \times (V_s)^2 \tag{27}$$

Onde:

 ρ = densidade do solo.

 V_S = velocidade da onda de cisalhamento

Como afirmam Rocha e Giacheti (2016), o módulo de cisalhamento máximo é o parâmetro que se refere ao estado inicial indeformado do solo e permite a avaliação do comportamento tensão-deformação-resistência do solo para carregamentos estáticos, cíclicos e dinâmicos, tanto para as condições drenadas quanto não drenadas. Assim, uma determinação confiável de G_0 pode ser realizada através de V_S , motivo pelo qual a velocidade de onda de cisalhamento sísmica é frequentemente usada como um indicador direto da rigidez de um material. É possível ainda descrever coeficiente de Poisson (v) baseado nos valores das velocidades de ondas sísmi-

cas, como apresentado a seguir:

$$v = \frac{\left(\frac{V_P^2}{V_S^2}\right) - 2}{2 \times \left(\frac{V_P^2}{V_S^2}\right) - 1} \tag{28}$$

Na Tabela 9, Eikmeier (2018) exibe valores de coeficientes de Poisson para diferentes materiais, relacionando-os as suas respectivas velocidades sísmicas e densidades.

Tabela 9 - Velocidades sísmicas e coeficiente de Poisson.

Material Geológico	Coeficiente de Poisson	Velocidade de onda P (V _P) [m/s]	Velocidade de onda S (V _S) [m/s]	Densidade (μ)[kg/m]
Solo insaturado	0,15 - 0,35	-	-	1200 - 1800
Solo saturado	0,47 - 0,49	-	-	1500 - 2100
Argila mole	-	130 - 1400	80 - 200	-
Argila dura	-	320 - 4300	200 - 600	-
Areia pouco compacta	-	130 - 1800	80 - 250	-
Areia compacta	-	320 - 3500	200 - 500	-
Rocha alterada	0,2 - 0,25	980 - 1800	600 - 1000	2100 - 2800
Rocha competente	0,2 - 0,25	2000 - 4500	1200 - 2500	2100 - 2800

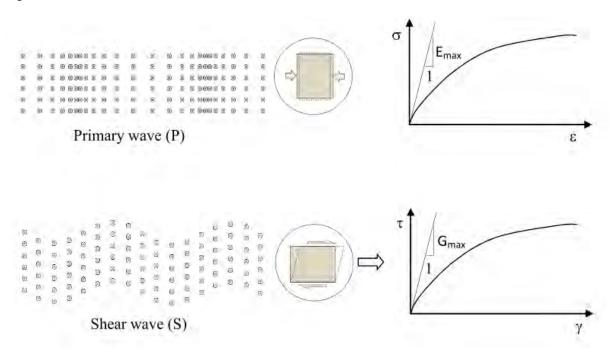
Legenda: Valores esperados para coeficiente de Poisson, densidade e velocidades sísmicas para solos e rochas.

Fonte: Eikmeier (2018).

As ondas de compressão (P), tendem a induzir alterações de volume e sua velocidade de propagação (V_P) em um solo saturado é praticamente idêntica a (V_P) na água (Richart et al. 1970). Portanto, a (V_P) pode ser considerada como um parâmetro de tensão total que não representa o verdadeiro comportamento da estrutura do solo. Por outro lado, a onda de cisalhamento (onda S) impõe apenas deformação de cisalhamento, conforme Figura 30, e sua velocidade (V_S) pode ser considerada como um parâmetro de tensão efetiva que é, de fato, uma medida direta da rigidez do material (HUSSIEN; KARRAY, 2016).

•

Figura 30 - Parâmetros elásticos.



Legenda: Propagação de ondas sísmicas e relação com os parâmetros elásticos: (a) onda (P), $E_0 = E_{max}$ e (b) onda (S), $G_0 = G_{max}$.

Fonte: Hussien e Karray (2016).

1.5.4 Multichannel Analysis of Surface Waves - MASW

Ondas superficiais também ganharam popularidade na caracterização de subsolos. Em um meio verticalmente heterogêneo, as ondas de superfície exibem dispersão geométrica, onde diferentes frequências (comprimentos de onda) viajam em diferentes velocidades de fase e, portanto, configuram diferentes profundidades como exposto por Park, Miller e Xia (1999) e Foti (2000). A natureza dispersiva das ondas superficiais pode ser explorada usando várias técnicas para obtenção de um padrão de distribuição de velocidade de ondas *S* cisalhante em função da profundidade, sendo o mais comum a Análise Multicanal de Ondas de Superfície (MASW -*Multichannel Analysis of Surface Waves*), por Park, Miller e Xia (1999) e Xia et al. (2003).

O uso rotineiro do método de análise de ondas de superfície para aplicações de engenharia civil começou com a abordagem de dois receptores (canais) pelo método de Análise Espectral de Ondas de Superfície (SASW – Spectral Analysis of Surface Waves), introduzida pela primeira vez no início dos anos 1980 por Heisey, Stokoe II e Meyer (1982). Desde então, a pesquisa e as aplicações do método cresceram e produziram uma grande quantidade de descobertas inestimáveis e histórias de casos bem-sucedidas (PARK et al., 2007).

O autor descreve que apesar do método SASW ainda usufruir de amplo uso e pesquisa em muitos países, o método multicanal vem evoluindo e ganhando destaque. Embora tenha começado a se espalhar amplamente entre as comunidades de engenharia civil no início dos anos 2000 sob o nome MASW, a primeira aplicação superficial documentada da abordagem multicanal remonta ao final dos anos 1980, quando Gabriels, Snieder e Nolet (1987) relataram um estudo de caso bem-sucedido no sudoeste da Holanda. A utilização de diversos canais (geofones) impulsionou o método em função de uma aquisição de dados mais rápida, além do aumento na qualidade dos registros.

As abordagens sísmicas convencionais para a investigação de superfície geralmente utilizam sísmica de reflexão ou refração de alta resolução e lidam com faixas de profundidade de algumas dezenas a centenas de metros. Os sinais sísmicos destes levantamentos consistem em ondas com frequências superiores a 50 Hz, como descrito em Park et al. (2007). O método de análise multicanal de ondas de superfície (MASW) lida com ondas de superfície nas frequências mais baixas (por exemplo, 1 a 30 Hz) e usa uma faixa de investigação de profundidade muito mais baixa (por exemplo, algumas dezenas de metros), afirmam ainda os autores.

Embora o método abranja ondas *Love* e *Rayleigh*, o uso das ondas *Rayleigh* é muito mais difundido, principalmente devido à facilidade na aquisição, considerando o seu registro por meio de geofones de componente vertical, como já comentado.

A profundidade da investigação depende do comprimento de onda máximo medido e a resolução diminui com a profundidade. Portanto, a pesquisa deve ser projetada de acordo com seus objetivos, e diferentes estratégias, equipamentos, configurações e técnicas de processamento serão usadas se o alvo for o valor da velocidade da onda de cisalhamento nas primeiras dezenas de metros ou o perfil completo, como afirma Foti (2000).

A análise das ondas de superfície pelo método MASW é tipicamente implementada em três etapas sequenciais, como ilustra a Figura 31:

- 1. Aquisição de dados sísmicos (sismogramas).
- 2. Processamento (estimativa da curva de dispersão).
- 3. Inversão (otimização dos parâmetros do modelo).

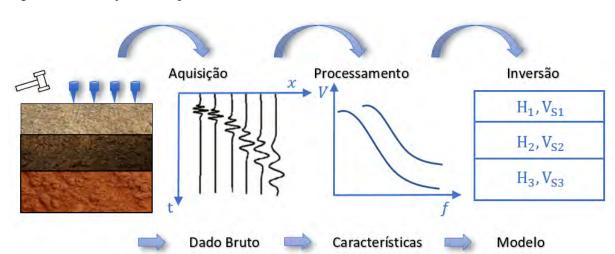


Figura 31 - Ilustração das etapas do método MASW.

Legenda: Etapas do método MASW, onde: H é espessura da camada e (V_S) é a velocidade da onda S da camada.

Dispersivas

Estimado

Fonte: Adaptado de (STROBBIA, 2003).

1.5.4.1 Aquisição de dados

Ainda que predomine a energia das ondas superficiais em um registro sísmico, são necessárias configurações de campo e de parâmetros de aquisição que favoreçam o registro de ondas planas e do modo fundamental das ondas *Rayleigh*, e minimizem o registro dos demais tipos de ondas sísmicas (PARK; MILLER; XIA, 1999). O registo da passagem dessas ondas pode ser feito de formas diferentes pelo método MASW, são elas:

- Registro com fonte ativa (A-MASW)
- Registro com fonte passiva (P-MASW) e
- Roadside Passive MASW(RP-MASW), que corresponde a junção dos métodos ativo e passivo.

A intenção do registro do registro é capturar a passagem de ondas sísmicas em uma ampla faixa de frequências, para isso a aquisição deve ser esquematizada objetivando a não interferência dos outros eventos (nesse caso considerados ruídos). O planejamento da aquisição deve levar em conta o espaçamento mínimo entre geofones (Δx_{min}) e ainda o e comprimento do arranjo sísmico (L). Em arranjos bidimensionais, aquisição com fonte passiva, (L) é a maior distância existente entre dois geofones. Foti et al.(2017) e Park, Miller e Xia (1999) relacionam

a abertura entre os geofones e a frequência desejada da seguinte maneira:

$$\Delta x_{min} \approx \frac{\lambda_{min}}{2} = \frac{V_{min}}{2f_{max}} \tag{29}$$

e

$$L \approx \lambda_{max} = \frac{V_{max}}{f_{max}} \tag{30}$$

Onde:

 λ_{min} : é o mínimo comprimento de onda registrado.

 λ_{max} : é o máximo comprimento de onda registrado.

 V_{min} : a mínima velocidade de fase vinculada à máxima frequência f_{max} .

 V_{max} : a máxima velocidade de fase vinculada à mínima frequência f_{min} .

A profundidade da camada investigada (z_{max}) e a resolução vertical desejadas podem ser estabelecidas também na fase planejamento do arranjo de geofones. Sendo a resolução vertical inversamente proporcional a medida da menor espessura da camada geológica (Esp_{min}), usando as sentenças:

$$Esp_{min} \ge \Delta x_{min} \tag{31}$$

e

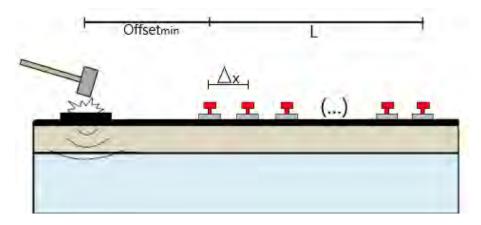
$$z_{max} \le \frac{L}{2} \tag{32}$$

O número de geofones pode ser definido com base em Δx_{min} e L, caso não haja limitações quanto ao número disponível de canais de registro e sensores. Quanto maior a quantidade de geofones, melhor a resolução das curvas de dispersão. Geralmente são utilizados 12, 24, 48 ou 96 geofones (EIKMEIER, 2018).

1.5.4.2 Registro com fonte ativa (A-MASW)

O método ativo é caracterizado pela utilização de uma fonte sísmica artificial, como uma marreta ou a queda de um peso. O arranjo dos geofones neste tipo de aquisição é linear e os espaçamentos entre os mesmos pode ou não ser constante. A Figura 32 ilustra um esquema de aquisição ativa.

Figura 32 - Configuração do método A-MASW.



Legenda: Arranjo linear para aquisições pelo método MASW com fontes ativas. Onde: Δx é o espaçamento entre os geofones e L é o comprimento do arranjo.

Fonte: Adaptado de (STROBBIA, 2003).

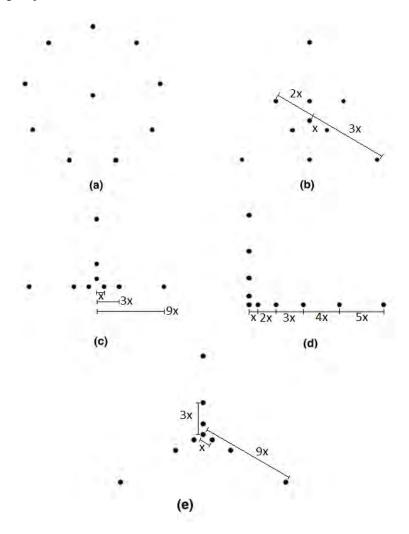
A profundidade da investigação alcançável via ensaio ativo é normalmente na faixa de 20 a 30m, devido à criação de ondas de alta frequência (30-100Hz) e menores comprimentos de ondas gerados pela fonte de impacto. Quanto maior o comprimento de onda, maior será a profundidade da penetração e, portanto, a profundidade da investigação (BAGLARI; DEY; TAIPODIA, 2018).

1.5.4.3 Registro com fonte passiva (P-MASW)

O modo passivo de levantamento utiliza vibrações ambientais originárias de várias fontes naturais (por exemplo, maré) ou culturais (por exemplo, tráfego). Esse modo de levantamento é útil em ambientes ruidosos urbanos, onde os campos de ondas criados por fontes ativas convencionais sofrem contaminação pelo ambiente. Além disso, esses campos de ondas de origem passiva carregam ondas de comprimento de onda muito mais longo e frequências bem menores (5-30Hz), portanto, podem produzir informações de camadas mais profundas do solo (BAGLARI; DEY; TAIPODIA, 2018).

Neste tipo de aquisição os arranjos dos geofones são bidimensionais devido ao desconhecimento da localização da fonte. Com um arranjo 2D torna-se possível a obtenção da direção de propagação da frente de onda em relação ao arranjo (EIKMEIER, 2018). A Figura 33 exibe algumas dessas configurações.

Figura 33 - Configuração do método P-MASW.



Legenda: Geometrias comumente usadas para aquisição de dados pelo método P-MASW (todos os exemplos são fornecidos com um número total de 10 sensores. Onde: a) forma circular, b) triângulos alinhados, c)forma T, d) forma L, e) triângulos alinhados esparsos.

Fonte: Adaptado de (FOTI et al., 2017).

1.5.4.4 Roadside Passive MASW (RP-MASW)

À medida que a demanda por investigações de subsolo pelo método passivo em áreas urbanas aumentou, buscou-se um modo mais conveniente que pudesse ser implementado com uma matriz de receptores lineares 1D convencionais disposta ao longo de uma estrada, uma vez que o método tradicional de matrizes 2D exigia uma área ampla e aberta para a implantação de receptores (geofones) (PARK et al., 2007).

O RP-MASW une ambos os ensaios gerando curvas dispersivas ativas e passivas, de modo a incrementar o leque de frequências, aumentando assim a profundidade analisada e tornando a identificação do padrão da curva de dispersão mais fácil. Com ele, é possível identificar

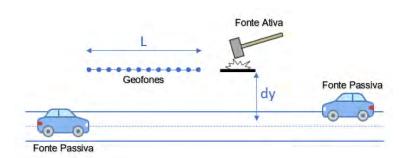
todas as porções da curva de dispersão, tanto de baixa frequência como as de alta frequência.

No entanto, existem condições específicas para a aplicação da técnica. Um arranjo linear é posicionado paralelamente a uma avenida, estrada ou equivalente, onde a passagem de um veículo, preferencialmente quando trafega por irregularidades na estrada, executa o papel da fonte passiva. Um esquema deste tipo de aquisição pode ser visto na Figura 34.

Em zonas de tráfego intenso, os registros de campo podem se tornar mais complexos com a mistura de pacotes de ondas, assim, outros veículos ou pedestres não devem estar passando muito próximos ao local do arranjo de geofones no momento da gravação. Com essa técnica usualmente obtém-se como resultado final da inversão velocidades superestimadas, geralmente com erros menores que 10% (PARK; MILLER, 2008).

O tempo de gravação deve ser de 10 a 30 s e o veículo escolhido como fonte deve estar, durante o registro, o mais colinear possível em relação ao arranjo. Deve-se assegurar que o tempo de gravação seja suficiente para que todo o pacote de ondas passe pelo arranjo sísmico. O tempo mínimo de registro pode ser estimado com base na maior distância do veículo ao último geofone do arranjo e considerando uma velocidade mínima de fase da ordem de 100m/s. Para facilitar a aquisição de dados deve-se escolher dois pontos de referência na rua, sendo a gravação iniciada quando o veículo passar pelo primeiro ponto e interrompida ao passar pelo segundo (EIKMEIER, 2018).

Figura 34 - Configuração do método RP-MASW.



Legenda: Arranjo de campo para aquisições Roadside Passive MASW.

Fonte: Adaptado de (PARK; MILLER, 2008).

1.5.4.5 Parâmetros de aquisição

O *offset*_{min} deve ser escolhido de forma que a exigência de propagação de onda planar seja atendida e a melhor imagem de dispersão de resolução seja obtida. Distâncias curtas induzem ao acúmulo de energia em baixas frequências, resultando em tendências de dispersão indistintas e perfis de velocidade de onda de cisalhamento em profundidade rasa (efeito de campo próximo). Grandes valores de *offset* resultam na adulteração dominante dos registros devido aos ruídos prevalecentes (efeito de campo remoto).

De acordo com Eikmeier (2018), vários estudos forneceram indicações sobre esse assunto, mas nenhum consenso geral foi alcançado para que uma regra evite tais efeitos na análise

de ondas de superfície. O autor ainda afirma que ambos efeitos podem ser corrigidos na etapa de processamento através da remoção de traços sísmicos relativos aos geofones que estavam mais próximos ou distantes da fonte.

Para Taipodia, Baglari e Dey (2018), a escolha da distância ideal de deslocamento depende do local. Para locais que possuem uma velocidade média de onda de cisalhamento menor que 100m/s, os autores recomenda uma distância de deslocamento de 4-6 m para imagens de dispersão com resolução mais alta.

Foti et al. sugerem adotar valores de três a cinco vezes o espaçamento dos receptores (geofones), desde que a fonte seja capaz de garantir uma boa relação sinal/ruído para os receptores mais distantes.

Park, Miller e Miura (2002) concluem que a maioria dos principais parâmetros de aquisição é geralmente bastante tolerante, e reúnem na Tabela 10 os valores indicativos para alguns desses parâmetros:

Tabela 10 - Parâmetros de campo.

Frequência natural do geofone (Hz)	Profundidade máxima (m)	offset _{min} (m)	offset _{max} (m)	Espaçamento entre geofones (m)
4.5	50	10	100	1
10	30	10	100	1
40	15	10	100	1

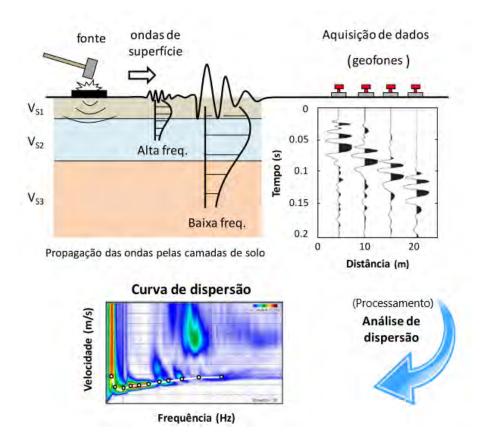
Legenda: Parâmetros de campo ideais para pesquisas MASW.

Fonte: Park, Miller e Miura (2002).

1.5.5 Processamento

O processamento dos dados consiste na obtenção das curvas dispersivas, tendo como base os sismogramas (x-t) em campo. Com a atuação dos geofones em diferentes posições, os sismogramas registam o movimento das partículas, fornecendo as informações necessárias para processamento, como ilustra a Figura 36.

Figura 35 - Processamento.



Legenda: Aquisição e processamento pelo método MASW.

Fonte: Adaptado de (RODRIGUES, 2019).

Existe mais de uma técnica para obtenção da curva de dispersão e inversão. O esquema de imagem de dispersão de alta resolução é o componente mais crítico da análise MASW devido à sua capacidade de discriminar diferentes modos de ondas planas que podem incluir ondas corporais e superficiais viajando horizontalmente ao longo da superfície.

O método de diferença de fase descrito por Park, Miller e Xia (1998) é o mais comumente usado na técnica MASW, transformando o conjunto de tiros para o domínio da frequência e posteriormente calculando as velocidades de fase através de um processo de deslocamento de fase (ARDITO, 2013). Mais detalhes da técnica podem ser vistos em (PARK; MILLER; XIA, 1998), (Dal Moro et al., 2003) e (JÚNIOR, 2007).

Estudos, como o de Dal Moro et al. (2003), mostraram a capacidade de alta resolução do método em comparação com outros métodos convencionais. De acordo com os autores, o método de diferença de fase é uma solução robusta e econômica, capaz de fornecer velocidades de fase precisas mesmo com um número reduzido de traços, otimizando assim os custos de aquisição e processamento.

Um software baseado neste método é o (PARKSEIS©, 2017) (v.3.0), que fornece uma sequência padrão totalmente automatizada de análise de dados MASW, podendo gerar perfis de velocidade de ondas cisalhantes (1D ou 2D).

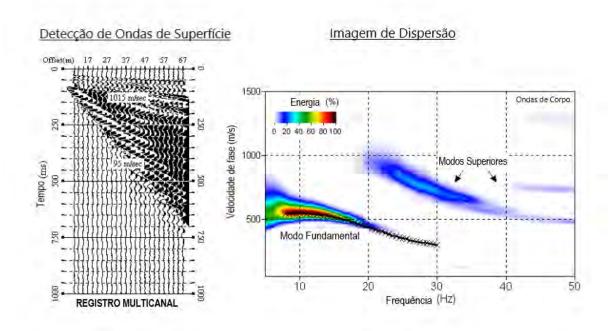


Figura 36 - Processamento de dados com um registro de campo do método MASW.

Legenda: Aquisição e processamento pelo método MASW.

Fonte: Adaptado de (PARK, 2005).

A identificação da curva de dispersão é uma das etapas mais delicadas do método MASW. O modo fundamental (M_0) da propagação da onda de Rayleigh normalmente prevalece em locais onde a velocidade da onda de cisalhamento aumenta gradualmente com o aumento da profundidade. Nos locais caracterizados por um perfil de rigidez com variação mais irregular, os modos mais altos podem desempenhar um papel significativo em determinadas faixas de frequência, dificultando a identificação da curva de dispersão do modo fundamental. Nesses casos, pode ocorrer a identificação incorreta dos números de modos ou a superposição de dados de dispersão de dois (ou mais) modos, resultando em uma curva de dispersão aparente que não corresponde a nenhum dos modos reais (GAO et al., 2016) (ZHANG; CHAN, 2003).

Outra fonte adicional de incerteza é a potencial variabilidade associada à seleção manual ou semi-manual da curva de dispersão. O viés humano pode, no entanto, ser limitado pela escolha média da curva de dispersão obtida por vários analistas (PEI, 2007).

1.5.6 Inversão

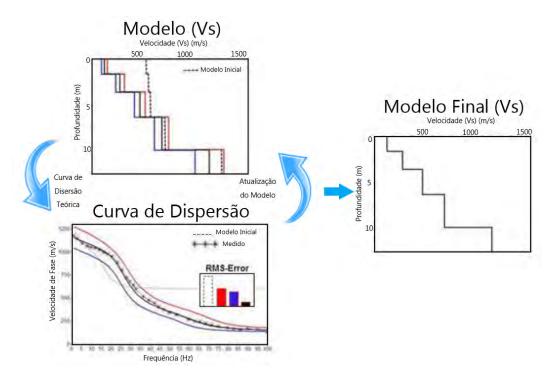
O processo de inversão é, de maneira simplificada, a "busca" da causa a partir de um resultado, geralmente envolve uma ou mais etapas de modelagem direta no curso do exame de possíveis candidatos a causas.

É na etapa de inversão que são determinados os perfis de velocidades a partir da curva de dispersão experimental, produzindo os gráficos de profundidade em função da velocidade de propagação de ondas. Busca-se o melhor modelo de subsuperfície cuja resposta se ajusta às curvas de dispersão experimentais. Os softwares de análise utilizam-se de algorítimos para esse fim, a maioria deles exige um modelo inicial com parâmetros da área em estudo (espessura da camada, profundidade de investigação e outros) para realização da inversão.

O problema de inversão de onda de superfície é de fato altamente não linear e é afetado pela não unicidade da solução (FOTI et al., 2017).

Para a inversão no método MASW são usadas as metodologias descritas por Schwab e Knopoff (1972) e Ryden e Park (2006). Curvas dispersivas teóricas são então calculadas para diferentes modelos a serem comparados com a curva medida (experimental). Essa abordagem de inversão baseia-se no pressuposto de que a curva de dispersão medida representa a curva modo fundamental (M_0) não influenciada por outros modos de ondas de superfície. A Figura 37 exibe um esquema da metodologia.

Figura 37 - Processo de Inversão.



Legenda: Determinação dos perfis de velocidade a partir da curva de dispersão experimental. Fonte: Adaptado de (PARK, 2020).

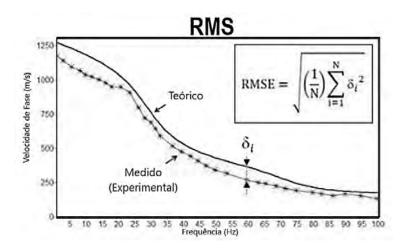
Normalmente, para análise de onda de superfície, a função de desajuste (*misfit*) é uma norma da distância entre a curva de dispersão experimental (ou curvas de autocorrelação espacial) e as curvas de dispersão teóricas associadas a um determinado modelo de velocidade sub-superficial.

A raiz do erro médio quadrático, (RMS) na Figura 37, é geralmente usada como um indicador da proximidade entre as duas curvas de dispersão (medidas e teóricas), e a solução

final é escolhida como perfil 1D de V_s resultante do ajuste do valor de (menor) RMS (PARK, 2020).

Um método determinístico, como o método dos mínimos quadrados (MENKE, 1989);(XIA et al., 1999) ou uma abordagem aleatória (SOCCO; BOIERO, 2008), podem ser adotados para a otimização como mostra a Figura 38.

Figura 38 - RMS.

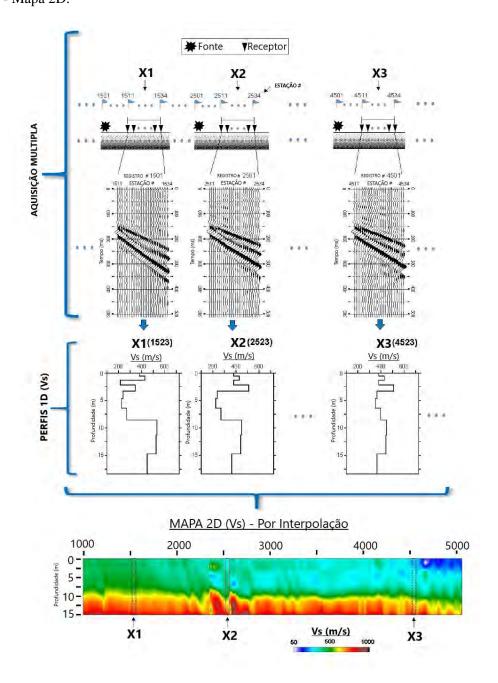


Legenda: RMS como indicador da proximidade entre as duas curvas de dispersão (medidas e teóricas). Fonte: Adaptado de (PARK, 2020).

Assim é feita uma determinação da variação unidimensional (profundidade) para a subsuperfície, uma vez que a curva medida é mais sensível à variação vertical de ondas cisalhantes. O modelo de camadas gerado inevitavelmente não carrega nenhuma variação lateral, isso significa que o método fornece a estrutura 1D de V_s (ou perfil) mais representativa dos materiais subterrâneos abaixo do receptor, evidenciando as camadas subsuperficiais, apesar do fato de que, na realidade, um certo grau de variação lateral sempre existe. Devido à natureza do processamento multicanal, geralmente a localização central do espalhamento do receptor é atribuída como a localização de superfície mais representativa, caso a informação de coordenada seja necessária (PARK, 2020).

Um levantamento MASW pode ser usado para produzir um mapa 2D (superfície e profundidade) de velocidade de onda de cisalhamento V_s envolvendo a aquisição de vários registros (de doze ou mais canais) com a mesma configuração fonte-receptor movida sucessivamente por um intervalo de distância fixa ao longo de uma linha de levantamento. Os registros adquiridos passam então pelo processamento de dispersão-inversão para produzir um perfil V_s 1D (profundidade) para cada registro, tratando a distância subsuperficial estendida por um receptor espalhado como o modelo terrestre de camadas horizontais. Todos esses perfis 1D são então montados de acordo com a coordenada da superfície no ponto médio da propagação usada para adquirir o registro correspondente e então o mapa 2D final é construído usando um esquema de interpolação espacial (PARK, 2005). Um esquema deste tipo de aquisição pode ser visto na

Figura 39. Figura 39 - Mapa 2D.



Legenda: Aquisição múltipla para composição de perfil 2D.

Fonte: Adaptado de (PARK, 2005)

Esse tipo de inversão baseada na curva M_0 usada para encontrar o perfil de velocidades tem sido a abordagem mais comum adotada historicamente, e atualmente é o caso com o método MASW. Isso, no entanto, não significa necessariamente que é a única abordagem viável com o método MASW. De fato, existem várias outras abordagens atualmente sendo pesquisados ou já em uso rotineiro que se apropriam de outros tipos de dados de ondas de superfície, em vez da curva M_0 , separadamente ou em combinação (PARK, 2020).

1.6 Curva de degradação do módulo cisalhante

Avaliar o modo de deformação do solo para aplicação em análises de deformação constitui um dos problemas mais importantes, mas também um dos mais difíceis em engenharia geotécnica. A resposta do solo é altamente não linear e é influenciada por muitas variáveis, como mineralogia, estrutura, estado de tensão, condições de carregamento e drenagem.

As técnicas de amostragem melhoraram significativamente nos últimos anos, ainda assim, alguns distúrbios são inevitáveis em função de fatores como o alívio de tensões. Há ainda a existência de solos extremamente difíceis de amostrar usando técnicas convencionais, nestes casos, técnicas *in situ* são necessárias para avaliar os parâmetros de deformação do solo. A seleção e escolha de tais parâmetros de deformação é etapa fundamental do projeto. Nesta fase, a adoção de modelos complexos de solo elasto-plástico a pequenos problemas de engenharia geotécnica onde os orçamentos são frequentemente restritos é por vezes limitada.

Frequentemente, os engenheiros preferem aplicar soluções elásticas lineares ou não lineares simples a um problema de projeto, desde que possam avaliar um módulo de elasticidade equivalente razoável aplicável ao nível de deformação induzida do problema. Assim, existe a necessidade de desenvolver um procedimento racional para a seleção do modo de deformação do solo adequado e este procedimento deve ser consistente com a técnica de análise.

No atual estágio do conhecimento, sabe-se que o módulo de deformabilidade do solo é dependente do nível de tensões e deformações cisalhantes (γ) (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). Podem-se combinar diferentes ensaios a fim de definir o módulo de cisalhamento G em sua ampla faixa de deformações, o que é conhecido como curva de degradação do módulo cisalhante.

Ensaios sísmicos, como o MASW, fornecem o valor da rigidez para pequenas deformações $\gamma < 10^{-6}\%$. Para deformações maiores, a rigidez do solo diminui com o aumento das deformações. A variação do módulo de cisalhamento do solo com o nível de deformação pode ser representada esquematicamente na Figura 40.

1.0 Contenções 0.9 Vormalizado (G/G Módulo Cisalhante Fundações 0.7 Carregamento 0.5 Descarregamento Túneis PMT 0.5 DM 0.4 Carregamento Inicial 0.3 0.2 CPTu Delormações 0.1 Muito Реф.или 0.0 101 10 * 102 100 100 101 100 10

Deformação Cisalhante, 7 (%)

Ensaios de Placa

Ensaios Convencionais de Solos

Figura 40 - Módulo cisalhante.

Legenda: Curva de degradação do módulo cisalhante normalizado.

Métodos Geofísicos

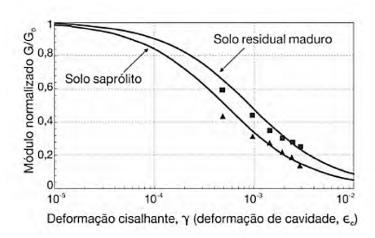
Fonte: Fernandes (2018).

Na Figura 40, nota-se que para abranger o comportamento real dos solos, são necessárias relações tensão-deformação não lineares, pois a rigidez do solo varia de forma não linear com a deformação. O módulo de cisalhamento máximo (G_0) é o parâmetro que se refere ao estado inicial indeformado do solo e permite avaliar o comportamento tensão-deformação-resistência do solo para carregamentos estáticos, cíclicos e dinâmicos, tanto para as condições drenadas quanto não drenadas (ROCHA; GIACHETI, 2016).

Segundo Wood (1990), o módulo tangente medido a partir da curva pressiométrica é igual ao módulo secante determinado em ensaio laboratorial convencional. Isso permite que os resultados dos ensaios pressiométricos sejam adequadamente relacionados aos de outros ensaios por meio de modelos de degradação projetados para expressar a variação do módulo cisalhante G com a deformação. Para Schnaid (2008), independentemente do modelo adotado na análise, recomenda-se fortemente que a combinação de medições sísmicas G_0 e ensaios pressiométricos que incorporem múltiplos ciclos de descarga-recarga é atualmente o único método preciso de obter parâmetros de rigidez não lineares de ensaios*in situ*.

Abramento e Pinto (1998) exibiram um exemplo de curva de degradação do módulo cisalhante para solos residuais de gnaisse e migmatito, usando o valor de G_0 obtidos através de ensaios *cross-hole* e pressiômetro de auto-furação. O resultado pode ser visto na Figura 41.

Figura 41 - Degradação de G.

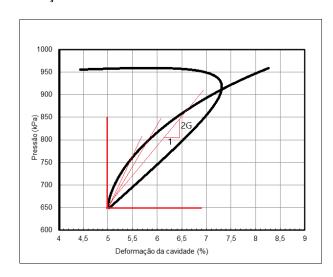


Legenda: Curva de degradação do módulo cisalhante normalizado.

Fonte: Abramento e Pinto (1998).

Os autores usaram ciclos de carga e descarga para determinação dos módulos de cisalhamento. Com o exemplo de detalhamento do ciclo na Figura 42, fica nítido que não há uma variação linear entre pressão e deformação. Como informam os autores, poder-se-ia optar por um módulo médio no ciclo, mas obviamente este módulo seria afetado pela variação de pressão em cada ciclo. Quanto maior a variação, menor o módulo.

Figura 42 - Método para obtenção do módulo secante de referência.



Legenda: Módulo de referência $G*_{ur}$.

Fonte: Adaptado de (ABRAMENTO; PINTO, 1998).

Como solução, os autores realizaram a determinação de módulos secantes para vários valores de deformação a partir do nível mínimo de pressão/deformação atingido no ciclo. Tomando como base o módulo secante correspondente a deformação de 0,1%, chamado de módulo de referência $G*_{ur}$, comparações entre os parâmetros de deformabilidades de vários ciclos pu-

deram ser feitos. Os autores concluíram que a rigidez do solo aumenta com a amplitude e o nível de deformação de um dado ciclo e com e com o nível de deformação de sucessivos ciclos.

1.6.1 Normalização do Módulo Cisalhante Máximo

Vardanega e Bolton (2013) apresentaram a análise de um banco de dados compilado a partir de 67 ensaios publicados em 10 trabalhos diferentes, que referiam-se a 21 tipos de solos de granulação fina. As amostras vieram de vários países e foram ensaiadas em uma variedade de condições, de normalmente consolidada a sobreconsolidadas, em vários laboratórios e em equipamentos de ensaio de cisalhamento diferentes por um período de 30 anos. Os autores estudaram as normalizações do módulo de cisalhamento secante G em termos de tensão efetiva média inicial $\left(\frac{G}{\sigma}\right)$, resistência ao cisalhamento não drenada $\left(\frac{G}{Su}\right)$ e o módulo de cisalhamento máximo $\left(\frac{G}{G_0}\right)$. Na Figura 43, observam-se os resultados obtidos de maneira dispersa pela representação $(G \times \gamma)$.

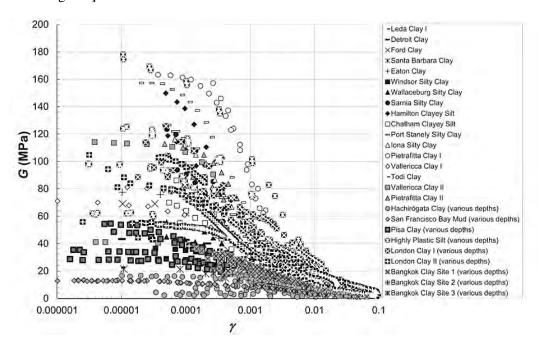


Figura 43 - Degradação do módulo secante não normalizado.

Legenda: Dados de rigidez de cisalhamento secante coletados *versus* deformação de cisalhamento.

Fonte: Vardanega e Bolton (2013).

A normalização de G com σ , é uma técnica usada por alguns pesquisadores. A Figura 44 mostra o gráfico de $\left(\frac{G}{\sigma}, \times \gamma\right)$ para as argilas consideradas pelos autores citados. Muito da dispersão vista na Figura 43 permanece na Figura 44, embora os dados pareçam convergir para deformações mais altas.

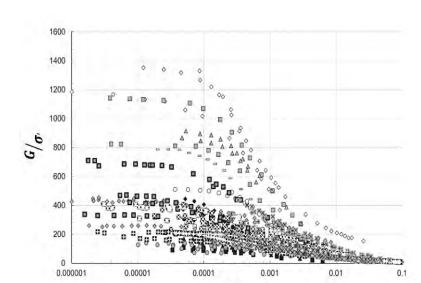


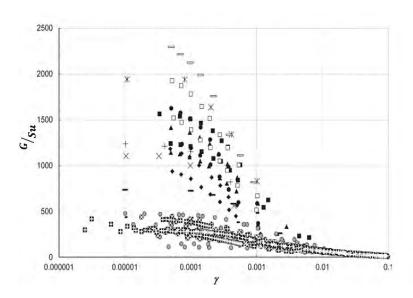
Figura 44 - Degradação do módulo secante normalizado - tensão efetiva.

Legenda: Módulo de cisalhamento secante normalizado com tensão efetiva *versus* deformação de cisalhamento.

Fonte: Vardanega e Bolton (2013).

Outro método de normalização possível para G é dividi-lo pela resistência ao cisalhamento não drenada. A Figura 45 mostra o gráfico $\left(\frac{G}{Su} \times \gamma\right)$ obtido no estudo de Vardanega e Bolton (2013). A dispersão entre diferentes argilas não foi reduzida de forma apreciável na comparação com Figura 43.

Figura 45 - Degradação do módulo secante normalizado - S_u .



Legenda: Módulo de cisalhamento secante normalizado com resistência ao cisalhamento não drenada *versus* deformação de cisalhamento.

Fonte: Vardanega e Bolton (2013).

Usar G_0 para normalizar a redução do módulo de cisalhamento com deformação é comum, especialmente na literatura internacional de engenharia de terremotos. A Figura 46 mostra o gráfico $\left(\frac{G}{G_0} \times \gamma\right)$ obtido por Vardanega e Bolton (2013). Como pode ser observado, fica claro que o uso desta relação representa uma maneira muito mais eficaz de reduzir a dispersão em comparação com os modos citados anteriormente.

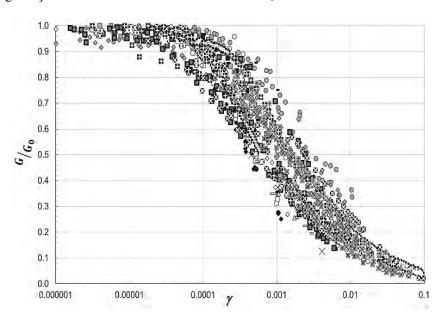


Figura 46 - Degradação do módulo secante normalizado - G_0 .

Legenda: Módulo de cisalhamento secante normalizado com G_0 versus deformação de cisalhamento. Fonte: Vardanega e Bolton (2013).

Esta representação é útil para comparar curvas do mesmo solo em diferentes condições ou de solos diferente. Os fatores que afetam (G_0) e G da mesma forma não afetam a relação $\frac{G}{G_0}$, por isso também, a normalização também é conveniente na análise de fatores intervenientes.

1.6.2 Distorção limite de referência

Alguns fatores são considerados importantes para a estimativa do módulo cisalhante inicial G_0 , destacando-se: tensão efetiva na direção da propagação da onda; tensão principal efetiva na direção da vibração da partícula; índice de vazios; anisotropia estrutural; grau de saturação (particularmente em argilas e siltes) e cimentação (natural ou artificial) (SANTOS; CORREIA, 2002).

Objetivando investigar a degradação do módulo de cisalhante (ou de distorção) do solo, Santos e Correia (2002) publicaram um estudo baseado em um parâmetro chave denominado distorção limite de referência $\gamma_{0,7}$. Os autores definiram este parâmetro como a distorção correspondente a uma relação de $\frac{G}{G_0} = 0,7$, em que (G_0) é o módulo de distorção no domínio das pequenas deformações e G o módulo de distorção secante. Através da normalização pro-

posta é possível definir relações unificadas com a finalidade estimar a degradação do módulo de distorção do solo.

Para a montagem da curva de degradação do módulo cisalhante, é prática comum a combinação do módulo de distorção inicial determinado *in situ* com a curva de redução do módulo obtida em laboratório, conforme a metodologia indicada por Tatsuoka e Shibuya (1992).

Santos e Correia (2002) buscam explicar o andamento das curvas de degradação, fortemente influenciadas pelo o índice de plasticidade do solo (IP) e a tensão efetiva normal média (σ_0') , recorrendo ao conceito da distorção limite sem variação volumétrica (γ_t^V) . Como explicam os autores, a degradação da rigidez e o amortecimento do solo assumem proporções reduzidas para distorções abaixo daquele valor e não ocorrem de deformações plásticas. Tal distorção, ou deformação (γ_t^V) , vai depender da história de tensões, do estado atual e principalmente da natureza e da estrutura do solo. Entende-se assim que quanto maior for o (IP) maior será a distorção limite sem variação volumétrica.

"Do ponto de vista teórico, seria então, mais lógico comparar o comportamento dos diferentes tipos de solos normalizando a distorção. Na prática, o valor da distorção limite sem variação volumétrica não é fácil de determinar, pelo que se propõe a definição de uma distorção limite de referência" (SANTOS; CORREIA, 2000, p.6). Sendo:

$$\gamma_{0,7} = \gamma \left(\frac{G}{G_0} = 0,7\right) \tag{33}$$

Definindo $\gamma_{0,7}$ como a distorção para a qual a rigidez inicial se reduz a 70%. Pode-se, agora, fazer a representação das curvas de degradação de rigidez $\left(\frac{G}{G_0}\right)$ em função da distorção normalizada:

$$\gamma^* = \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \tag{34}$$

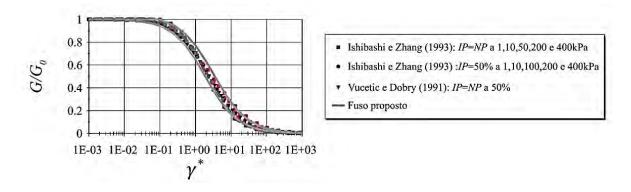
Santos (1999) propõe equações que definem uma faixa relativamente estreita para os valores de $\left(\frac{G}{G_0}\right)$ em função de γ^* :

Limite inferior
$$\begin{cases} 1 & para \ \gamma^* \le 10^{-2} \\ \frac{1 - tgh\left[0.48 \times l \ n\left(\frac{\gamma^*}{1.9}\right)\right]}{2} & para \ \gamma^* \ge 10^{-2} \end{cases}$$
 (35)

Limite superior
$$\begin{cases} 1 & para \ \gamma^* \le 10^{-1} \\ \frac{1 - tgh\left[0.46 \times l \ n\left(\frac{\gamma^* - 0.1}{3.4}\right)\right]}{2} & para \ \gamma^* > 10^{-1} \end{cases}$$
(36)

Na Figura 47 há um exemplo do ajustamento dos valores de $\left(\frac{G}{G_0}\right)$ em função da distorção normalizada:

Figura 47 - Distorção normalizada.



Legenda: Exemplo de aplicação da metodologia de distorção limite de referência.

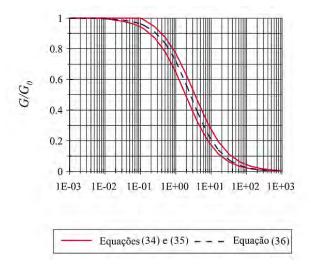
Fonte: Santos e Correia (2002)

Podemos descrever as curvas dadas de maneira mais resumida, usando uma função hiperbólica definida por Teachavorasinskun et al.(1991 apud SANTOS, 1999) do tipo:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a \times \gamma^*} \tag{37}$$

Usando análises de regressão, Santos (1999) determinou o valor do parâmetro a com melhor ajustamento à linha média da faixa definida pelas equações 35 e 36, a=0.385. A curva estabelecida é exibida na Figura 48.

Figura 48 - Distorção normalizada - Curva

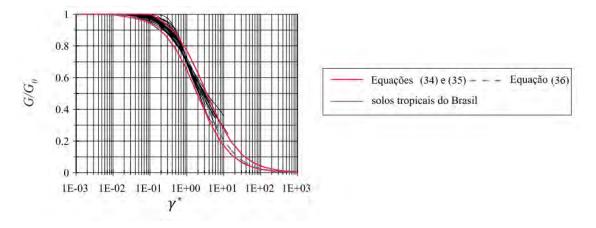


Legenda: Curva de degradação da rigidez em função da distorção normalizada.

Fonte: Santos e Correia (2002)

Correia et al. (2001) aplicaram a da metodologia de normalização aos solos lateríticos e saprolíticos do Brasil, a Figura 49 mostra os resultados. Observa-se que apesar dos diferentes valores da tensão de confinamento, grau de saturação e grau de sobreconsolidação os resultados mostraram um excelente ajuste após normalização.

Figura 49 - Distorção normalizada - Solos Brasileiros.



Legenda: Curva de degradação da rigidez em função da distorção normalizada para solos lateríticos e saprolíticos do Brasil.

Fonte: Santos e Correia (2002)

Como afirmam Correia et al.(2001), para a faixa de deformação de cisalhamento testada, as relações entre $\left(\frac{G}{G_0}\right)$ e $\gamma^* = \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}$ são pouco afetadas pelo tipo de solo (solos temperados ou tropicais), índice de plasticidade, pressão de confinamento, grau de saturação e proporção de sobreconsolidado. Isso valida e generaliza esse tipo de relação proposta por Santos (1999) como uma curva de "comportamento de referência" (curva de referência de degradação de rigidez) para solos.

1.7 Correlações

Como afirmam Coaracy, Gandolfo e Rocha (2012) problemas de engenharia com fundações de máquinas e de geradores de energia eólica, esforços em estruturas provocados por terremotos, vibrações em estruturas *offshore*, vibrações produzidas por tráfego de veículos e fundações de equipamentos sensíveis a vibrações externas demandam o estudo do comportamento dinâmico dos solos. Mesmo em obras de solicitações não dinâmicas, este estudo pode ser usado na determinação da deformabilidade dos solos, como é o caso deste estudo. Nesse contexto, um parâmetro de estudo importante é o módulo de cisalhamento *G* que pode ser determinado por diversos ensaios tanto de campo quanto de laboratório.

Embora esse parâmetro seja avaliado com maior precisão através de ensaios para pequenas deformações, como ensaios sísmicos, na prática, esse parâmetro é muitas vezes estimado através de ensaios estáticos, com grandes deformações usando correlações. Na literatura

encontra-se vasto material destinado a obtenção dos valores de velocidade de onda cisalhante (V_S) e consequentemente (G_0) pela Teoria da Elasticidade. Tais estudos comprovam que há uma relação direta entre a velocidade da onda de cisalhamento e a rigidez do solo, como veremos a seguir.

1.7.1 Correlações: SPT (Standard Penetration Test)

O Standard Penetration Test (SPT) é ensaio geotécnico mais comumente usado no Brasil e no mundo. Ele ajuda a determinar a consistência do solo e também pode ser usado para determinar a estratigrafia do terreno. O valor fornecido pelo ensaio SPT corresponde ao número de golpes necessários para pressionar um amostrador padrão com diâmetro externo de 50 mm no solo (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

O procedimento de ensaio envolve o uso de um martelo de queda de 65 kg para cravar o amostrador no fundo da escavação de uma altura de 750 mm, com ou sem revestimento. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessários para o amostrador penetrar 300 mm após uma cravação inicial de 150 mm.

O ensaio foi padronizado pela ASTM em 1958 e posteriormente padronizado por vários países. Na América do Sul, o padrão norte-americano ASTM D 1.586-67 é usado. O Brasil possui uma norma própria ABNT NBR 6484, revisada em 2001. Porém, mesmo com várias normas relativas ao ensaio, seus procedimentos de execução são variáveis, chegando à situações em que valores de resistência diferentes podem ser obtidos por órgãos distintos nos mesmos locais de investigação (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Muitos pesquisadores estudaram a relação entre a velocidade da onda de cisalhamento e os valores de N_{SPT} . Evidentemente, é preferível medir V_s por meio de ensaios de propagação de onda *in situ*, no entanto, muitas vezes não é economicamente viável realizar os ensaios em todos os locais. Portanto, uma correlação confiável entre Vs e contagens de golpes do ensaio de penetração padrão (N_{SPT}) seria uma vantagem considerável, além da possibilidade de confronto de parâmetros geotécnicos.

Na literatura internacional, encontram-se diversos exemplos de correlações para os fins citados. A variação entre as correlações sugeridas é principalmente devido às várias condições geotécnicas de cada local estudado e também diferentes equipamentos e métodos de investigações de campo. Como comentam Lopes, Santos e Gomes (2014), vários autores tentaram usar valores de N_{SPT} corrigidos e correções de profundidade, entre outros, para minimizar os efeitos das incógnitas no uso das correlações empíricas, por exemplo, Ohta e Goto(1978) e Bellana (2009), mas uma melhoria limitada foi alcançada.

Também é importante analisar, nessas correlações empíricas, a quantidade de dados, o coeficiente de correlação e o intervalo do valor N usado, uma vez que a extrapolação dos resultados fora desse intervalo pode não ser válida.

Quando comparados com outros parâmetros, ambos os parâmetros N_{SPT} e V_s se correlacionam bem, pois os valores de N_{SPT} dependem basicamente da resistência dos depósitos do solo. Uma resistência maior significa um maior número de golpes ou o solo será mais difícil de penetrar na mesma profundidade, e por outro lado, um V_s maior indica mais rigidez dos depósitos de solo ou um módulo de cisalhamento maior G_0 .

Ohta e Goto (1978) apud Lopes, Santos e Gomes (2014) exibem as equações de seus estudos que consideram a influência do tipo de solo (R = 0,726) na Figura 50, juntamente com sua equação para todos os solos (R = 0,719). Comparando-os, observa-se que, com exceção da curva relativa ao cascalho controlada pela natureza "rochosa" do "tipo de solo", todas as demais são muito semelhantes, mostrando a pequena relevância do tipo de solo na região do estudo para resultado final. Uma diferença máxima entre curvas extremas de 60m/s para $N_{SPT}=200$ é observada.

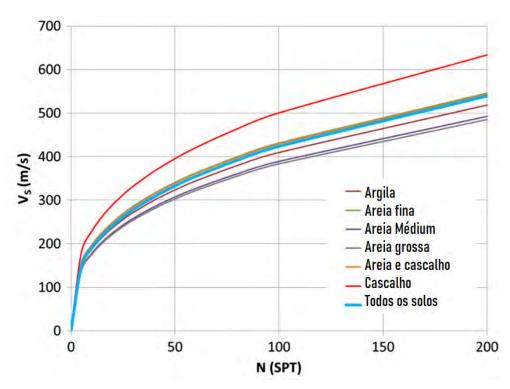


Figura 50 - Influência do Tipo de Solo.

Legenda: Comparação entre as correlações empíricas de V_s e N_{SPT} para todos os solos e considerando diferentes tipos de solo.

Fonte: Ohta e Goto (1978) apud Lopes, Santos e Gomes (2014) Adaptado

Um resumo de algumas dessas relações empíricas propostas em diferentes locais e países para diferentes tipos de solo e usando diferentes métodos para obtenção de valores de V_s é apresentado na Tabela 11. Deve-se notar que a maioria dos estudos prevê a relação V_s x N_{SPT} usando uma relação lei de potência $V_s = aN^b$. Normalmente, a tendência observada é que, se A aumenta, B diminui para o mesmo tipo de solo, como afirmam Ohsaki e Iwasaki (1973).

Yoshimura e Imai (1970) estudaram a relação entre as velocidades sísmicas e algumas propriedades em 192 amostras e desenvolveram relações empíricas para todos os solos.

Seed, Idriss e Arango (1983) desenvolveram uma relação entre G_0 e o valor N_{SPT} para areias e a partir disso, propuseram sua equação para estimativa de V_s .

Hanumantharao e Ramana (2008) desenvolveram uma correlação para solos em Delhi por análise de regressão linear simples para areias, areia siltosa, silte arenoso e para todos os solos. Para este conjunto de dados, os valores de N foram medidos a cada 1,5 m e o perfil de velocidade da onda de cisalhamento foi desenvolvido com base nas formações de camada observadas na sondagem e nas curvas de dispersão experimentais do ensaio SASW.

Maheshwari et al. (2013) Desenvolveram equações empíricas entre os valores de V_s e N_{SPT} para diferentes categorias de solo na cidade de Chennai. O ensaio MASW foi realizado para determinar o perfil de velocidade da onda de cisalhamento e 200 pares de dados foram usados para análise de regressão com a finalidade de desenvolver correlações. As correlações foram estabelecidas para argila, areia e todos os solos. Além disso, os pesquisadores também apresentaram correlações entre os valores de N corrigidos e V_s e verificou-se que os valores de N corrigidos e não corrigidos podem prever V_s com igual precisão.

Marto, Tan e Leong (2013) desenvolveram uma correlação universal entre a velocidade da onda de cisalhamento e os valores N_{SPT} . Um total de 60 correlações globais foram usadas para formular uma nova correlação universal. Dois tipos de equações foram desenvolvidos, com e sem limites de contorno. Para os autores, a maioria dos pesquisadores prefere descrever V_s em termos de N_{SPT} apenas. O ponto conflitante é se o N_{SPT} deve ser corrigido em termos de energia. Em geral, a maioria dos pesquisadores faz uso de N_{SPT} não corrigido, enquanto apenas um número limitado de pesquisadores, por exemplo: Anbazhagan e Sitharam (2008) preferem considerar o N_{SPT} com correção de energia na formulação de sua relação.

Yoshimura e Imai (1970) desenvolveram relações entre V_s e N_{SPT} para todos os solos, solos arenosos e solos argilosos para na região de Roorkee no Japão. Para isso, ensaios de campo, ou seja, SPT e MASW foram realizados em dez locais na região. Os autores concluíram que o valores de N não corrigidos oferecem melhores correlações.

Tonouchi e Imai (1982) abordaram as correlações V_s envolvendo o valor N_{SPT} usando uma base de dados composta por 400 ensaios. Todos os dados foram coletados usando medições feitas com um receptor *downhole* em vários locais em todo o Japão.

Ohsaki e Iwasaki (1973) realizaram análises estatísticas simples em mais de 200 conjuntos de dados acumulados de explorações sísmicas (usando predominantemente técnicas *downhole* em todo o Japão.

Athanasopoulos (1995) fez uma revisão das correlações empíricas V_s x e N_{SPT} disponíveis, focando sua pesquisa em duas correlações desenvolvidas para solos da Grécia.

Para muitas aplicações de engenharia, é prática comum normalizar os valores N_{SPT} para uma tensão de sobrecarga efetiva de referência, normalmente 1 atm (101 kPa). Estudos como o de Sykora e Stokoe (1983) concluíram que o uso de valores de N normalizados em correlações

com V_s provou ser consideravelmente menos preciso do que correlações baseadas em valores não normalizados.

Em sua pesquisa, além do N_{SPT} e dos tipos de solo, Iyisan (1996) também compara outras variáveis, como tamanho médio de grão e tensão efetiva de sobrecarga.

No estudo de Hanumantharao e Ramana (2008), perfis de velocidade de onda de cisalhamento medidos no campo em mais de 80 locais em Delhi, capital da Índia, a uma profundidade de cerca de 20 a 32 musando Análise Espectral de Ondas de Superfície (SASW) são apresentados e correlações entre a velocidade de onda de cisalhamento, e os valores N também são apresentados.

Tsiambaos e Sabatakakis (2011) desenvolveram equações empíricas entre a velocidade da onda de cisalhamento e os parâmetros de resistência do solo para solos comuns na Grécia baseados em dados coletados de projetos ao longo de dez anos.

Fatehnia, Landschoot e Specialists (2015) propõem uma nova fórmula empírica que pode correlacionar os valores N_{SPT} e V_s para solos típicos encontrados no norte da Flórida. Foram coletados 300 dados de velocidade de onda de cisalhamento (derivados do método MASW) e respectivos valores de V_s a partir de quatro investigações geotécnicas e geofísicas conduzidas na região. A precisão da correlação também foi comparada com as fórmulas sugeridas anteriormente.

Fabbrocino et al. (2015) descrevem um estudo focado na avaliação de relações entre a velocidade da onda de cisalhamento V_s e do N_{SPT} em formações estruturalmente complexas que caracterizam os terrenos geológicos da cadeia dos Apeninos Meridionais (Itália). Com base em um número relativamente grande de ensaios *in situ*, disponíveis para o distrito de Campobasso na região de Molise (Itália Central), novas relações foram apresentadas. Os autores usaram uma metodologia original que combina conhecimento geológico e geotécnico e visa superar as limitações apresentadas pela abordagem convencional que considera o tamanho do grão. A análise estatística dos dados confirmou a validade da relação proposta.

Kirar, Maheshwari e Muley (2016), em seu artigo, apresentam o desenvolvimento de correlação entre V_s medido por análise multicanal de ondas de superfície e N_{SPT} . Os ensaios foram realizados em dez locais na região de Roorkee, no Japão. A pesquisa mostrou que o valor de N não corrigido confere melhores correlações. As relações propostas, encontram-se dentro do intervalo de outras relações disponíveis na literatura para todos os solos, solos arenosos e solos argilosos. O estudo também mostrou que as correlações são melhores se o conteúdo de finos do solo for menor.

Usando 336 pares de dados de valores N_{SPT} não corrigidos e V_s , Thokchom et al. (2017) propuseram uma relação entre os dois parâmetros para a área de Dholera no oeste da Índia. Esses dados foram agrupados de acordo com os tipos de solo, ou seja, areia, silte, argila e todos os solos. O estudo revelou que, neste local, não há muita variação da relação para diferentes tipos de solos. A equação de regressão desenvolvida é comparável às equações desenvolvidas por vários pesquisadores de diferentes partes do mundo.

Tabela 11 - Correlações N_{SPT} e V_s .

Pesquisador	Local	Tipo de Solo	Função	a	b
Imai e Yoshimura	Japão	Todos os solos	$V_s = aN^b$	76	0,33
(1970)	Japao	10003 03 30108	$v_S = u_I v$	/0	0,33
Fujiwara (1972)	Japão	Todos os solos	$V_s = aN^b$	92,1	0,337
Ohsaki e Iwasaki	Japão	Todos os solos	$V_s = aN^b$	81,4	0,39
(1973)	Jupuo	10005 05 50105		01,1	0,37
Ohsaki e Iwasaki (1973)	Japão	Areia	$V_s = aN^b$	59,4	0,47
Imai e Tonouchi	Japão	Todos os solos	$V_s = aN^b$	97	0,314
(1982)	Jupuo	10003 03 30103	<i>v_s</i> — <i>αι ν</i>	71	0,511
Seed e Idriss	EUA	Todos os solos	$V_s = aN^b$	61,4	0,5
(1981)	EUA	10005 05 50105	7 5 611 7	01,1	0,5
Seed et al. (1983)	EUA	Areia	$V_s = aN^b$	56,4	0,5
		Areia		57,4	0,49
Lee (1990)	Taiwan	Silte	$V_s = aN^b$	105,6	0,32
Lec (1990)	Turwun	Argila	$\gamma_s - \alpha_1 \gamma$	114	0,31
		Todos os solos		121	0,27
Athanasopoulos	Grécia	Todos os solos		107,6	0,36
(1994)		Areia	$V_s = aN^b$	85,3	0,42
(177.1)		Argila		121,7	0,33
Sykora e Stokoe (1983)	EUA	Argila	$V_s = aN^b$	100,5	0,29
. ,	Turquia		,		
Iyisan (1996)	(Erzincan)	Todos os solos	$V_s = aN^b$	51,5	0,516
Athanasopoulos (1994)	Grécia	Todos os solos	$V_s = aN^b$	107,6	0,36
		Siltes		85,3	0,42
(1771)		Argila		121,7	0,33
Jafari et al. (2002)	Irã (Teerã)	Todos os solos	$V_s = aN^b$	19	0,85
		Siltes		22	0,77
		Argila		27	0,73
Hasançebi e	Turquia (Yenisehir)	Todos os solos	$V_s = aN^b$	90	0,309
Ulusay (2007)		Areia		90,82	0,269
		Argila		97,89	0,26
Hanumantharao e	Índia (Delhi)	Todos os solos		82,6	0,43
Ramana (2008)		Areia	$V_s = aN^b$	79	0,434
1.minuiu (2000)	(DUIII)	Silte		86	0,42
		Todos os solos		95,64	0,301
Maheswari et al.(2010)	Índia		$V_s = aN^b$		

Maheswari et al.(2010)

Índia (Chennai)

		Areia		100,5	0,265
		Argila		83,91	0,358
		Todos os solos	$V_s = aN^b$	90,75	0,304
Tolombooo		Todos os solos		105,7	0,327
Tsiambaos e	Grécia	Areia	$V_s = aN_{60}b$	79,7	0,365
Sabatakakis (2011)		Argila		112,2	0,324
(2011)		Silte		88,8	0,37
Monto et al		Todos os solos		77,13	0,377
Marto et al	Malásia	Areia	$V_s = aN^b$	75,05	0,388
(2013)		Argila		91,87	0,361
Fatehnia (2015)	EUA	Todos os solos	$V_s = aN^b$	77,1	0,355
Fabbrocino et al. (2015)	Itália	Todos os solos	$V_s = aN^b$	90.353	0,317
		Silte		149,3	0,192
		Argila		110,5	0,252
	Índia	Todos os solos	$V_s = aN^b$	99,5	0,345
Kirar et al. (2016)		Areia		100,3	0,338
		Argila		94,4	0,379
Thokchom et al. (2017)	Índia	Todos os solos	V = a + bN	160,5	3,311
		Areia		189,6	2.641
		Silte	$V_s = a + bN$	143,1	3,925
		Argila		156,8	3,395

Foram descritas na Tabela 11 as correlações existentes mais comuns e relevantes com relação às suas principais características distintivas: localização, classificação geotécnica básica de solos e função de regressão. Sabe-se que a ideia básica e as primeiras pesquisas foram originalmente realizadas no Japão, mas posteriormente o tópico tornou-se de algum interesse em regiões com tendência sísmica em todo o mundo. As primeiras tentativas de correlacionar a velocidade da onda de cisalhamento V_s (ou G_0) e o número de golpes datam do início dos anos 70 e foram baseados em vários conjuntos de dados coletados em diferentes regiões do Japão.

1.7.2 Correlações: Densidade

Como já discutido, a obtenção dos valores de velocidade da onda de cisalhamento V_s , e consequentemente, dos módulos de cisalhamento, podem constituir uma etapa significante no processo de investigação do solo. Para a obtenção de tais módulos, é necessário o conhecimento da densidade do solo. Muito raramente, as densidades são medidas com quantidade suficiente de amostras, uma vez que os processos de perfuração e amostragem são demorados e caros,

sendo válido o estabelecimento de correlações para este fim. Essas correlações podem ser usadas como um guia para complementar e verificar as informações relativas ao projeto.

Em seus estudos, Anbazhagan et al. (2016) realizaram uma tentativa de derivar correlações entre os valores de densidade (seca e úmida) e V_s . Um total de 354 medições de V_s e conjuntos de dados de densidade foram usados no estudo. Os resultados obtidos através do ensaio MASW e amostras não perturbadas foram usados no desenvolvimento de novas correlações. Relações separadas foram desenvolvidas para todos os tipos de solo, bem como para tipos de solo de granulação fina e granulação grossa. As relações entre a densidade aparente e a velocidade da onda de cisalhamento foram comparadas com as relações derivadas de Inazaki (2006), e verificou-se que as relações propostas previam valores próximos aos valores medidos aplicáveis a uma ampla faixa de densidade e V_s . As relações desenvolvidas são baseadas em dados de solo medidos *in situ* e podem auxiliar na redução de erros associados à suposição de densidade em problemas de engenharia geotécnica. A Tabela 12 exibe os resultados encontrados pelos autores.

Tabela 12 - Correlações - Densidade.

Equação	Tipo de solo	
$\rho_w = 0.412 \times V_s^{0.262}$	Todos	
$\rho_w = 0.742 \times V_s^{0.166}$	Solos de grãos finos	
$\rho_w = 0.352 \times V_s^{0.283}$	Solos de grãos grossos	
$\rho_d = 0,523 \times V_s^{0,193}$	Todos	
$\rho_d = 0.981 \times V_s^{0.09}$	Solos de grãos finos	
$\rho_d = 0.615 \times V_s^{0.157}$	Solos de grãos grossos	
$V_s = 49,73 \times \rho_w^3$	Todos	
$V_s = 18, 12 \times \rho_w^{4,4}$	Solos de grãos finos	
$V_s = 61,98 \times \rho_w^{2,8}$	Solos de grãos grossos	

Legenda: Correlações desenvolvidas para a densidade do solo.

Fonte: Anbazhagan et al. (2016).

1.7.3 Correlações: Resistência não drenada.

A velocidade da onda de cisalhamento V_s também pode ser usada diretamente para estimar a resistência não drenada de solos argilosos S_u . Muitos estudos foram feitos por pesquisadores para desenvolver relações entre esses parâmetros. Uma visão geral de algumas correlações para argilas em todo o mundo é apresentada na Tabela 13. Observa-se que a maioria das expressões tem o mesmo formato, mas coeficientes de correlação diferentes. A principal razão para esse fenômeno é que o valor de S_u depende do método de ensaio usado. Portanto, é de grande importância conhecer a origem dos dados utilizados para se chegar a tais conclusões. O mesmo

formato pode ser expresso como:

$$S_u = aV_s^b (38)$$

Onde a e b são parâmetros de correlação que muitas vezes estão significativamente relacionados a condições específicas do local. Embora os resultados de estudos anteriores tenham produzido relações entre V_s e S_u com bom desempenho, são necessários mais estudos em diferentes regiões.

Yun, Narsilio e Carlos Santamarina (2006) demostraram que, embora os fenômenos de pequenas e grandes deformações envolvam processos no nível de partícula muito diferentes e não sejam causalmente relacionados, eles são correlacionados por meio de sua variável de controle σ'_{ν} . A velocidade da onda de cisalhamento é uma medida da rigidez do solo e da sua densidade. A rigidez é controlada pela tensão média efetiva σ'_{m} no plano de polarização. Portanto, a velocidade da onda de cisalhamento é uma função de potência da tensão efetiva que atua no sedimento, afirmam os autores.

Em um dos primeiros estudos a tratar sobre o tema, Dickenson (1994) analisou a resposta sísmica de argilas moles em profundidade e propôs uma relação entre V_s e S_u para solos coesivos na área da Baía de São Francisco.

Blake e Gilbert (1997), propuseram um modelo empírico para inferir a resistência ao cisalhamento não drenada a partir da velocidade de onda de cisalhamento em argilas normalmente consolidadas. O estudo concluiu que:

- a velocidade da onda de cisalhamento e a resistência ao cisalhamento não drenada estão relacionadas para argilas normalmente consolidadas.
- A incerteza nos valores de S_u inferidos nas medições V_s está relacionada à variabilidade em G em uma determinada tensão efetiva.
- As medições da velocidade da onda de cisalhamento na mesma amostra consolidada sob diferentes tensões efetivas no laboratório podem subestimar a variabilidade em V_s em uma dada tensão efetiva no campo.
- As medições *in situ* de V_s podem fornecer informações úteis para estimar o perfil *in situ* de S_u *versus* profundidade.

Likitlersuang e Kyaw (2010) divulgaram um estudo propondo duas correlações para V_s e S_u . Os dados de velocidade da onda de cisalhamento foram obtidos a partir do ensaio sísmico downhole e da análise multicanal de onda de superfície (MASW) conduzidos em três locais em Bangkok, com profundidade de até 30m.

Yun, Narsilio e Carlos Santamarina (2006) utilizaram setenta testemunhos obtidos durante as perfurações realizadas no Golfo do México em abril e maio de 2005 para determinar

parâmetros geofísicos e geomecânicos (limite de liquidez e plasticidade, porosidade, pH, condutividade elétrica, velocidades das ondas P e S e resistência ao cisalhamento não drenada). O estudo viabilizou a proposição da correlação exposta na Tabela 13.

Com o objetivo de estabelecer correlações empíricas, Kulkarni, Patel e Singh (2010) coletaram amostras não perturbadas de três locais *on-shore* e *off-shore* das regiões costeiras da Índia, onde grandes projetos de infraestrutura estavam sendo executados. Essas amostras foram testadas quanto às características físicas, químicas, mineralógicas e geotécnicas. Além disso, a velocidade da onda de cisalhamento de corpos de prova desses solos foi determinada usando *bender elements*. Com base nesses dados, correlações empíricas entre o índice de vazios, o índice de compressão e a resistência ao cisalhamento não drenada com a velocidade da onda de cisalhamento das argilas foram desenvolvidas.

Em sua pesquisa, Taboada et al. (2013) estabeleceram um banco de dados com medições in-situ de V_s e propriedades básicas da argila. Os dados foram coletados de onze investigações geotécnicas para o projeto e instalação de plataformas *off-shore* fixas na Baía de Campeche. O banco de dados foi adaptado para desenvolver correlações empíricas entre a velocidade da onda de cisalhamento e a resistência ao cisalhamento não drenada, tensão vertical efetiva, teor de umidade, índice de vazios e OCR.

Agaiby e Mayne (2015) realizaram um extenso programa de pesquisa cujo principal objetivo foi o desenvolvimento de um banco de dados geofísicos e laboratoriais de alta qualidade de trinta e sete locais bem documentados na Austrália, Brasil, Canadá, China, Itália, Japão, Coréia do Sul, Mar do Norte, Noruega, Cingapura, Suécia, Tailândia, Reino Unido, EUA e Vietnã. O estudo inclui medições de resistência ao cisalhamento não drenadas em amostras de argila através de ensaios de compressão triaxial. As velocidades das ondas de cisalhamento foram medidas no campo por ensaios *downhole* (DHT) e piezocones sísmicos (SCPTu). As análises do banco de dados compilado encontraram tendências aproximadas entre a resistência ao cisalhamento não drenada e a velocidade da onda de cisalhamento. Correlações provisórias são exploradas incluindo outros vários parâmetros, como limites de Atterberg, índice de vazios, (OCR) e tensões efetivas.

Duan et al. (2019) compilaram e analisaram estatisticamente um banco de dados de argilas de Jiangsu para produzir correlações entre V_s e parâmetros geotécnicos (tensão vertical efetiva, peso específico, tensão de pré-consolidação, parâmetros específicos do local e resistência ao cisalhamento não drenada). Os autores observaram que os valores de V_s medidos *in situ* se correlacionam satisfatoriamente com os valores (σ'_{vm}) e S_u , e que a relação entre V_s e S_u mostra melhor desempenho do que as demais correlações do estudo.

Tabela 13 - Parâmetros de campo.

Correlações	Local	Metodologia de Medição de <i>S</i> _u	Pesquisador	
$V_s = 23 \times S_u^{0,475}$	Argila da baía de São Francisco	CPT	Dickenson (1994)	
$S_u = 1,87 \times V_s^{1,12}$	Offshore USA (55 ensaios)	Ensaio Triaxial	Blake e Gilbert (1997)	
$V_s = 187 \times \left(\frac{S_u^{0.475}}{p_a}\right)^{0.372}$ $V_s = 228 \times \left(\frac{S_u^{0.475}}{p_a}\right)^{0.510}$	Argilas de Bang- kok (três locais) com base nos en- saios down-hole e MASW, respectiva- mente	Não especificado	Likitlersuang e Kyaw (2010)	
$V_s = 19,4 \times S_u^{0,36}$	Golfo do México (38 ensaios)	Não especificado	Yun et al. (2006)	
$S_u = 5 \times 10^{-4} \times V_s^{2,5}$	Solos costeiros indianos (130 ensaios)	Triaxial não consolidado não drenado	Kulkarni et al. (2010)	
$V_s = 31 \times S_u^{0,414}$	Argila da baía do Campeche, México	Triaxial não consolidado não drenado e Vane test	Taboada et al. (2013)	
$S_u = 0,152 \times V_s^{1,142}$	Solos em todo o mundo (360 ensaios)	Compressão tria- xial	Agaiby e Mayne (2015)	
$S_u = 0,0162 \times V_s^{1,50}$	Jiangsu, China	CPTU	Duan et al. (2019)	

Legenda: Correlações entre V_s e S_u (Solos Argilosos).

2 LOCAIS DE ESTUDO

O estudo consta da análise de três obras que apresentam um programa de ensaios de campo composto por sondagens, ensaios pressiométricos e ensaios sísmicos (MASW), apelidado comercialmente de Tomografia Sísmica por Imagem - TSI:

- Ponte do Vale Gaspar, SC
- Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio", Porto Alegre RS
- Estação elevatória Goiana PE

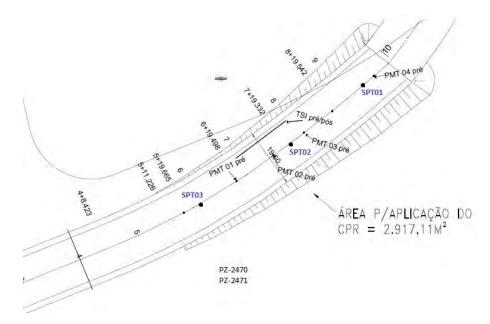
2.1 Local 1 - Ponte do Vale

A Ponte do Vale Prefeito Dorval Pamplona, em Gaspar - SC, é um importante corredor de acesso para todas as cidades do Vale do Itajaí. Sua localização faz com que o número de veículos que circulam pelo município seja bem maior do que o esperado para uma cidade do seu porte. A obra, Ponte do Vale, objetiva dar maior segurança viária e fluidez ao tráfego que acessa a cidade. A ponte tem extensão de 360 metros e atravessa o Rio Itajaí-Açu fazendo a ligação entre a SC-412, nas proximidades do Centro de Eventos Prefeito João dos Santos, e a BR-470, na entrada do bairro Arraial D'Ouro.

Inaugurada em 2016, o acesso à ponte apresentou problemas de recalque em 2017, necessitando passar por manutenção incluindo um processo de enrijecimento e fortalecimento do solo na alça de acesso da margem direita. Rachaduras em toda a extensão do acesso pela Avenida Francisco Mastela foram detectadas. A cabeceira próxima ao ginásio João dos Santos desceu cerca de 30 centímetros e precisou ser totalmente refeita.

Para estudar as características locais executaram-se ensaios pressiométricos, sondagens, ensaios sísmicos e monitoramento com piezômetros. A Figura 51 mostra a localização dos ensaios pressiométricos tipo TEXAM (PMT) e dos piezômetros elétricos (PZ).

Figura 51 - Localização dos instrumentos e ensaios geotécnicos.



Legenda: Localização dos instrumentos e ensaios - Ponte do Vale.

Fonte: Rodrigues (2016).

Os ensaios pressiométricos foram executados na turfa (aproximadamente 4 m de profundidade) e na argila mole cinza (aproximadamente 8 m de profundidade). A Tabela 14 contabiliza os ensaios realizados no local.

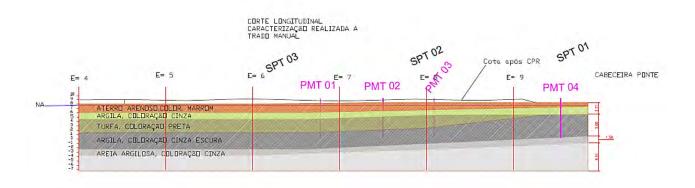
Tabela 14 - Ensaios - Ponte do Vale - Gaspar, SC.

Ensaios realizados
Ensaios Pressiométricos
PMT01 Pré - Profundidade: 4,5 m
PMT01 Pré - Profundidade: 8 m
PMT02 Pré - Profundidade: 4 m
PMT02 Pré - Profundidade: 7,5 m
PMT03 Pré - Profundidade: 4 m
PMT03 Pré - Profundidade: 8 m
PMT04 Pré - Profundidade: 4 m
PMT04 Pré - Profundidade: 7,7 m
PMT05 Pós - Profundidade: 4 m
PMT05 Pós - Profundidade: 8 m
Sondagem a percussão
SPT01
SPT02
SPT03
Tomografia sísmica (MASW)
TSI1 Pré-CPR
TSI2 Pós-CPR

Fonte: O autor, 2022.

A Figura 52 mostra o perfil geotécnico adotado a partir das informações coletadas nas sondagens e a distribuição dos ensaios.

Figura 52 - Localização dos instrumentos e ensaios - Ponte do Vale.



Legenda: Localização dos instrumentos e ensaios - Ponte do Vale.

Fonte: Rodrigues (2016).

Para avaliar a qualidade do enrijecimento CPR *Grouting*, foram realizados ensaios geotécnicos de certificação do solo. Nas Figuras 53 à 55 observa-se a realização de um ensaio

pressiométrico no referido local. Pode-se observar a abertura do furo para ensaio pressiométrico (Texam) utilizando trado manual, a inspeção do material confirmou no local a presença de turfa acima de argila mole cinza.

Figura 53 - Ensaios pressiométricos - Ponte do Vale.



Legenda: Abertura do furo - Ponte do Vale.

Fonte: Rodrigues (2016).

Figura 54 - Ensaios - Ponte do Vale.



Legenda: Material argiloso extraído no trado - Ponte do Vale.

Fonte: Rodrigues (2016).

Figura 55 - Ensaios pressiométricos - Ponte do Vale.



Legenda: Inserção da sonda pressiométrica no furo e execução do ensaio - Ponte do Vale. Fonte: Rodrigues (2016).

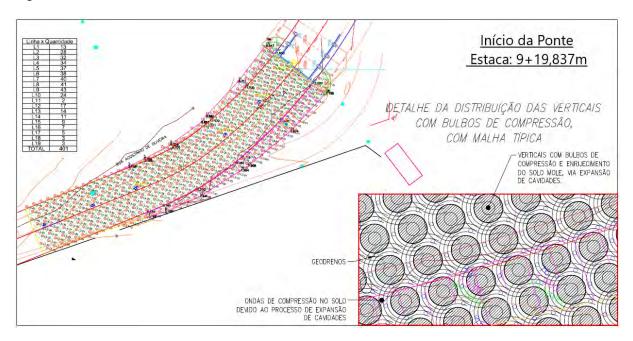
2.1.1 Projeto Executado

O geoenrijecimento foi realizado no trecho de acesso à ponte, em uma extensão de 10 m. Para melhorar a rigidez e a capacidade de suporte do solo de fundação, foi executado tratamento com CPR *Grouting*:

- Número de verticais de bulbos CPR: 401.
- Espaçamento entre bulbos: 3 m.
- Geodrenos entre bulbos, em malha triangular, com espaçamento 1,5 m.
- Profundidade tratada (m): 10 m.
- Área tratada: $2917, 11m^2$.

A vista em planta do solo a ser enrijecido pode ser vista na Figura 56.

Figura 56 - Tratamento do solo - Ponte do Vale.

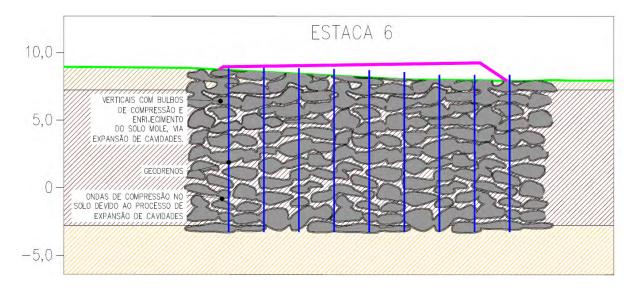


Legenda: Vista em planta da área tratada - Ponte do Vale.

Fonte: Rodrigues (2016).

Uma seção transversal típica, na altura da estaca número seis, pode ser observada na Figura 57:

Figura 57 - Geoenrijecimento - Ponte do Vale.



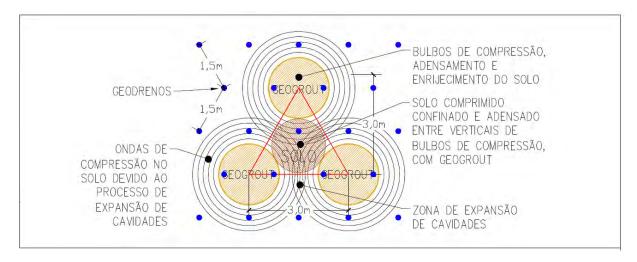
Legenda: Seção transversal típica - Ponte do Vale.

Fonte: Rodrigues (2016).

A Figura 58 mostra um esquema dos drenos verticais cravados em malhar triangular com espaçamento de 1,5 m e as verticais de adensamento com espaçamento de 3 m. Os bulbos

de enrijecimento são executados alternativamente, com critério de deformação para 900 l de deformação ou 700 kPa de tensão.

Figura 58 - Ensaios pressiométricos - Ponte do Vale.

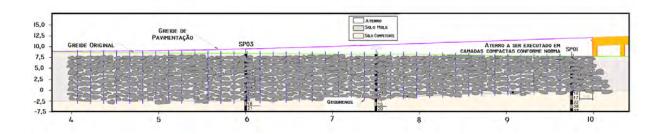


Legenda: Malha triangular - Ponte do Vale.

Fonte: Rodrigues (2016).

A seção longitudinal da ponte com perfil estratigráfico pode ser visualizada na Figura 59. Nela confere-se a extensão e a profundidade do tratamento do solo realizado no local.

Figura 59 - Perfil estratigráfico.



Legenda: Seção longitudinal - Ponte do Vale.

Fonte: Rodrigues (2016).

Alguns registros fotográficos da execução dos serviços de melhoramento do solo mole local, podem ser conferidos nas Figuras 60 e 61.

Figura 60 - Controle da execução.



Legenda: Formação de verticais e controle de execução do CPR *Grouting* - Ponte do Vale. Fonte: Rodrigues (2016).

Figura 61 - Monitoramento do excesso da poropressão durante os serviços de CPR Grouting.



Legenda: Formação de verticais próximas ao piezômetro. - Ponte do Vale.

Fonte: Rodrigues (2016).

2.2 Local 2 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio"

O edifício principal da Fundação "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" é um notável conjunto arquitetônico, construído no início do século XX, que constitui patrimônio histórico e cultural da cidade de Porto Alegre/RS. Está localizado no bairro da Cidade Baixa. Na Figura 62 observa-se a vista aérea do local.

Figura 62 - Vista aérea.



Legenda: Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio".

Fonte: Rodrigues (2019).

O edifício possui formato de "U", com corpo central estreito e alongado. É composto por três pavimentos, além do térreo. A construção apresenta crônico processo de recalque diferencial, que induziu perceptível inclinação, tanto nos elementos verticais como nos horizontais, ao longo de noventa anos de existência. A estrutura é originalmente de pedra argamassada e as vedações são em alvenaria de tijolo. O conjunto de trincas e fissuras existentes, em várias partes do prédio, foram causadas pela existência de camada de solo mole situada entre 4 e 8 m de profundidade.

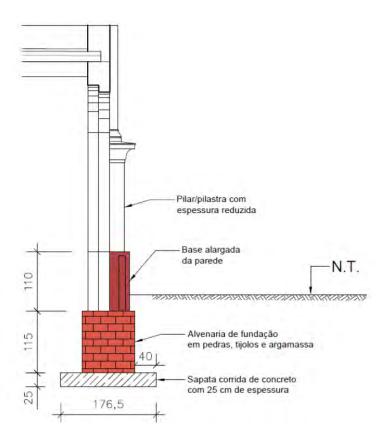
A estrutura de fundação foi exposta com o objetivo também de se avaliar a integridade de seus elementos (concreto, alvenaria e aglomerantes). A inspeção forneceu as seguintes informações:

- A fundação do prédio é do tipo direta, assentada à profundidade de 1,70 m, em camada de areia da cor verde azulada.
- Trata-se de sapata corrida de concreto, com 25 cm de altura e com cerca de 1,80 m de largura, sobre a qual ergue-se um sistema de baldrame, constituído por materiais bastante heterogêneos (pedras, tijolos e argamassa). Esta alvenaria de fundação apresenta cerca de 1 m de largura e 1,15 m de altura.

- A rigidez destes elementos de fundação, proporcionada pela considerável altura total de 140 cm (25 cm a sapata e 115 cm o baldrame), permitiu que a fundação não cisalhasse nem flexionasse, embora tenha sofrido recalques diferenciais da ordem de 1:50 (60 cm em 30 m de comprimento). Tal comportamento justifica-se, também, pela boa capacidade suporte oferecida pela camada arenosa na qual está assente.
- À medida que o prédio recalcava, ao longo dos anos, corrigia-se o nível da calçada periférica do prédio, com novos lançamentos de aterro e pisos.
- O antigo sistema de drenagem certamente o original foi encontrado na profundidade de 40 cm totalmente obstruído por raízes.

Na Figura 63, apresenta-se croqui com a geometria da fundação verificada com a escavação realizada.

Figura 63 - Croqui.



Legenda: Geometria da fundação do prédio.

Fonte: Rodrigues (2019).

Com fins investigativos, foram realizados vários ensaios. O local apresenta camada superficial de aterro, sobrejacente a uma camada de areia fina à média, pouco argilosa e, abaixo, encontra-se camada de solo argiloso, pouco arenoso, cinzento, com consistência muito mole a mole, até aproximadamente 9 m de profundidade. A Tabela 15 contabiliza os ensaios realizados no local.

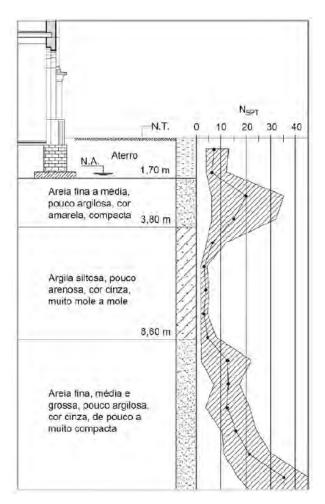
Tabela 15 - Ensaios -Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio"

Ensaios realizados
Ensaios Pressiométricos
PMT-2 m - Pátio
PMT-4 m - Pátio
PMT-6 m - Pátio
PMT- 8 m - Pátio
PMT-2 m - Esquerda Lateral
PMT-4 m - Esquerda Lateral
PMT-6 m - Esquerda Lateral
PMT-7,5 m - Esquerda Lateral
Sondagem a percussão
F1
F2
F3
F4
F5
F6
F7
Tomografia sísmica (MASW)
TSI- I Pré-CPR
TSI- I Pós-CPR
TSI- II Pré-CPR
TSI- IIPós-CPR
TSI- III Pré-CPR
TSI- III Pós-CPR
TSI- IV Pré-CPR
TSI- IV Pós-CPR

Fonte: O autor, 2022.

As investigações revelaram que o local apresenta camada superficial de aterro, com cerca de 1,70 m de profundidade, sobrejacente a uma camada de areia fina à média, pouco argilosa, com N_{SPT} variável de 5 a 20 golpes. Abaixo, encontra-se camada de solo argiloso, pouco arenoso, cinzento, com consistência muito mole a mole, até aproximadamente 9 m de profundidade. Por fim, camada arenosa, fina a média, pouco argilosa, compacta, com N_{SPT} crescente com a profundidade. O nível d'água, após 24 h, está entre 1,20 m e 1,70 m de profundidade. A Figura 64 apresenta o modelo geotécnico idealizado a partir das sondagens executadas conjuntamente com as informações levantadas na inspeção visual da fundação.

Figura 64 - Modelo geotécnico.



Legenda: Intervalo de valores N_{SPT} e média de todos os ensaios.

Fonte: Rodrigues (2019).

2.2.1 Projeto Executado

Para melhorar rigidez e a capacidade de suporte do solo de fundação, foi executado o geoenrijecimento como apresentado a seguir: Tratamento com CPR *Grouting*:

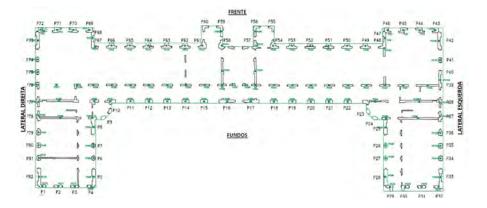
- Número de verticais de bulbos CPR: 82.
- Espaçamento entre bulbos: Definido pela distância entre os pilares.
- Profundidade tratada (m): 10 m.

Neste local não foram usados geodrenos, a estratigrafia do terreno mostrou uma dupla camada drenante, confirmada na Figura 64.

Em cada pilar foi executado um furo de geoenrijecimento sob sua fundação. Portanto, são 82 furos que geram 82 bulbos de compressão radial no solo mole, via expansão de cavidade. A lateral direita e os fundos da edificação receberam geoenrijecimento diferenciado,

considerando-se a quantidade maior de deformação existente nestas duas regiões. A Figura 65 mostra a posição dos furos executados.

Figura 65 - Espaçamento entre bulbos.



Legenda: Espaçamento entre bulbos definido pela distância entre os pilares.

Fonte: Rodrigues (2019).

2.3 Local 3 - Estação de elevatória - Goiana - PE

O terreno em estudo destina-se à execução de obra em estação elevatória de esgoto, a ser construída no cento de Goiana, PE na BR-101 – Km 07. Devido à presença de profunda camada de solo mole argiloso, qualquer processo de escavação e construção torna-se complexo. Fez-se necessário o tratamento do solo local com geoenrijecimento utilizando o CPR *Grouting*, de modo a estabelecer parâmetros geotécnicos que permitam promover a escavação, e posteriormente, a implantação da a estrutura no solo geotecnicamente modificado. A Figura 65 mostra o processo de execução do geoenrijecimento.

Figura 66 - Melhoramento do solo em execução.



Legenda: Bombeamento do geogrout para formação das verticais de compressão do solo. Em primeiro plano, os geodrenos cravados no solo.

Fonte: Rodrigues (2021).

Figura 67 - Execução do geoenrijecimento.



Legenda: Melhoramento de solo em andamento.

Fonte: Rodrigues (2021).

Sondagens revelaram a presença de camada de solo mole e muito mole argiloso altamente compressível até a profundidade de 17 m. A Tabela 16 relaciona os ensaios realizados no Local 03.

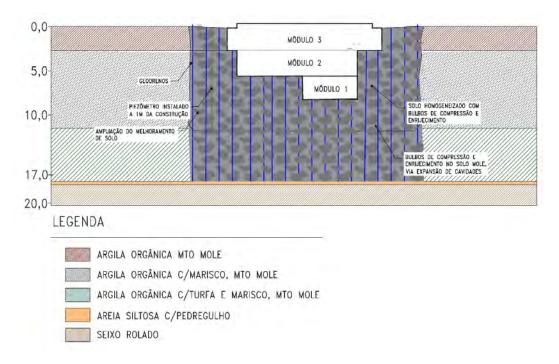
Tabela 16 - Ensaios - Estação de elevatória - Goiana, PE.

Ensaios Realizados
Sondagem a percussão
SPT01
SPT02
Tomografia sísmica (MASW)
TSI1 Pré-CPR
TSI2 Pós-CPR

Fonte: O autor, 2022.

A Figura 68 mostra o perfil geotécnico adotado a partir das informações coletadas nas sondagens e a distribuição dos ensaios.

Figura 68 - Perfil geotécnico.



Legenda: Perfil concebido a partir das investigações geotécnicas.

Fonte: Rodrigues (2021).

Identificou-se solo argiloso mole e muito mole, extremamente compressível. No local onde houve o melhoramento na região dentro do tapume, foi lançado aterro de conquista argiloso, com aproximadamente 1 m de espessura. A Figura 69 mostra uma imagem local.

Figura 69 - Área tratada.



Legenda: Imagens locais. Fonte: Rodrigues (2021).

No interior da área limitada pelo tapume, encontra-se a região de aproximadamente

 $360m^2$, de realização do melhoramento do solo mole (vermelho), onde foram executadas sondagens tomográficas (amarelo) e outra na condição original (azul).

As Figuras 70 e 71 mostram a realização das tomografias sísmicas antes a após o tratamento do solo, respectivamente.

Figura 70 - Realização da TSI I.



Legenda: Tomografia sísmica para identificação da condição original do solo mole/muito mole argiloso. Fonte: Rodrigues (2021).

Figura 71 - Realização da TSI II.



Legenda: Tomografia sísmica da condição do solo mole após melhoramento com CPR *Grouting*.

Fonte: Rodrigues (2021).

2.3.1 Projeto Executado

O geoenrijecimento foi realizado para viabilização da escavação e construção de estação elevatória de esgoto na BR-101 – Km 07 em Goiana, PE. Para melhorar a rigidez e a capacidade de suporte do solo de fundação, foi executado o seguinte tratamento com CPR *Grouting*:

• Número de verticais de bulbos CPR: 80

• Espaçamento entre bulbos: 2 m

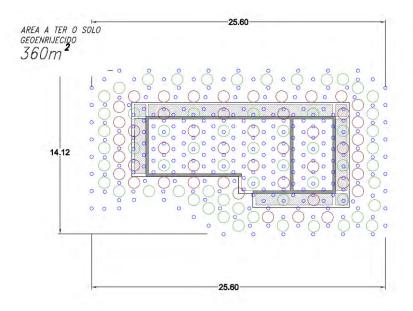
• Geodrenos entre bulbos, em malha triangular, com espaçamento 1 m.

• Profundidade tratada: 18 m

• Área tratada: $360m^2$

A sequência executiva do processo de melhoramento do solo foi feita em duas etapas, sempre de baixo para cima. A primeira fase foi de -18 m até 7 m de profundidade, e a segunda foi de -9 m até próximo a superfície. A vista em planta do solo a ser enrijecido pode ser vista na Figura 72.

Figura 72 - Vista em planta.

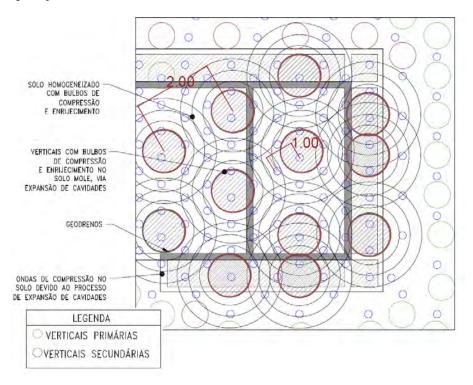


Legenda: Área tratada - Vista em planta.

Fonte: Rodrigues (2021).

A Figura 73 mostra um esquema dos drenos verticais cravados em malhar triangular com espaçamento de 1 m e as verticais de adensamento com espaçamento de 2 m.

Figura 73 - Aplicação do CPR.



Legenda: Detelhamento do geoenrijecimento.

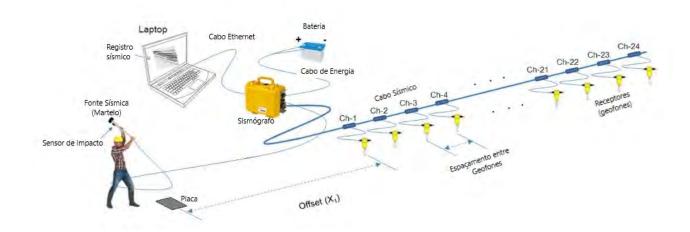
Fonte: Rodrigues (2021).

O diâmetro de cada bulbo, de acordo com o volume (900 l) formador foi de aproximadamente 1 m entre as cotas -17 m e 9 m. Entre as cotas -8 m e -3 m, o volume bombeado para cada bulbo foi de aproximadamente 500 l.

2.4 Equipamento de análise sísmica

As análises sísmicas efetivadas neste estudo, e apelidadas comercialmente de Tomografia Sísmica por Imagem - TSI, foram realizadas com equipamento de aquisição sísmica multicanal. Em tese, qualquer sistema de aquisição sísmica multicanal pode ser usado para levantamentos pelo método MASW. A Figura 74 mostra um esquema de distribuição dos equipamentos em campo.

Figura 74 - Equipamentos e configuração.



Legenda: Equipamento e configuração utilizada nos ensaios sísmicos.

Fonte: Park (2020).

Como descrito em Park (2020) as vibrações do solo são detectadas por receptores (geofones) alocados na superfície com igual espaçamento. Os históricos de registro de cada receptor são transmitidos em sinal analógico para sismógrafo, que por sua vez, converte o sinal em formato digital para fins de processamento em um computador. Para cada receptor, portanto, é necessário um canal dedicado de conversão analógico-digital (A/D). Tal dispositivo equipado com múltiplos canais A/D é chamado de sismógrafo multicanal. Neste estudo, as medições usaram uma combinação dos métodos ativo e passivo, conforme descrito no item 1.5.4.4. Eventualmente o método ativo foi usado com exclusividade. Os equipamentos utilizados estão listados na Tabela 17.

Tabela 17 - Equipamentos - Análise sísmica.

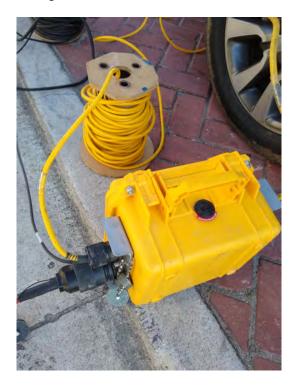
Equipamento	Descrição
Sismógrafo	01 sismógrafo com 24 canais e faixa dinâmica de 24 bits.
Fonte de energia	Uma bateria de 12 V (automóvel).
Receptores	24 Geofones de 4,5 Hz.
Fonte	Ativa - Marreta.
Fonte	Passiva - conforme descrito no item 1.5.4.4.
Placas	01 Placa de alumínio.
Fiacas	01 Placa de polietileno.

Legenda: Equipamentos utilizados nos ensaios sísmicos.

Fonte: O autor, 2022.

As Figuras 75 à 83 mostram os detalhes dos equipamentos usados nos ensaios sísmicos.

Figura 75 - Equipamentos - Sismógrafo.



Legenda: Sismógrafo utilizado nos ensaios sísmicos deste estudo.

Fonte: O autor, 2022.

Figura 76 - Equipamentos - Geofone.



Legenda: Detalhe de um dos geofones utilizados nos ensaios.

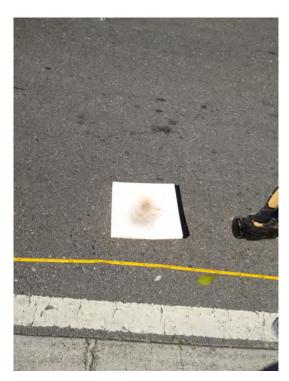
Figura 77 - Equipamentos - Marreta.



Legenda: Marreta e sensor utilizados nos ensaios pelo método ativo.

Fonte: O autor, 2022.

Figura 78 - Equipamentos - Placa acrílica.



Legenda: Placa acrílica usada nos ensaios pelo método ativo.

Figura 79 - Equipamentos - Placa metálica.



Legenda: Placa metálica usada nos ensaios pelo método ativo.

Fonte: O autor, 2022.

Figura 80 - Equipamentos - Geofones.



Legenda: Geofones em alinhamento.

Figura 81 - Equipamentos - Geofones (configuração).



Legenda: Geofones em alinhamento.

Fonte: O autor, 2022.

Figura 82 - Execução - Ensaios sísmicos.



Legenda: Execução do ensaio sísmico pelo combinação dos métodos ativo e passivo. Na imagem o executor do ensaio se posiciona para atingir a placa metálica.

Figura 83 - Execução - Ensaios sísmicos.



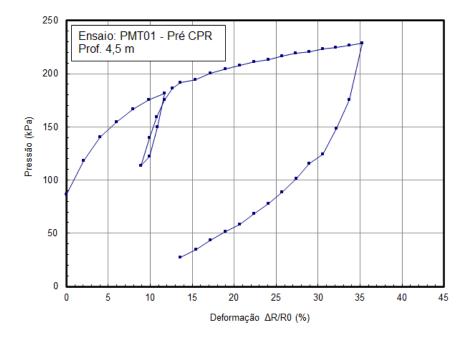
Legenda: Execução do ensaio sísmico pelo combinação dos métodos ativo e passivo.

3 ENSAIOS - RESULTADOS

3.1 Local 1 - Ponte do Vale

Os ensaios pressiométricos foram executados na turfa (aproximadamente 4 m de profundidade) e na argila mole cinza (aproximadamente 8 m de profundidade), evidenciando uma região de solo muito mole entre as estacas E07 e E08, próxima à sondagem SP02. Os dados de campo dos ensaios pressiométricos foram planilhados para a determinação dos parâmetros desejados. Com as variações de pressão e volume captadas pelos instrumentos, foi possível determinar as curvas de cada ensaio. As devidas correções foram executadas e, como exemplo, a curva do ensaio PMT01 pode ser vista na Figura 84. As demais curvas podem ser conferidas no Anexo A.

Figura 84 - Ensaio pressiométrico - PM0T1.



Legenda: Curva corrigida - Ensaio pressiométrico.

Fonte: O autor, 2022.

Com as curvas corrigidas, pode-se calcular a deformabilidade. Como já comentado, preferiu-se calcular tais valores no ciclo de descarregamento/carregamento. Foram usadas as equações 20 e 22. Um detalhe da curva pode ser visto na Figura 85.

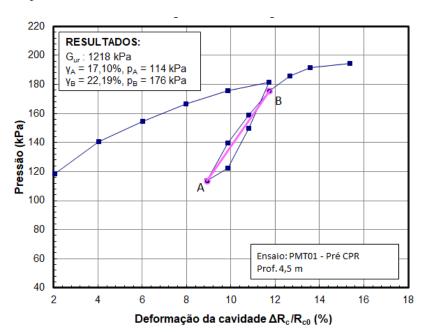
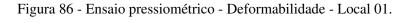


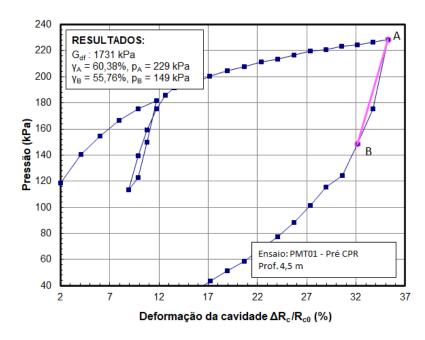
Figura 85 - Ensaio pressiométrico - Deformabilidade - Local 01.

Legenda: Obtenção dos módulos de deformabilidade no ciclo de descarregamento/carregamento.

Fonte: O autor, 2022.

Para utilização nesta pesquisa, também foram determinados os módulos de deformação no descarregamento final, como mostra a Figura 86.





Legenda: Obtenção do módulo de deformabilidade no descarregamento.

Fonte: O autor, 2022.

Como sugerem Abramento e Pinto (1998), realizou-se ainda a determinação de módulos

secantes para diversos valores de deformação a partir do nível mínimo de pressão/deformação atingido no ciclo, tomando como base o módulo secante correspondente à deformação de 0,1%, chamado de módulo de referência $G*_{ur}$.

A pressão limite e a resistência não drenada foram calculadas por diferentes métodos para efeito de comparação. Um deles foi o método de Gibson e Anderson (1961) para identificar a resistência não drenada, S_u , em expansão. O resultado para o ensaio PMT01 pode ser visto na Figura 87.

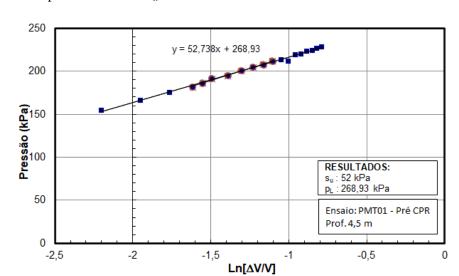


Figura 87 - Ensaio pressiométrico - S_u - Local 01.

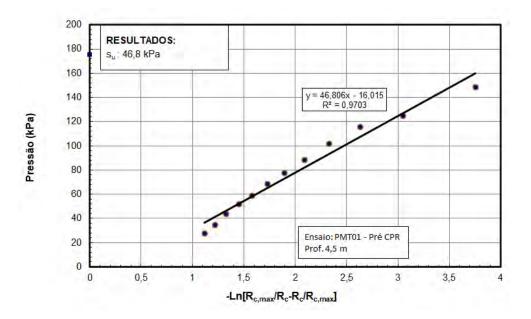
Legenda: Resistência não drenada pelo método de Gibson e Anderson (1961) - Expansão.

Fonte: O autor, 2022.

Para a determinação da resistência não drenada na contração, foi usado o método de Jefferies (1988), como pode-se ver na Figura 88. O método de Briaud (1992) também foi usado e finalizando, foi feita a comparação entre curva experimental e teórica como indicado por Whittle (1999). Essa comparação foi também utilizada para determinação de S_u por ajuste da curva.

O resultado pode ser visto na Figura 88 que mostra um ajuste adequado entre os dados experimentais e a curva teórica.

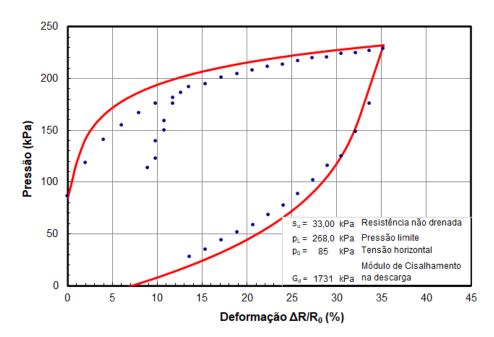
Figura 88 - Ensaio pressiométrico - S_u- Local 01.



Legenda: Resistência não drenada pelo método Jefferies - Contração.

Fonte: O autor, 2022.

Figura 89 - Comparação entre curva experimental e teórica - Local 01.



Legenda: Comparação entre curva experimental e teórica pelo método Whittle (1999).

Fonte: O autor, 2022.

Na Tabela 18, segue o resumo dos valores observados no Local 01.

Tabela 18 - Resultados dos ensaios pressiométricos - Local 01.

ENSAIO	Prof	p_l	p_{l}'	σ_{ho}	$G_u r$	$E_u r$	$G*_{u}r$	$G_d f$	$E_d f$	Consistência
(m		(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(Briaud, 1992)
PMT01 Pré	4,5	268	183	85	1.218	3240	2252	1.731	3462	Argila Mole-Média
FWHO FIE	8	266	123,2	143	923	2454	1485	1.296	2592	Argila mole
PMT02 Pré	4	83	37	46	277	736	629	1.540	3079	Argila mole
PIMITUZ Pre	7,5	274	120,08	154	844	2244	2210	1.111	2220	Argila mole
PMT03 Pré	4	147	80,4	67	412	1094	826	864	864	Argila mole
PIVITUS PIE	8	264	171,2	93	1.317	3503	2480	1.267	1267	Argila Mole-Média
PMT04 Pré	4	208	134,4	74	883	2349	1458	1.405	2810	Argila mole
	7,7	290	158,12	132	1.179	3135	2336	1.256	2511	Argila Mole-Média

Legenda: p_l : Pressão limite

 p_l ': Pressão limite efetiva. σ_{ho} : Tensão horizontal total.

 G_ur : Módulo cisalhante do ciclo de descarga-recarga.

 $E_u r$: Módulo elástico do ciclo de descarga-recarga.

 $G*_u r$: Módulo cisalhante de referência.

 $G_d f$: Módulo cisalhante de descarga final.

 $E_d f$: Módulo elástico de descarga final.

Fonte: O autor, 2022.

Para o Local 01, a resistência não drenada do solo foi calculada por quatro métodos diferentes, os resultados obtidos foram expostos na Tabela 19.

Tabela 19 - Local 01 - Resistência não drenada.

ENSAIO	Prof	S_u (kPa)									
LINSAIO	(m)	Gibson e Anderson	Jefferies	Briaud	Whittle	Johnson	Média	Desvio padrão			
PMT01	4,5	52	46	33,15	33	43,3	41,04	7			
	8	39	44	24,64	24	37,32	32,91	8			
PMT02	4	12,9	9,75	9,99	5	28,7	9,41	8			
	7,5	30	29	24,17	24	37,01	26,79	5			
PMT03	4	36	16,78	17,89	12	33,04	20,67	9			
PMIIOS	8	49	48	31,53	40	42,12	42,13	7			
PMT04	4	36,38	39,3	26,3	24	38,44	31,49	7			
	7,7	44,3	46,8	29,71	30	40,81	37,7	7			

Legenda: Resultados dos ensaios pressiométricos - Local 01 - Resistência não drenada.

Fonte: O autor, 2022.

A caracterização do subsolo foi definida pela execução de sondagens à percussão com circulação de água, utilizando-se tubos de revestimento de 2 1/2"e 2". A amostragem foi feita

mediante a utilização de amostrador padrão de diâmetro interno e externo de 1 3/8" e 2", respectivamente. A cravação procedeu-se por meio de golpes de um peso de 65 kg, caindo em queda livre de 75 cm. Foi anotado o número de golpes necessários para a penetração de cada 15 cm de amostrador, até a penetração total de 45 cm. Um perfil simplificado, obtido a partir da sondagem pode ser visto na Figura 90.

1.600 m 2.100 m 3.100 m 3.800 m 1.200 m 25,000 m Colour Argila, coloração cinza Turfa, coloração preta Argila, coloração cinza escura Areia pouco argilosa, coloração cinza Areia argilosa, coloração cinza Aterro arenoso, coloração marrom

Figura 90 - Perfil simplificado - Local 01.

Legenda: Caracterização do subsolo.

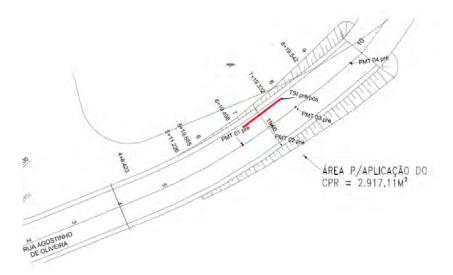
Fonte: O autor, 2022.

A existência das camadas de turfa e argila mole foi confirmada pelas sondagens, onde pôde-se verificar valores de $N_{SPT}\,$ menores que 2.

3.1.1 Tomografia Sísmica - Local 01

A Análise multicanal de ondas de superfície, comercialmente chamada de tomografia sísmica, foi realizada no Local 01 nos pontos indicados na Figura 92, destacada em vermelho.

Figura 91 - MASW - Local 01.

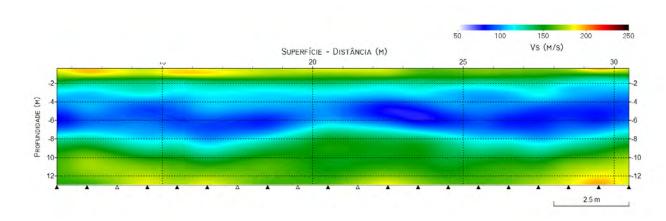


Legenda: Localização dos ensaios sísmicos - Local 01.

Fonte: Rodrigues (2016).

A tomografia sísmica realizada antes do geoenrijecimento, revelou uma camada de solo mole de aproximadamente 2 a 8 metros de profundidade dependendo do ponto analisado, como pode ser visto na Figura 92 . O perfil obtido mostra-se coerente com os resultados das sondagens, levando-se em consideração a profundidade de ambos.

Figura 92 - Tomografia sísmica (Pré) - Local 01.



Legenda: Tomografia sísmica no Local 01.

Fonte: O autor, 2022.

Após a aplicação do geoenrijecimento foi realizada nova tomografia sísmica cujos resultados podem ser vistos na Figura 93.

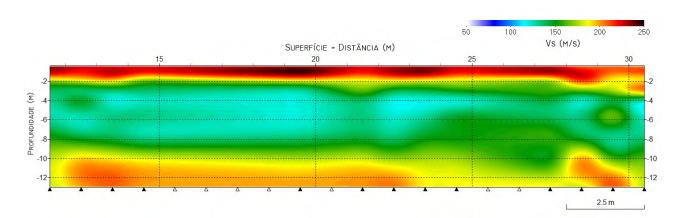


Figura 93 - Tomografia sísmica (Pós) - Local 01.

Legenda: Tomografia sísmica no Local 01 - Após do geoenrijecimento.

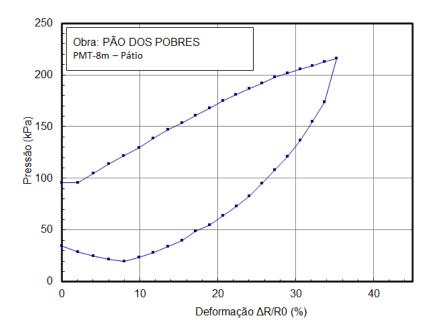
Fonte: O autor, 2022.

O acréscimo nos valores de velocidades de ondas cisalhantes foi analisado a partir de perfis estimados nas mesmas localizações a apresentou média de 59 m/s e mediana de 58 m/s.

3.2 Local 2 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio"

Os ensaios pressiométricos foram executados em diferentes profundidades (2, 4, 6 e 7,5m). O local apresenta camada superficial de aterro, sobrejacente a uma camada de areia fina à média, pouco argilosa e, abaixo, encontra-se camada de solo argiloso, pouco arenoso, cinzento, com consistência muito mole a mole, até aproximadamente 9 m de profundidade. Os dados de campo dos ensaios pressiométricos foram planilhados para a determinação dos parâmetros desejados. Com as variações de pressão e volume captadas pelos instrumentos, foi possível determinar as curvas de cada ensaio. As devidas correções foram executadas e a curva do ensaio PMT-8 m pode ser vista na Figura 94. As demais curvas podem ser conferidas no Anexo A.

Figura 94 - Ensaio Pressiométrico - Curva corrigida.

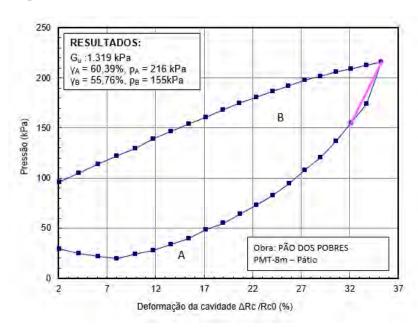


Legenda: Ensaio pressiométrico - PMT-8 m - Local 02.

Fonte: O autor, 2022.

Com as curvas corrigidas, pode-se calcular a deformabilidade. Neste Local de estudo, não foram realizados ciclos de carga e descarga nos ensaios pressiométricos. Preferiu-se calcular tais valores na etapa de descarregamento final. Foram usadas as equações 20 e 22. Um detalhe da curva pode ser visto na Figura 95.

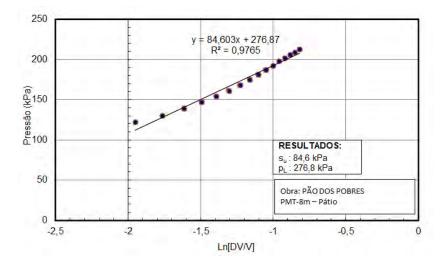
Figura 95 - Ensaio pressiométrico - Deformabilidade - Local 02.



Legenda: Ensaio pressiométrico - PMT-8 m - Módulo de cisalhamento no descarregamento final.

A pressão limite e a resistência não drenada foram calculadas por diferentes métodos para efeito de comparação. Um deles foi o método de Gibson e Anderson (1961) para identificar a resistência não drenada, S_u , em expansão. O resultado para o ensaio PMT-8 m pode ser visto na Figura 96.

Figura 96 - Ensaio pressiométrico - Método de Gibson e Anderson - Local 02.

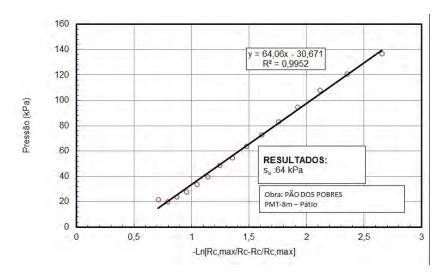


Legenda: Ensaio pressiométrico - Resistência não drenada S_u em expansão.

Fonte: O autor, 2022.

Para a determinação da resistência não drenada na contração, foi usado o método de Jefferies, como pode-se ver na Figura 97. O método de Briaud também foi usado e finalizando, foi feita a comparação entre curva experimental e teórica como indicado por Whittle (1999). Essa comparação foi também utilizada para determinação de S_u por ajuste da curva. O Resultado pode ser visto na Figura 98 que mostra um ajuste mais apropriado na fase de descarregamento em comparação com a fase de carregamento no ensaio.

Figura 97 - Ensaio pressiométrico - Método Jefferies - Local 02.



Legenda: Ensaio pressiométrico - Resistência não drenada S_u em contração.

250 200 (kg 150 100 50

Deformação ΔR/R₀ (%)

Figura 98 - Ensaio pressiométrico - Método Whittle - Local 02.

Legenda: Ensaio pressiométrico - Comparação entre curva experimental e teórica.

Fonte: O autor, 2022.

Na Tabela 20, segue o resumo dos valores observados no Local 02.

Tabela 20 - Local 01 - Resultados dos ensaios pressiométricos.

ENSAIO	Prof	p_l	p_{l}'	σ_{ho}	G	E	$G_d f$	$E_d f$	Consistência	
ENSAIO	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)		
PMT - Pátio										
PMT-2 m	2	175	153	22	212	560	3.075	6149	Areia com pouca argila	
PMT-4 m	4	205	72	133	143	380	727	1479	Argila Siltosa - Mole	
PMT-6 m	6	200	134	66	304	806	1.362	2723	Argila Siltosa - Mole	
PMT-8 m	8	232	136	96	240	638	1.319	2637	Argila Siltosa - Mole	
				PMT	- Esque	rda Late	ral			
PMT-2 m	2	410	384	26	871	2.314	4.289	8577	Areia com pouca argila	
PMT-4 m	4	243	73	170	419	1.115	1.488	2975	Argila Siltosa - Mole	
PMT-6 m	6	218	66	152	123	328	842	1684	Argila Siltosa - Mole	
PMT-7,5 m	7,5	243	73	170	148	393	885	1771	Argila Siltosa - Mole	

Legenda: Resultados dos ensaios pressiométricos - Local 02.

Fonte: O autor, 2022.

Para o Local 02, a resistência não drenada do solo foi calculada por quatro métodos diferentes, os resultados obtidos foram expostos na Tabela 21.

Tabela 21 - Local 02 - Resultados dos ensaios pressiométricos - S_u .

Ensaio - PMT - Pátio									
Profundidade	4 m	6 m	7,5 m						
Método									
Gibson e Anderson (1961)	38	34	42,5						
Jefferies (1988)	38	28	45,4						
Briaud (1992)	16,5	26,2	26,6						
Johnson (1986) apud Clarke (1997)	32,2	38,4	38,6						
Whittle (1999)	25	28	30						
Média	29,9	30,9	36,6						
Desvio Padrão	8,3	4,6	7,2						
Ensaio - PMT - Esquerda Lateral									
Profundidade	4 m	6 m	7,5 m						
Método									
Gibson e Anderson (1961)	19,6	31	32,4						
Jefferies (1988)	37,3	32	39						
Briaud (1992)	16,6	15,4	16,6						
Johnson (1986) apud Clarke (1997)	32,3	31,6	32,3						
Whittle (1999)	24	13	25						
Média	26,0	24,6	29,1						
Desvio Padrão	7,8	8,5	7,7						

Legenda: Resistência não drenada S_u - Local 02.

Fonte: O autor, 2022.

De acordo com o estudo realizado, o local apresenta camada superficial de aterro, com cerca de 1,70 m de profundidade, sobrejacente a uma camada de areia fina à média, pouco argilosa, com SPT variável de 5 a 20 golpes. Abaixo, encontra-se camada de solo argiloso, pouco arenoso, cinzento, com consistência muito mole a mole, até aproximadamente 9 m de profundidade. Por fim, camada arenosa, fina a média, pouco argilosa, compacta, com N_{SPT} crescente com a profundidade. O nível d'água, após 24 h, está entre 1,20 m e 1,70 m de profundidade. A seguir, apresenta-se o modelo geotécnico idealizado a partir das sondagens executadas.

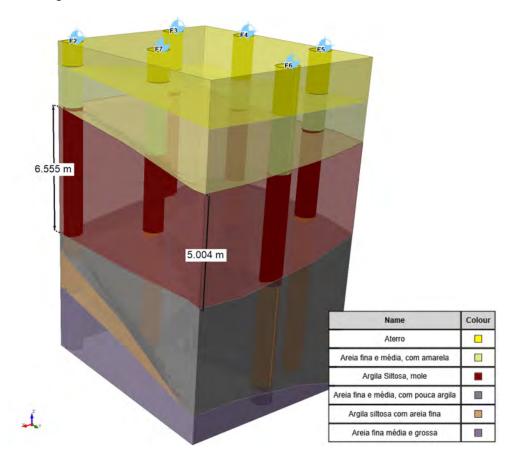


Figura 99 - Perfil geotécnico - Local 02.

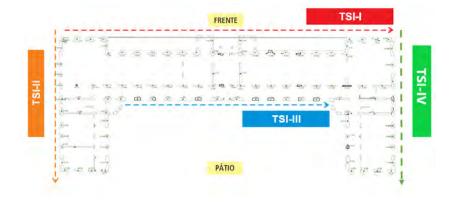
Legenda: Perfil esquematizado a partir das sondagens realizadas no Local 02.

Fonte: O autor, 2022.

3.2.1 Tomografia Sísmica - Local 02

As tomografias sísmicas foram executadas no Local 02 nos pontos indicados na Figura 100.

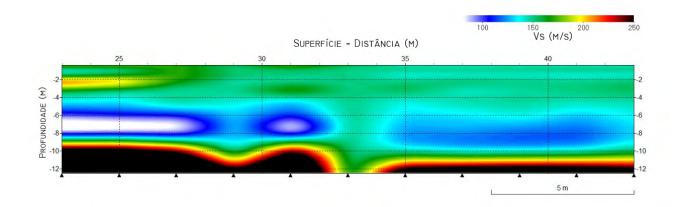
Figura 100 - Tomografias sísmicas - Local 02.



Legenda: Esquema de localização das tomografias sísmicas realizadas no Local 02.

Os resultados dos ensaios esquematizados na Figura 100 podem ser vistos nas Figuras 102 à 106.

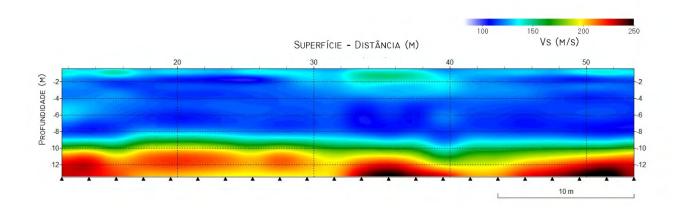
Figura 101 - TSI-I (Pré) - Local 02.



Legenda: Tomografia sísmica realizada no Local 02 antes geoenrijecimento - Frente

Fonte: O autor, 2022.

Figura 102 - TSI-I (Pós) - Local 02.



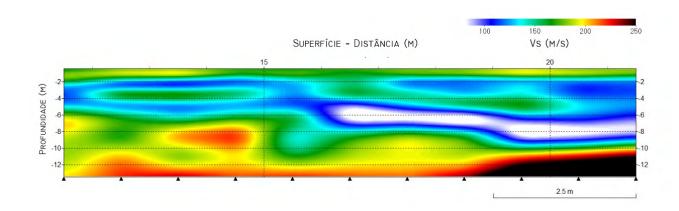
Legenda: Tomografia sísmica realizada no Local 02 após geoenrijecimento - Frente.

Fonte: O autor, 2022.

A TSI-1, realizada antes do tratamento, mostrou que a região frontal do edifício apresenta camada de solo mole entre 4 e 9 m de profundidade abaixo de material arenoso compacto. Identifica-se também bolsão de solo muito mole, com resistência extremamente baixa localizado na região lateral do prédio, onde o processo de recalque encontra-se mais intenso. O solo de maior rigidez encontra-se disponível a partir dos 9 m de profundidade.

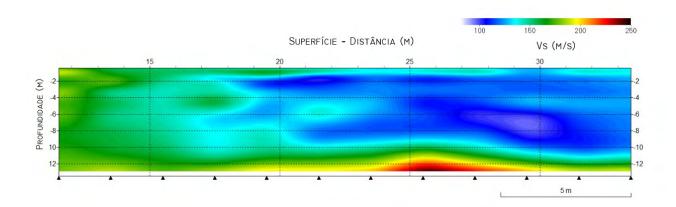
A medição do acréscimo nos valores de velocidades de ondas cisalhantes foi analisado especialmente na área de solo mole através de perfis estimados nas mesmas localizações a apresentou média de 34 m/s e mediana de 31 m/s neste local.

Figura 103 - TSI-II (Pré) - Local 02.



Legenda: Tomografia sísmica realizada no Local 02 antes geoenrijecimento - Lateral Esquerda. Fonte: O autor, 2022.

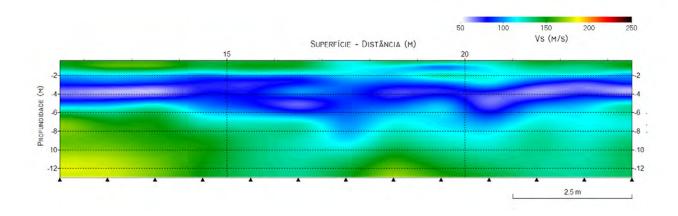
Figura 104 - TSI-II (Pós) - Local 02.



Legenda: Tomografia sísmica realizada no Local 02 após geoenrijecimento - Lateral Esquerda. Fonte: O autor, 2022.

A TSI-II, realizada antes do tratamento, mostrou solo extremamente mole, próximo à região atrás do empreendimento. O estudo mostrou que esta camada mole provocou recalques da ordem de 60 cm ao longo de 70 anos em função do peso da estrutura. Detectou-se, também, aterro superficial (até 2 m de profundidade). A profundidade do solo competente aumenta gradativamente da esquerda para a direita, variando de 6 m a 10 m. O aumento nos valores de velocidades de ondas cisalhantes após a realização do tratamento foi analisado especialmente na área de solo mole através de perfis estimados nas mesmas localizações a apresentou média de 43 m/s e mediana de 45 m/s neste local.

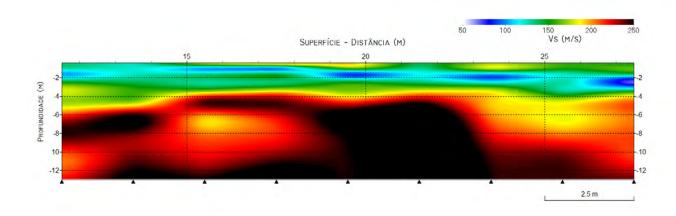
Figura 105 - TSI-III (Pré) - Local 02.



Legenda: Tomografia sísmica realizada no Local 02 antes geoenrijecimento - Pátio.

Fonte: O autor, 2022.

Figura 106 - TSI-III (Pós) - Local 02.



Legenda: Tomografia sísmica realizada no Local 02 após geoenrijecimento - Pátio.

Fonte: O autor, 2022.

A TSI-III foi realizada entre o prédio e a quadra, paralela à TSI I. O ensaio, realizado antes do tratamento, identificou a presença de camada argilosa muito mole, entre 2 e 6 m de profundidade. Presente em toda a extensão da área estudada, essa camada coincide com o ponto da estrutura que sofreu maior processo de recalque. Uma fina camada de aterro também foi identificada apresentando resistências cisalhantes baixas, possivelmente pelo grau de compactação do solo insuficiente. Material de maior rigidez foi localizado a partir dos 9 m de profundidade.

A estimativa de aumento nos valores de velocidades de ondas cisalhantes após a realização do tratamento foi feita especificamente na área de solo mole através de perfis estimados nas mesmas localizações a apresentou média de 38 m/s e mediana de 37 m/s neste ensaio. Em uma média local, o aumento de V_s teve média de 38 m/s e mediana de 37 m/s.

3.3 Local 3 - Estação de elevatória - Goiana - PE

As sondagens realizadas no local confirmam a presença de camada de solo mole e muito mole argiloso altamente compressível até a profundidade de 17 m. Para viabilizar a entrada e movimentação de maquinário e funcionários, foi necessária a implantação de um aterro de conquista com aproximadamente 1 m de espessura. A seguir a Figura 107 apresenta o modelo geotécnico idealizado a partir das sondagens executadas.

Name Colour
Argila orgânica preta (muito mole)
Argila orgânica com mariscos (muito mole)
Argila orgânica com turfa e marisco(muito mole)

Areia Siltosa com pedregulho
Alerro argiloso, cor vermelha

Figura 107 - Perfil geotécnico - Local 03.

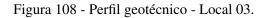
Legenda: Perfil esquematizado a partir das sondagens realizadas no Local 03.

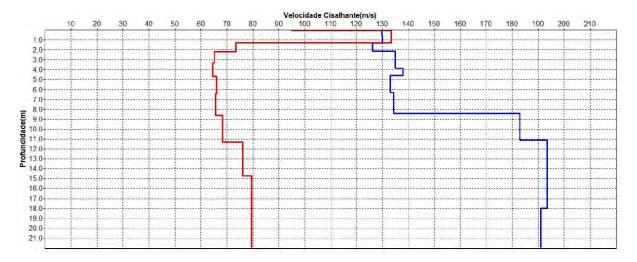
Fonte: O autor, 2022.

3.3.1 Tomografia Sísmica - Local 03

No Local 03 foram realizados dois ensaios sísmicos cujos resultados são exibidos na Figura 108. O primeiro ensaio foi realizado na condição original do solo, e outro após o geoenrijecimento. Constatou-se, para a profundidade até 10 m, que a velocidade cisalhante média, na condição do solo original, apresentou valores menores que 80 m/s. Portanto, características e parâmetros geotécnicos correspondentes a solos argilosos muito moles. A sondagem tomográfica, também para profundidades até 10 m, feita após o geoenrijecimento, apresentou valores da velocidade cisalhante pouco superiores 130 m/s. Para cotas inferiores a 9 m de profundidade,

estabeleceu-se nível de geoenrijecimento bem superior, com mais drenagem e mais compressão radial no solo, fazendo com que se obtivesse velocidades cisalhantes superiores a 180 m/s.





Legenda: Perfil 1D da situação original (vermelho) e após seu melhoramento (azul), em função da Velocidade Cisalhante V_s - Local 03.

Fonte: O autor, 2022.

Neste local, não foi possível a obtenção do perfil bidimensional da tomografia sísmica.

O aumento nos valores de velocidade de ondas cisalhantes após a realização do tratamento foi analisado especialmente na área de solo mole e apresentou média de 103 m/s e mediana de 112 m/s neste local.

4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 Correlações

4.1.1 Velocidade de onda cisalhante V_s e N_{SPT}

Como já discutido, muitos pesquisadores investigaram a relação entre a velocidade da onda de cisalhamento e os valores de N_{SPT} . Sabe-se que é preferível medir V_s por meio de ensaios de propagação de onda *in situ*. No entanto, muitas vezes não é economicamente viável realizar os ensaios em todos os locais. Portanto, uma correlação confiável entre V_s e número de golpes do ensaio de penetração padrão N_{SPT} torna-se vantajosa.

A relação entre os dois parâmetros é consistente, pois os valores de N_{SPT} dependem basicamente da resistência dos depósitos do solo. Como comentado, uma resistência maior significa um maior número de golpes e uma maior dificuldade de penetração na mesma profundidade, e por outro lado, um V_s maior indica mais rigidez dos depósitos de solo ou um módulo de cisalhamento maior G_0 .

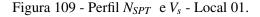
Na Tabela 11, foi apresentado um resumo de algumas dessas relações empíricas propostas em diferentes locais e países para diferentes tipos de solo, usando diferentes métodos para obtenção de valores de V_s .

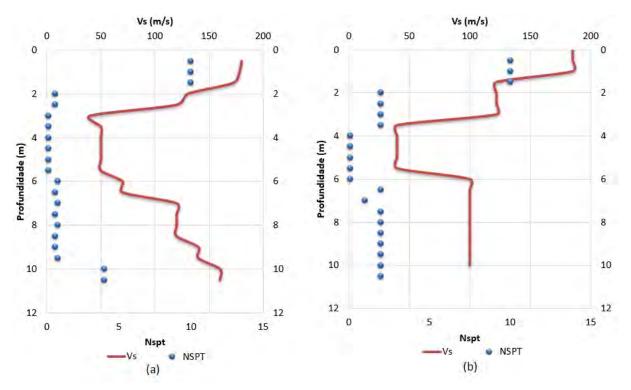
Nesta pesquisa, informações de classificação de solos, velocidade de onda de cisalhamento (derivada do método MASW) e valores de N_{SPT} foram coletados a partir de investigações geotécnicas e geofísicas conduzidas nos três locais de estudo. Uma nova fórmula empírica que pode ser usada para correlacionar os valores N_{SPT} e V_s é sugerida. Assim como uma boa parte das correlações internacionais, a proposta abrange todos os tipos de solos, em função da variedade dos dados da pesquisa. Nos tópicos subsequentes a metodologia para obtenção da correlação será detalhada.

4.1.1.1 Local 1 - Ponte do Vale

O perfil geotécnico adotado a partir das informações coletadas nas sondagens e a distribuição dos ensaios caracterizou-se por uma camada superficial de aterro arenoso, seguida por camada de argila cinza, turfa, uma camada expressiva de argila escura e mole e, finalmente, uma camada de areia argilosa. O confronto entre os valores de N_{SPT} e as velocidades de ondas cisalhantes medidas na tomografia sísmica, pode ser visto na Figura 109. Para obtenção das velocidades de onda, foi usado o resultado da TSI I-2D, na Figura 92. Nesta comparação, foram extraídos perfis 1D mais próximos dos locais das sondagens. Foram usadas as sondagens SP02 e SP03. A sondagem SP01 não foi considerada em função da distância relativa ao ensaio

sísmico.





Legenda: Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens SP02 e SP03 - Local 01.(a)SP2/TSI I - (b)SP3/TSI I - Ponte do Vale.

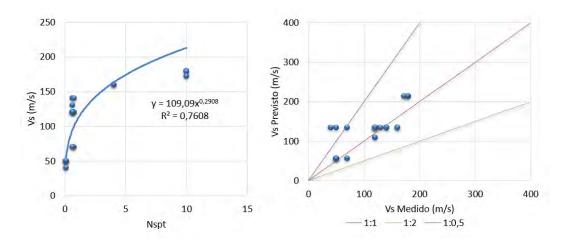
Fonte: O autor, 2022.

Conforme conhecido, o ensaio SPT é sensível às perturbações locais, enquanto o ensaio sísmico tende a fazer a média dessas interferências, como podemos ver na Figura 109.

Foram determinadas equações que correlacionam V_s e N_{SPT} para os ensaios realizados no Local 01. As duas correlações são plotadas nas Figuras 110 (a) e 111 (a) e referem-se às sondagens SPT02 e SPT03, respectivamente. Não foi feita uma distinção entre os tipos de solos neste estudo. Como discutido anteriormente, para valores baixos de N_{SPT} , os tipos de solo podem ter alguma influência, no entanto, a quantidade limitada de dados não permitiu a diferenciação.

Comparações entre os V_s medidos e os V_s previstos para o local, são apresentados nas Figuras 110 (b) e 111 (b).

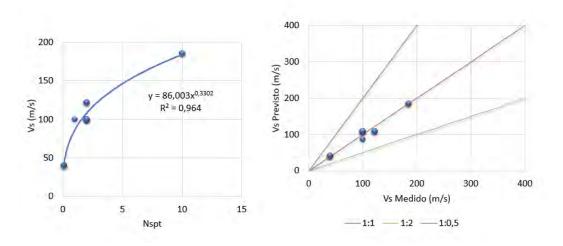
Figura 110 - N_{SPT} x V_s - Ensaio SPT02 - TSI I.



Legenda: (a) Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens SP02 - (b) Comparações entre V_s medido previsto para o local.

Fonte: O autor, 2022.

Figura 111 - N_{SPT} x V_s - Ensaio SPT03 – TSI I.



Legenda: (a) Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens SP03 - (b) Comparações entre V_s medido previsto para o local.

Fonte: O autor, 2022.

A predição dos valores foi feita de acordo com a respectiva equação determinada para o local. Os dados plotados estão espalhados entre as linhas com inclinações 1:0,5 e 1:2. Na Figura 110 (b), nota-se que parte significativa dos pontos medidos se aproximaram da linha 1:1. Na Figura 111 (b) a proximidade dos pontos foi maior, confirmando que as equações de regressão geralmente mostram um ajuste razoável dos dados compilados para os solos investigados.

4.1.1.2 Local 2 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio"

De acordo com as investigações realizadas, o local apresenta camada superficial de aterro, com cerca de 1,70 m de profundidade, sobrejacente a uma camada de areia fina à média, pouco argilosa, com N_{SPT} variável de 5 a 20 golpes. Abaixo, encontra-se camada de solo argiloso, pouco arenoso, cinzento, com consistência muito mole a mole, até aproximadamente 9 m de profundidade. Por fim, camada arenosa, fina a média, pouco argilosa, compacta, com N_{SPT} crescente com a profundidade. O confronto entre os valores de N_{SPT} e as velocidades de ondas cisalhantes medidas na tomografia sísmica, pode ser visto na Figura 112. Pode-se observar a variação da velocidade da onda de cisalhamento com a profundidade. Nesta comparação, foram usados valores do perfil 1D mais próximo do local da sondagem. Foram utilizadas as sondagens F2, F3, F4, F5 E F7 e as tomografias sísmicas I, II e IV. Os resultados podem ser vistos nas Figuras 112, 113 e 114.

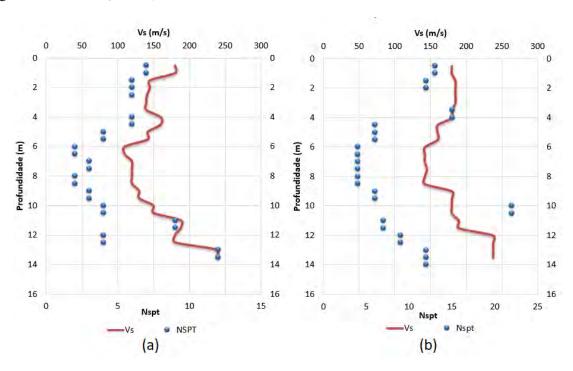


Figura 112 - Perfil N_{SPT} e V_s - Local 02 - TSI II.

Legenda: Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens F2 e F3 - (a)F2 x TSI II. (b)F3 x TSI

Fonte: O autor, 2022.

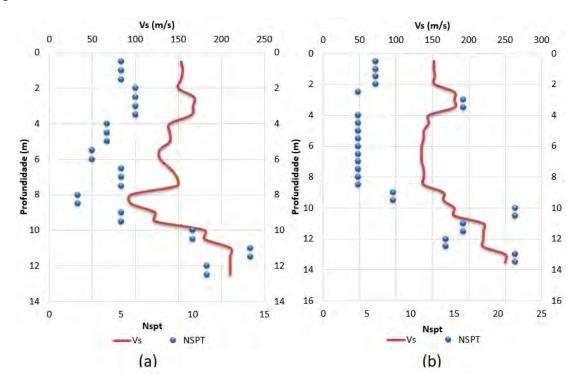
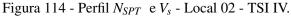
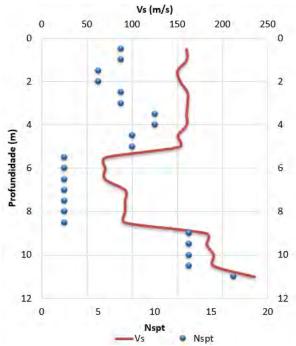


Figura 113 - Perfil N_{SPT} e V_s - Local 02 - TSI I.

Legenda: Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens F4 e F5 - (a)F4 x TSI I. (b)F5 x TSI I. Fonte: O autor, 2022.





Legenda: Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para a sondagem F7 - F7 x TSI VI.

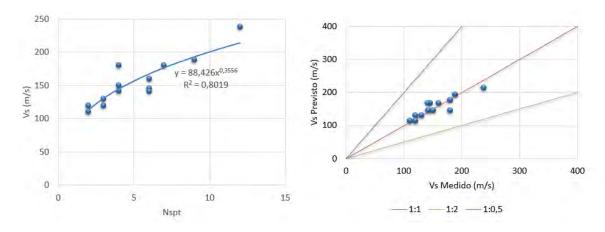
Fonte: O autor, 2022.

É evidente, pelas Figuras 112, 113 e 114, que a da velocidade de onda cisalhante corres-

ponde à variação dos valores registrados pela sondagem.

Foram ainda determinadas equações que correlacionam V_s e N_{SPT} para os ensaios realizados no Local 02. As correlações são plotadas nas Figuras 115 a 119 e referem-se às sondagens F2, F3, F4, F5 E F7 e as tomografias sísmicas I, II e IV. Novamente, não foi feita uma distinção entre os tipos de solos. Comparações entre os V_s medidos previstos para o local, são apresentados. Os dados plotados estão dispersos entre as linhas com inclinações 1: 0,5 e 1: 2.

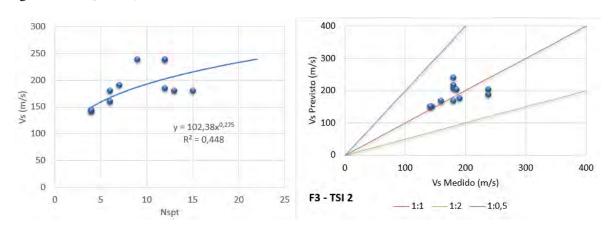
Figura 115 - N_{SPT} x V_s - Ensaio F2 – TSI II.



Legenda: (a) Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens F2 - (b)Comparações entre os V_s medidos previstos para o local.

Fonte: O autor, 2022.

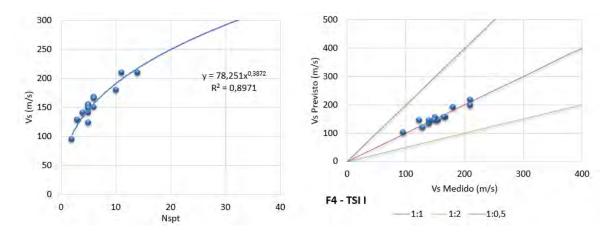
Figura 116 - N_{SPT} x V_s - Ensaio F3 – TSI II.



Legenda: (a) Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens F3 - (b)Comparações entre os V_s medidos e previstos para o local.

Fonte: O autor, 2022.

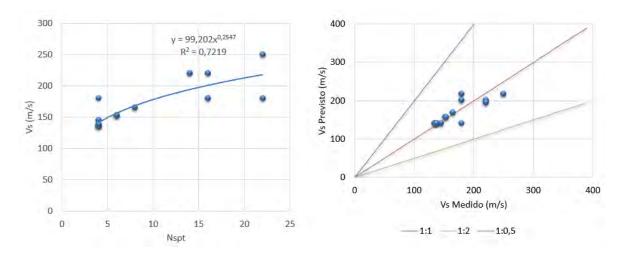
Figura 117 - N_{SPT} x V_s - Ensaio F4 – TSI I.



Legenda: (a) Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens F4 - (b)Comparações entre os V_s medidos e previstos para o local.

Fonte: O autor, 2022.

Figura 118 - N_{SPT} x V_s - Ensaio F5 – TSI I.



Legenda: (a) Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens F5 - (b)Comparações entre os V_s medidos e previstos para o local.

Fonte: O autor, 2022.

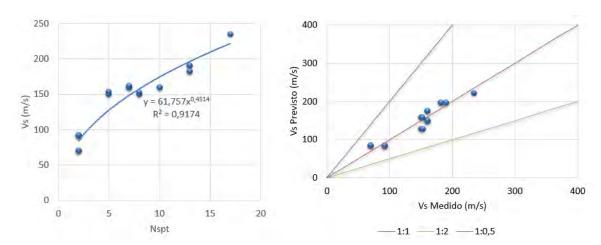


Figura 119 - N_{SPT} x V_s - Ensaio F7 – TSI IV.

Legenda: (a) Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens F7 - (b)Comparações entre os V_s medidos e previstos para o local.

Fonte: O autor, 2022.

Para os dados plotados nas Figuras 115 a 119, nota-se que parte significativa dos pontos medidos se aproximaram da linha 1:1.

4.1.1.3 Local 3 - Estação de elevatória - Goiana, PE.

As sondagens realizadas no local confirmam a presença de camada de solo mole e muito mole argiloso altamente compressível até a profundidade de 17m. Foi necessária a implantação de um aterro de conquista com aproximadamente 1 m de espessura para viabilizar a entrada e movimentação de maquinário e funcionários. Com os resultados das sondagens e ensaios sísmicos, foi feito o confronto entre os valores de N_{SPT} e as velocidades de ondas cisalhantes medidas na tomografia sísmica, conforme Figura 120. Nesta comparação, foram usados valores do perfil 1D mais próximo do local da sondagem. Foram usadas as sondagens SP01 e SP02.

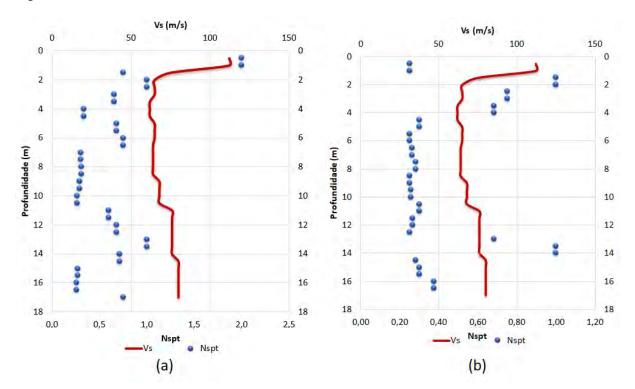


Figura 120 - Perfil N_{SPT} e V_s - Local 03.

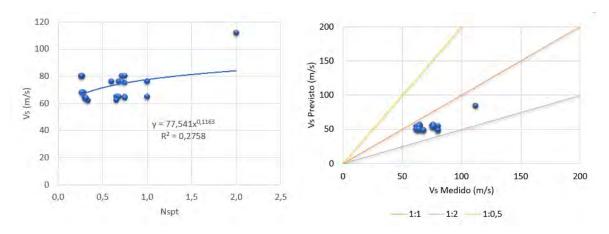
Legenda: Confronto entre valores de $N_{SPT}\,$ e V_s para as sondagens SP01 e SP02 - Local 03.

(a)SP01/TSI I - (b)SP02/TSI I - Ponte do Vale.

Fonte: O autor, 2022.

Foram determinadas equações que correlacionam V_s e N_{SPT} para os ensaios realizados no Local 03. As correlações são plotadas nas Figuras 121 (a) e 122 (a) referem-se às sondagens SPT01 e SPT02, respectivamente. Comparações entre os V_s medidos e previstos para o local são apresentados nas Figuras 121 (b) e 122 (b). Os dados plotados estão espalhados entre as linhas com inclinações 1:0,5 e 1:2.

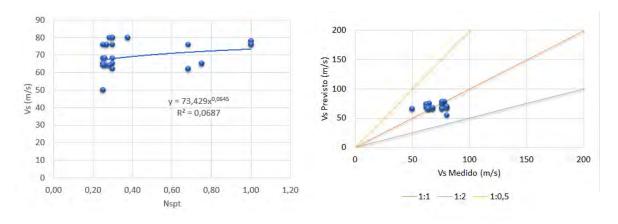
Figura 121 - N_{SPT} x V_s - Ensaio SP01 - TSI I.



Legenda: (a) Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens SP01 - (b)Comparações entre os V_s medidos e previstos para o local.

Fonte: O autor, 2022.

Figura 122 - N_{SPT} x V_s - Ensaio SP02 - TSI I.



Legenda: (a) Confronto entre valores de N_{SPT} e V_s para as sondagens SP02;

(b) Comparações entre os V_s medidos e previstos para o local.

Fonte: O autor, 2022.

Na Figura 121 (b) a proximidade dos pontos foi suave, não mostrando uma correlação forte entre os valores. O segundo conjunto de dados, na Figura 122 (b), mostrou uma correlação ainda mais fraca.

4.1.1.4 Dados Totais

Neste estudo, 236 pares de dados (V_s e N_{SPT}) foram considerados e 06 pares de dados foram descartados, portanto, 230 pares foram empregados no desenvolvimento de correlações entre V_s e N_{SPT} . As correlações foram desenvolvidas usando uma análise de regressão. Relaciona-se na Tabela 22 as equações e seus respectivos coeficientes de correlação. O coeficiente de correlação (R^2) representa quão fortemente ambos os conjuntos de dados dependem um do outro, ou seja, quão forte é a relação entre eles.

Tabela 22 - Correlações N_{SPT} .

Local	Correlação	Coeficiente de correlação
1	$y = 109,09^{0,2908}$	0,76
1	$y = 86,003^{0,3302}$	0,96
Média para o Local 01:		0.86
2	$y = 78,251^{0,3872}$	0,89
2	$y = 99,202^{0,2547}$	0,72
2	$y = 88,426^{0,3556}$	0,80
2	$y = 102,38^{0,275}$	0,44
2	$y = 61,757^{0,4514}$	0,91
Média para o Local 02:		0.76
3	$y = 77,541^{0,1163}$	0,27
3	$y = 73,429^{0,0645}$	0,07
Média para o Local 03:		0.17

Legenda: Relação de todas as correlações obtidas.

Fonte: O autor, 2022.

Como anteriormente comentado, na literatura internacional encontram-se diversos exemplos de correlações entre V_s e N_{SPT} . A variação entre as correlações sugeridas é principalmente atribuída às diversas condições geotécnicas de cada local estudado e também aos diferentes equipamentos e métodos de investigações de campo. Como comentam Lopes, Santos e Gomes (2014), vários autores tentaram usar valores de N_{SPT} corrigidos e correções de profundidade, entre outros, para minimizar os efeitos das incógnitas no uso das correlações empíricas, por exemplo, Ohta e Goto (1978) e Bellana (2009), mas uma melhoria limitada foi alcançada. Ohta e Goto (1978) apud Lopes, Santos e Gomes (2014) mostraram em seus estudos a influência do tipo de solo nas correlações V_s e N_{SPT} , como comentado e exibido na Figura 50. Foi visto que, com exceção da curva relativa ao cascalho, todas as demais são muito semelhantes, mostrando a pequena relevância do tipo de solo na região do estudo para resultado final. Estes pesquisadores apresentaram a primeira análise multivariável para desenvolver 15 conjuntos de regressões empíricas com diferentes combinações de tipo de solo, época geológica, profundidade e N_{SPT} .

Os resultados relataram que o coeficiente de correlação é mais alto quando todos os quatro fatores são considerados, concluindo que os efeitos combinados de poucos índices de solo fornecem melhores correlações. Estes resultados, justificam a escolha de uma equação única para os locais avaliados neste estudo.

Depois de considerar a visão geral das correlações publicadas e já citadas, é razoável excluir outros índices de características do solo e incluir apenas uma variante, o N_{SPT} , neste estudo inicial de desenvolvimento de correlação.

Nesta análise, novas relações foram propostas entre V_s e os valores N_{SPT} não corrigidos englobando todos os solos pesquisados. A Figura 123 mostra o resultado gráfico que inclui os dados válidos coletados nos três locais descritos neste estudo.

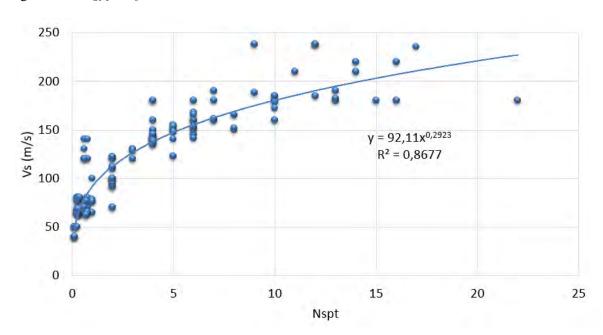


Figura 123 - N_{SPT} x V_s - Todos os dados.

Legenda: Correlação englobando todos os dados válidos coletados.

Fonte: O autor, 2022.

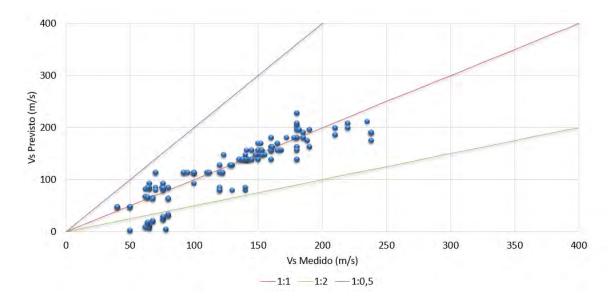
Este resultado nos permite propor a seguinte correlação entre V_s e N_{SPT} nos locais estudados:

$$V_s = 92,11 \times N_{SPT} \quad ^{0,2923} \qquad \qquad R^2 = 0,8677 \tag{39}$$

O alto coeficiente de correlação calculado mostra uma relação forte entre os conjuntos de dados estudados. Os dados plotados foram espalhados entre as linhas com inclinações 1:0,5 e 1:2 para análise na Figura 124.

Vê-se que parte significativa dos pontos medidos se aproximaram da linha 1:1. O conjunto de pontos aparentes abaixo da linha 1:2 são relativos ao Local 03, justamente os valores que mostraram baixos coeficientes de correlação quando analisados isoladamente.

Figura 124 - N_{SPT} x V_s - Todos os dados.

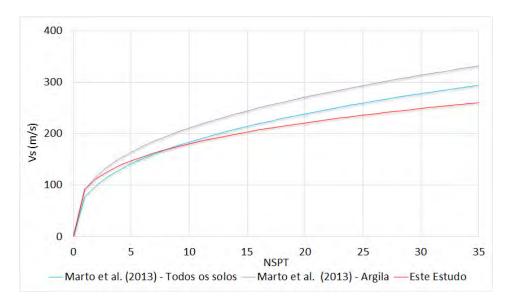


Legenda: Comparações entre os V_s medidos e os V_s previstos para todos os dados válidos.

Fonte: O autor, 2022.

Marto, Tan e Leong (2013) desenvolveram uma correlação universal entre a velocidade da onda de cisalhamento e os valores de N_{SPT} . Como já comentado, os autores usaram um total de 60 correlações globais para formular uma nova correlação universal. Para estudar o desempenho da correlação sugerida mediante propostas de correlações internacionais, a Figura 125 exibe as funções geradas pelas correlações citadas. Como a maioria dos dados deste estudo referem-se a solos argilosos, a comparação será realizada entre as curvas relativas a solos argilosos e todos os tipos de solos.

Figura 125 - N_{SPT} x V_s - Comparações.



Legenda: Comparações entre as propostas de Marto, Tan e Leong (2013) e este estudo.

Fonte: O autor, 2022.

Observa-se que os valores das três propostas são próximos, mostrando uma variação máxima de 72 m/s. Ainda para estudar a validade dos dados, faz-se a comparação da proposta deste estudo com diversas correlações de outros pesquisadores em vários locais do mundo. O resultado pode ser visto na Figura 126.

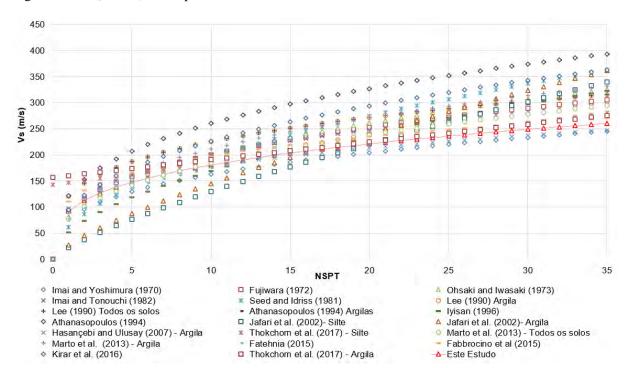


Figura 126 - N_{SPT} x V_s - Comparativo.

Legenda: Comparações entre a correlação proposta e estudos internacionais.

Fonte: O autor, 2022.

Pode-se observar que a proposta deste estudo se encontra dentro dos limites propostos na literatura.

4.1.2 Velocidade de onda cisalhante V_s e S_u

A velocidade da onda de cisalhamento V_s pode ser medida usando métodos geofísicos invasivos ou não, como já discutido, bem como obtida com amostras em laboratório. Ondas de cisalhamento podem ser medidas em todos os geomateriais, onde servem como um excelente referencial na comparação de estados de rigidez e tensão. O perfil V_s medido pode ser aplicado a análises geotécnicas estáticas e dinâmicas, pois fornece o módulo de cisalhamento de pequena deformação. Como destacam Yun, Narsilio e Carlos Santamarina (2006), embora os fenômenos de pequenas e grandes deformações envolvam processos no nível de partícula muito diferentes e não sejam causalmente relacionados, eles são correlacionados por meio de sua variável de controle σ_v' . Como mencionado anteriormente, a V_s dos solos depende principalmente da tensão

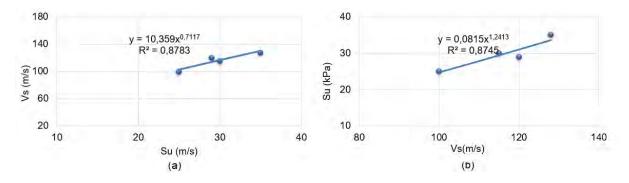
vertical e do índice de vazios, logo, V_s e S_u dependem de parâmetros comuns. Assim, a velocidade da onda de cisalhamento V_s também pode ser usada para estimar a resistência não drenada de solos argilosos S_u . Muitos estudos foram feitos por pesquisadores para desenvolver relações entre esses parâmetros. Uma visão geral de algumas correlações para argilas em todo o mundo é apresentada na Tabela 13.

Na observação das correlações expostas, nota-se que a maioria das expressões tem o mesmo formato, mas coeficientes de correlação diferentes. A principal razão para esse fenômeno é que o valor de S_u depende do método de ensaio usado. Portanto, é de grande importância conhecer a origem dos dados utilizados, bem como as especificidades locais. Neste estudo, um banco de dados de solos argilosos foi estudado e um esforço feito para interligar os valores de V_s com os índices de engenharia para obter um melhor entendimento de suas correlações mútuas. As características dos locais estudados foram detalhadas anteriormente. Um modelo empírico é apresentado para inferir a resistência ao cisalhamento não drenada a partir da velocidade da onda de cisalhamento em argilas de dois dos locais estudados.

- Ponte do Vale Gaspar, SC
- Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio", Porto Alegre RS

Com base nos dados coletados no Local 01, pode-se definir uma correlação entre os valores obtidos. A Figura 127 mostra as relações (a) V_s x S_u e (b) S_u x V_s .

Figura 127 - Relação entre velocidade de onda cisalhante e resistência não drenada - Local 01.

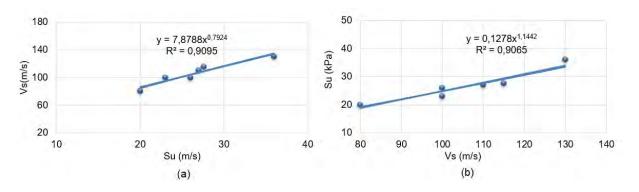


Legenda: Relações entre (a) V_s x S_u e (b) S_u x V_s .

Fonte: O autor, 2022.

Para o Local 02, as relações (a) $V_s \times S_u$ e (b) $S_u \times V_s$ podem ser vistas na Figura 128.

Figura 128 - Relação entre velocidade de onda cisalhante e resistência não drenada - Local 02.

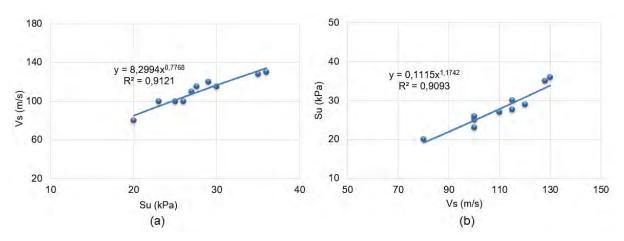


Legenda: Relações entre (a) $V_s \times S_u$ e (b) $S_u \times V_s$.

Fonte: O autor, 2022.

Finalmente, com a reunião de todos os dados, o resultado pode ser visto na Figura 129.

Figura 129 - Relação entre velocidade de onda cisalhante e resistência não drenada - Todos os dados.



Legenda: Relações entre (a) $V_s \times S_u$ e (b) $S_u \times V_s$.

Fonte: O autor, 2022.

Observa-se que S_u aumenta com o aumento em V_s , e o ajuste da função de potência mostra melhor desempenho para as seguintes equações:

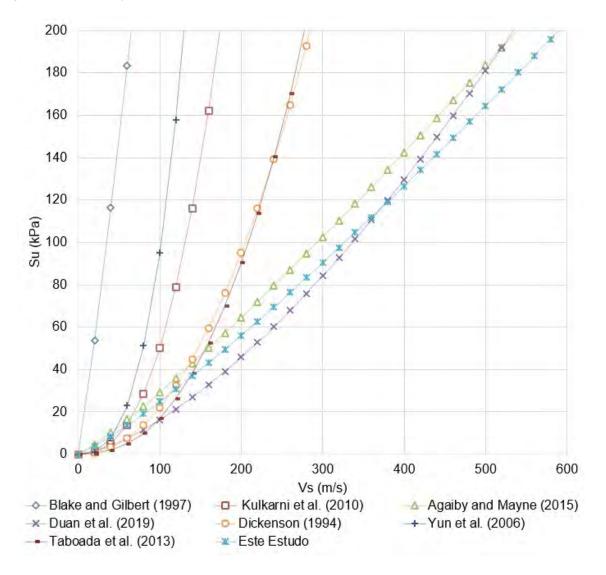
$$V_s = 8,2994 \times S_u^{0,7768} \qquad \qquad R^2 = 0,9121 \tag{40}$$

$$S_u = 0.1115 \times S_u^{1,1742}$$
 $R^2 = 0.9093$ (41)

Como esperado, a correlação entre esses dois parâmetros é forte com coeficiente de correlação na ordem de 0,9. Na Figura 130 observa-se a comparação entre os resultados deste

estudo e os resultados de estudos internacionais.

Figura 130 - Correlações $V_s \times S_u$.



Legenda: Comparações entre a correlação proposta e estudos internacionais.

Fonte: O autor, 2022.

A correlação internacional S_u e V_s que mostrou maior compatibilidade com os resultados deste estudo foi a de Agaiby e Mayne (2015) que realizaram um extenso programa de pesquisa cujo principal objetivo foi o desenvolvimento de um banco de dados geofísicos e laboratoriais de alta qualidade de trinta e sete locais bem documentados na Austrália, Brasil, Canadá, China, Itália, Japão, Coréia do Sul, Mar do Norte, Noruega, Cingapura, Suécia, Tailândia, Reino Unido, EUA e Vietnã. Seguida pela correlação de Duan et al. (2019) que compilou e analisou estatisticamente um banco de dados de argilas de Jiang. As propostas de Blake e Gilbert (1997) e Yun, Narsilio e Carlos Santamarina (2006) não apresentaram boa aproximação. Dickenson (1994) e Taboada et al. (2013) apresentaram valores próximos considerando velocidades de onda menores que 150 m/s, o primeiro analisou a resposta sísmica de argilas moles em profundidade para

solos coesivos na área da Baía de São Francisco e o segundo estabeleceu um banco de dados com medições in-situ de V_s e propriedades básicas da argila na Baía de Campeche.

Os valores dos coeficientes a e b apresentados nas equações 40 e 41 correspondem bem aos relatados na literatura internacional, especialmente aqueles de Agaiby e Mayne (2015), para uma correlação baseada em solos em todo o mundo.

Isso ilustra que as tais correlações podem ser empregadas para avaliação de S_u de argilas se os valores de V_s forem conhecidos. Importante ressaltar que, devido às diferenças no tipo de solo e na variabilidade do solo, as correlações empíricas estabelecidas não são constantes e variam de local para local. Portanto, sua aplicação exige critério. A relação entre S_u e V_s também pertence a um tipo de correlação rigidez-força. Embora os fenômenos de grande e pequena deformação não sejam causalmente relacionados e correspondam a diferentes processos de nível de partícula, é importante e interessante que esses dois parâmetros possam ser relacionados por meio da variável de tensão efetiva. Esses resultados mostram que S_u pode ser estimado aproximadamente a partir de V_s e vice-versa, não negligenciando a importância da calibração dos ensaios sísmicos a partir de métodos diretos.

Neste estudo, utilizam-se os resultados das tomografias sísmicas (MASW) para a medição da velocidade da onda de cisalhamento V_s como um indicador direto da rigidez do material, produzindo perfis de velocidade de onda de cisalhamento V_s para o material antes e após o melhoramento como uma forma de medir a eficiência da técnica comparando distribuições de velocidade subsuperficial V_s . Aproveita-se ainda para estimar o ganho de resistência não drenada S_u utilizando as equações aqui estabelecidas. O método MASW foi utilizado com fontes ativas para obter os perfis 1-D e 2-D V_s representando a variação subsuperficial da rigidez do solo. Em particular, a tomografia sísmica foi escolhia por ser capaz de caracterizar o perfil do solo com camadas inversas do solo. O procedimento geral consistiu na aquisição de dados de campo utilizando um sismógrafo de 24 canais e geofones de 4,5 Hz, processamento de curva de dispersão, análise de inversão e comparação de resultados. Inicialmente serão analisados os resultados dos três locais já descritos no estudo, posteriormente, análises em outros locais serão descritas.

4.1.3 Velocidade de onda cisalhante V_s e Pressão limite

O desenvolvimento de modelos empíricos encontra uso crescente durante os estágios iniciais em projetos de engenharia, uma vez que são uma maneira mais prática de proceder que grandes campanhas de ensaios *in situ*. Em projetos geotécnicos, modelos empíricos são amplamente utilizados para estimar parâmetros desconhecidos a partir de outros parâmetros mais facilmente determinados, evitando o investimento de tempo e custo envolvido com amostragem de alta qualidade, equipamentos de ensaio sofisticados etc. Nesta seção, uma análise entre a velocidade de onda cisalhante, obtida pela tomografia sísmica, e parâmetros determinados pelo ensaio pressiométrico será realizada. Aqui serão considerados os dados obtidos nos Locais 01 e 02, uma vez que no Local 03 não foram realizados ensaios pressiométricos.

Uma nova fórmula empírica é testada para correlacionar os valores de pressão limite p_l , pressão limite efetiva p_l ' e V_s . A proposta será restrita a solos argilosos, limitando os resultados obtidos às profundidades onde este tipo de solo foi detectado.

4.1.3.1 Local 1 - Ponte do Vale

Para obtenção da velocidade de onda, foi usado o resultado da TSI I-2D, na Figura 92. Nesta comparação, foram extraídos perfis 1D mais próximos dos locais onde foram realizados os ensaios pressiométricos. Na Figura 131 observa-se a correlação entre V_s e p_l e na Figura 132 tem-se a correlação entre V_s e p_l . Na Tabela 23 são exibidos os dados coletados e usados na análise.

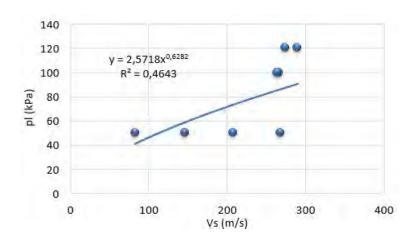


Figura 131 - Ponte do Vale - Correlações $V_s \times p_l$.

Legenda: Correlação entre V_s (tomografia sísmica) e pressão limite (ensaio pressiométrico).

Fonte: O autor, 2022.

140 120 100 $y = 14,622x^{0,3422}$ $R^2 = 0,1588$ 80 60 40 20 0 50 150 0 100 200 Vs (m/s)

Figura 132 - Ponte do Vale - Correlações $V_s \times p_l$.

Legenda: Correlação entre V_s (tomografia sísmica) e pressão limite efetiva (ensaio pressiométrico).

Fonte: O autor, 2022.

Tabela 23 - Dados - Pressão limite.

Ensaio	Profundidade	p_l	p_l'	V_s	Tipo de solo
Liisaio	(m)	(kPa)	(kPa)	V_S	
PMT01 Pré	4,5	268	183	50	Argila Mole-Média
FIVITUI FIC	8	266	123	100	Argila mole
PMT02 Pré	4	83	37	50	Argila mole
PIVITUZ FIE	7,5	274	120	120	Argila mole
PMT03 Pré	4	147	80	50	Argila mole
FIVITUS FIC	8	264	171	100	Argila Mole-Média
PMT04 Pré	4	208	134	50	Argila mole
- IVI I U4 PIC	7,7	290	158	120	Argila Mole-Média

Legenda: Dados coletados nos Local 01.

Fonte: O autor, 2022.

4.1.3.2 Local 2 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio"

A comparação entre os valores de p_l , $p_l\prime$ e as velocidades de ondas cisalhantes medidas na tomografia sísmica, pode ser vista na Figura 133 e na Figura 134 . Nesta comparação, foram usados valores do perfil 1D mais próximo do local de realização de cada ensaio pressiométricos relacionados na Tabela 24. Foram usadas as tomografias sísmicas I, II e IV. Destaca-se que os ensaios pressiométricos realizados a 2 m de profundidade foram desconsiderados em função do tipo de solo.

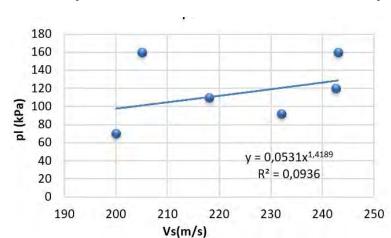
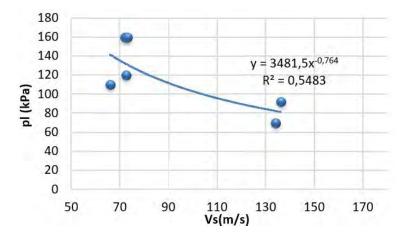


Figura 133 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" - Correlações $V_s \times p_l$.

Legenda: Correlação entre V_s (tomografia sísmica) e pressão limite (ensaio pressiométrico).

Fonte: O autor, 2022.

Figura 134 - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" - Correlações $V_s \times p_l t$.



Legenda: Correlação entre V_s (tomografia sísmica) e pressão limite efetiva (ensaio pressiométrico). Fonte: O autor, 2022.

Tabela 24 - Dados - Pressão limite.

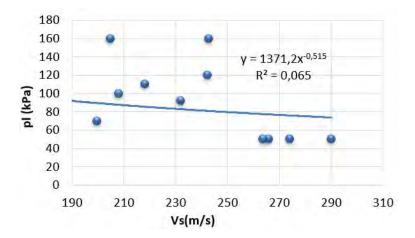
Profundidade	p_l	p_l '	V_s
(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
4	205	72	160
6	200	134	70
8	232	136	92
4	243	73	160
6	218	66	110
7,5	243	73	120
	(m) 4 6 8 4 6	(m) (kPa) 4 205 6 200 8 232 4 243 6 218	(m) (kPa) (kPa) 4 205 72 6 200 134 8 232 136 4 243 73 6 218 66

Legenda: Dados coletados nos Local 02.

Fonte: O autor, 2022.

Compilando todos os dados, obtém-se os resultados exibidos nas Figuras 135 e Figura 136.

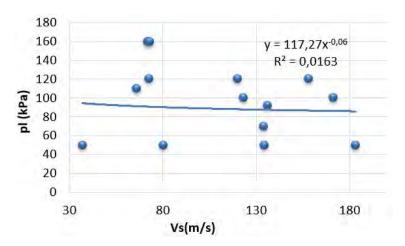
Figura 135 - Correlações $V_s \times p_l$.



Legenda: Correlação entre V_s (tomografia sísmica) e pressão limite (ensaio pressiométrico) - Todos os dados.

Fonte: O autor, 2022.

Figura 136 - Correlações $V_s \times p_l$.



Legenda: Correlação entre V_s (tomografia sísmica) e pressão limite efetiva (ensaio pressiométrico)-Todos os dados.

Fonte: O autor, 2022.

Neste estudo foi usada uma quantidade limitada de pares de dados V_s e p_l , 14 e a mesma quantidade de pares V_s e p_l , totalizando 28 pares de dados. As correlações foram desenvolvidas usando uma análise de regressão. Relaciona-se na Tabela 25 as equações e seus respectivos coeficientes de correlação. O coeficiente de correlação (R^2) representa quão fortemente ambos os conjuntos de dados dependem um do outro, ou seja, quão forte é a dependência entre esses dois conjuntos de dados.

Tabela 25 - Correlações - Pressão limite.

Local	Correlação	Coeficiente de correlação
1	$y = 2,5718^{0,6282}$	0,4643
1	$y = 2,5718^{0,6282}$	0,1588
2	$y = 0,0531^{1,4189}$	0,0936
2	$y = 3481, 5^{0,764}$	0,5483
Todos	$y = 1371, 2^{-0,0515}$	0,065
Todos	$y = 117,27^{-0.06}$	0,0163

Legenda: Relação de todas as correlações obtidas.

Fonte: O autor, 2022.

Os coeficientes obtidos demostram uma correlação fraca entre os dados estudados. Avaliase aqui a interferência da precisão na determinação do ponto onde os ensaios pressiométricos foram feitos e as medidas de ondas cisalhantes tomadas. A quantidade limitada de dados também impede conclusões mais apuradas, uma vez que a dispersão de um dos dados tem impacto bem mais significativo, como pode-se observar no Local 02. Neste caso, faz-se necessário um estudo em condições mais apropriadas e com maior quantidade de dados.

4.2 Curva de degradação do módulo cisalhante nos locais estudados

Nesta seção os resultados dos ensaios pressiométricos e ensaios sísmicos são usados como base para o estudo de uma curva de degradação do módulo cisalhante para os solos moles investigados. Esta representação é útil para comparar curvas do mesmo solo em diferentes condições ou de solos diferentes. Como já discutido, os fatores que afetam G_0 e G da mesma forma não afetam a relação $\frac{G}{G_0}$, por isso também, a normalização é conveniente na análise de fatores intervenientes. Busca-se, ainda, a verificação das equações propostas por Santos e Correia (2002).

Como sugerido por Abramento e Pinto (1998), foi feita a determinação de módulos secantes para vários valores de deformação a partir do nível mínimo de pressão/deformação atingido no ciclo. Baseando-se no módulo secante correspondente a deformação de 0,1%, chamado de módulo de referência $G*_{ur}$, comparações entre os parâmetros de deformabilidades de vários ciclos foram realizados. Tal análise foi feita para os ensaios pressiométricos realizados no Local 01, onde ciclos de descarregamento e carregamento foram realizados.

Os valores de G_0 foram determinados através das velocidades de ondas cisalhantes medidas nas tomografias sísmicas nos Locais 01 e 02. Os módulos cisalhantes usados foram exibidos nas Tabelas 20 e 15. Tomando como base o trabalho de Santos e Correia (2002) para a investigação da degradação do módulo cisalhante do solo, foi utilizado um parâmetro chave

denominado distorção limite de referência $\chi_{0,7}$. Os autores definiram este parâmetro como a distorção correspondente a uma relação de $\frac{G}{G_0}=0,7$, em que G_0 é o módulo de distorção no domínio das pequenas deformações e G o módulo de distorção secante. Os resultados aqui avaliados sugerem $\chi_{0,7}=0,001$.

Definindo $\gamma_{0,7}$ como a distorção para a qual a rigidez inicial se reduz a 70%, a função hiperbólica 37 será adotada e o parâmetro a seguirá a sugestão de Santos (1999), ou seja, a = 0.385.

Pode-se, agora, fazer a representação das curvas de degradação de rigidez $\left(\frac{G}{G_0}\right)$ em função da distorção normalizada γ^* , como mostra a equação 34.

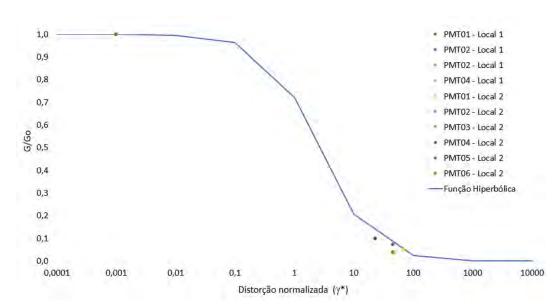


Figura 137 - Curva de degradação do módulo cisalhante.

Legenda: Curva de degradação da rigidez em função da distorção normalizada.

Fonte: O autor, 2022.

Os vinte e seis pontos analisados mostraram concordância com a função proposta por (SANTOS; CORREIA, 2002), embora a quantidade de ensaios analisados não seja expressiva. O resultado fornece uma ideia consistente da degradação do módulo de cisalhante para os solos avaliados nos Locais 01 e 02, validando a função hiperbólica utilizada. Para a determinação desta curva, pontos intermediários não foram estabelecidos pela ausência de ensaios capazes de determinais tais valores.

4.3 Ganho de resistência não drenada - Su

4.3.1 Avaliação do ganho de resistência não drenada utilizando a tomografia sísmica

Ensaios pressiométricos e sondagens comuns não fornecem uma medição em macroescala da rigidez do solo, são medições pontuais. As dificuldades se impõem ainda mais quando este solo passa por um tratamento como o geoenrigencimento, onde os resultados são sempre altamente dependentes do local de ensaio, uma vez que o solo melhorado se torna um material compósito. Nesta conjuntura, a geofísica pode fornecer uma ferramenta flexível para a avaliação em macroescala da eficiência do grauteamento, relacionando o aumento da velocidade da onda cisalhante com o ganho de rigidez do solo.

Como confirma Schnaid e Odebrecht (2012), diversos pesquisadores mostraram que a resistência ao cisalhamento não drenada obtida a partir de resultados de ensaios pressiométricos é consideravelmente maior que os valores obtidos por meio de outros ensaios de campo e de laboratório. É, portanto, indispensável a avaliação de tal critério na interpretação dos resultados aqui obtidos.

4.3.1.1 Ponte do Vale – Ganho de S_u

A ponte tem extensão de 360 metros e atravessa o Rio Itajaí-Açu fazendo a ligação entre a SC-412, nas proximidades do Centro de Eventos Prefeito João dos Santos, e a BR-470, na entrada do bairro Arraial D'Ouro.

O geoenrijecimento foi realizado no trecho de acesso à ponte, em uma extensão de 10 m. Para melhorar rigidez e a capacidade de suporte do solo de fundação, foi executado o seguinte tratamento com CPR *Grouting*:

- Número de verticais de bulbos CPR: 401
- Espaçamento entre bulbos: 3 m.
- Geodrenos entre bulbos, em malha triangular, com espaçamento 1,5 m.
- Profundidade tratada (m): 10 m
- Área tratada: 2917, 11*m*²

Foram medidas as velocidades de ondas cisalhantes próximas as sondagens SP02 e SP03 antes e após o procedimento de geoenrigencimento. A determinação do ganho de S_u foi feita através da correlação 40, estabelecida neste estudo, e as medidas tomadas de velocidade de onda cisalhante já exibidas nas Figuras 92 e 93. Os resultados da análise podem ser vistos na figura 138.

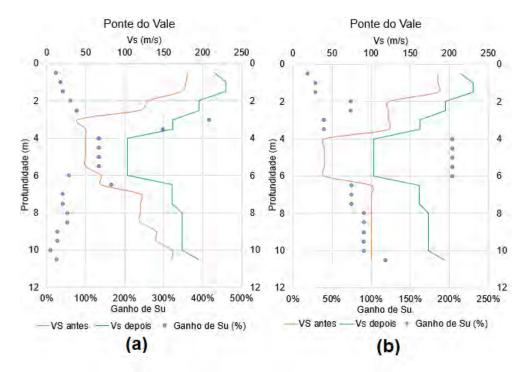


Figura 138 - Ganho de S_u - Ponte do Vale.

Legenda: (a) Medida de V_s próxima à sondagem SP02. (b) Medida de V_s próxima à sondagem SP03. Fonte: O autor, 2022.

A estimativa de ganho de resistência não drenada medida próxima à sondagem SP02 apresentou média de 95% e mediana de 54%. Já para as medições feitas próximas à sondagem SP03 o ganho apresentou média de 101% e mediana de 90%.

4.3.1.2 Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" – Ganho de S_u

O local apresenta camada superficial de aterro, sobrejacente a uma camada de areia fina à média, pouco argilosa e, abaixo, encontra-se camada de solo argiloso, pouco arenoso, cinzento, com consistência muito mole a mole, até aproximadamente 9 m de profundidade.

Para melhorar rigidez e a capacidade de suporte do solo de fundação, foi executado o seguinte tratamento com CPR *Grouting*:

- Número de verticais de bulbos CPR: 82.
- Espaçamento entre bulbos: Definido pela distância entre os pilares.
- Profundidade tratada (m): 10 m.

Através da TSI-I foram medidas as velocidades de ondas cisalhantes próximas as sondagens F4 e F5 antes e após o procedimento de geoenrigencimento. A determinação do ganho de S_u foi feita através da correlação 40, estabelecida neste estudo e as medidas tomadas de velocidade de onda cisalhante já exibidas nas Figuras 101 à 106. As análises podem ser vistas na Figura 139.

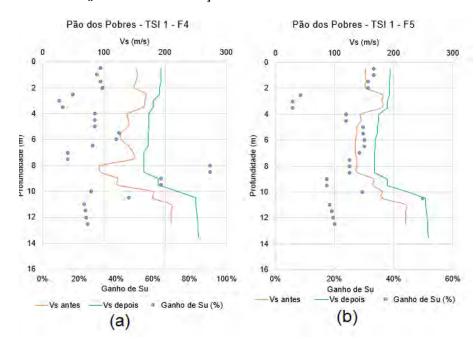


Figura 139 - Ganho de S_u - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" - TSI1.

Legenda: (a) TSI 1 - próxima à sondagem F4. (b) TSI 1 - próxima à sondagem F5.

Fonte: O autor, 2022.

A estimativa de ganho de resistência não drenada medida próxima à sondagem F4 apresentou média de 39% e mediana de 28%. Já para as medições feitas próximas às sondagem F5 o ganho de S_u apresentou média de 23% e mediana de 25%.

A TSI-2 mediu as velocidades de ondas cisalhantes próximas às sondagens F2 e F3 antes e após o procedimento de geoenrigencimento. Mais uma vez, a estimativa do ganho de S_u foi feita através da correlação 40 estabelecida neste estudo. Os resultados podem ser vistos na figura 140.

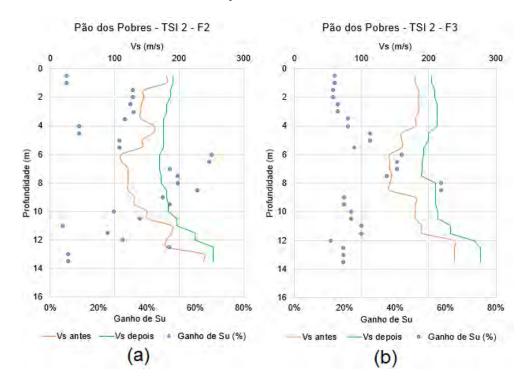


Figura 140 - Ganho de S_u - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" - TSI2.

Legenda: (a) TSI 2 - próxima à sondagem F2. (b) TSI 2 - próxima à sondagem F3.

Fonte: O autor, 2022.

O estudo de ganho de resistência não drenada medida próxima à sondagem F2 apresentou média de 42% e mediana de 42%. Já para as medições feitas próximas à sondagem F3 o ganho de S_u apresentou média de 32% e mediana de 30%.

A TSI-4 mediu as velocidades de ondas cisalhantes próximas à sondagem F7 antes e após o procedimento de geoenrigencimento. Mais uma vez, o ganho de de S_u foi avaliado através da correlação 40 estabelecida neste estudo. Os resultados podem ser vistos na Figura 141.

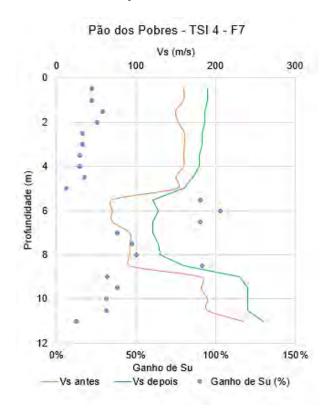


Figura 141 - Ganho de S_u - Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" - TSI4.

Legenda: TSI 4 - próxima à sondagem F7.

Fonte: O autor, 2022.

A estimativa de ganho de resistência não drenada medida próxima à sondagem F7 apresentou média de 40% e mediana de 30%. Importante destacar que neste local não foram utilizados drenos.

4.3.1.3 Estação de elevatória – Goiana/PE – Ganho de S_u

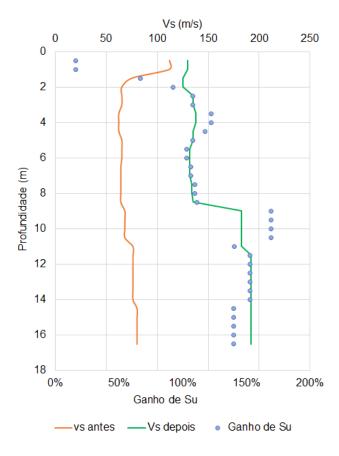
As sondagens realizadas no local confirmam a presença de camada de solo mole e muito mole argiloso altamente compressível até a profundidade de 17 m. O geoenrijecimento foi realizado para viabilização da escavação e construção de estação elevatória de esgoto na BR-101 – Km 07 em Goiana, PE. Para melhorar rigidez e a capacidade de suporte do solo de fundação, foi executado o seguinte tratamento com CPR *Grouting*:

- Número de verticais de bulbos CPR: 80
- Espaçamento entre bulbos: 2 m.
- Geodrenos entre bulbos, em malha triangular, com espaçamento 1 m.
- Profundidade tratada: 18 m.

• Área tratada: $360m^2$.

A TSI mediu as velocidades de ondas cisalhantes antes e após o procedimento de geoenrigencimento, como mostrado na Figura 108. Mais uma vez, o ganho de S_u foi avaliado através da correlação 40 estabelecida neste estudo. Os resultados podem ser vistos na Figura 142.

Figura 142 - Ganho de S_u - Estação de elevatória – Goiana - PE.



Legenda: Ganho de S_u - TSI realizada próxima à sondagem .

Fonte: O autor, 2022.

A estimativa de ganho de resistência não drenada no local apresentou média de 142% e mediana de 141%.

4.3.1.4 Pontal Oceânico - RJ – Ganho de S_u

O Pontal Oceânico é um sub-bairro planejado, localizado no Recreio dos Bandeirantes, zona Oeste do Rio de Janeiro, que ocupa uma área de $600.000\,m^2$. Para a urbanização do bairro, fez-se necessária a implantação de cerca de $2.600\,m$ de infraestrutura de via urbana e galerias de drenagem de concreto armado, em terrenos localizados entre a Av. das Américas e o Canal das Piabas. As Figuras 143 e 144 apresentam um panorama da região, a localização e as vias de acesso previstas no Projeto de Urbanização do sub-bairro, respectivamente.

Figura 143 - Pontal Oceânico.



Legenda: Vista aérea - Pontal Oceânico.

Fonte: Lima (2015).

Figura 144 - Pontal Oceânico - Vias.



Legenda: Localização e Vias de Acesso do Projeto de Urbanização do sub-bairro - Pontal Oceânico.

Fonte: Lima (2015)

A área em estudo apresenta camadas expressivas de solo mole, o que determina a necessidade de buscar soluções geotécnicas para execução e implantação de aterro da via urbana a curto e médio prazo. Para uma melhor compreensão da área a ser tratada, o empreendimento foi dividido em oito trechos de A a G, como mostra a Figura 144.

Os resultados das sondagens revelaram basicamente a presença de uma camada superficial de aterro, sobrejacente a uma camada de argila orgânica escura (3,5 m a 11,0 m de espessura). A camada de argila orgânica apresentava eventuais lentes de areia seguida de areia (compacta a muito compacta) e/ou argila (rija a dura). A profundidade do nível d'água variava

desde a superfície do terreno até 2,7 m de profundidade. Neste trabalho será comentado apenas o tratamento relativo ao trecho B, onde foram realizadas as tomografias sísmicas. Tratamento com CPR *Grouting*:

• Número de verticais de bulbos CPR: 3720

• Espaçamento entre bulbos: 3 m.

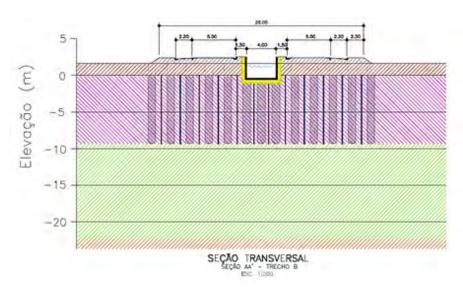
• Geodrenos entre bulbos, em malha triangular, com espaçamento 1,5 m.

• Profundidade tratada (m): 10 m.

• Área tratada: $23.043m^2$.

A Figura 145 ilustra o esquema de tratamento realizado no Trecho B.

Figura 145 - Pontal Oceânico - Trecho B.

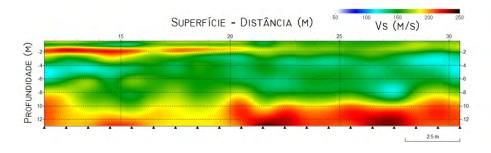


Legenda: Esquema de tratamento realizado no Trecho B - Pontal Oceânico.

Fonte: Lima (2015).

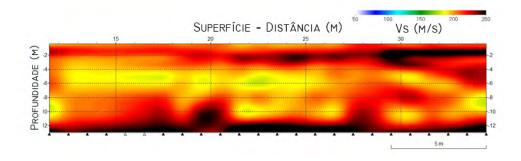
Foram medidas as velocidades de ondas no local antes e após o procedimento de geoenrigencimento e o resultado pode ser visto nas Figuras 146 e 147. A determinação do ganho de S_u foi feita através da correlação 40 estabelecida neste estudo e as medidas tomadas de velocidade de onda cisalhante. Os resultados para podem ser vistos na Figura 148.

Figura 146 - TSI Pré - Pontal Oceânico.



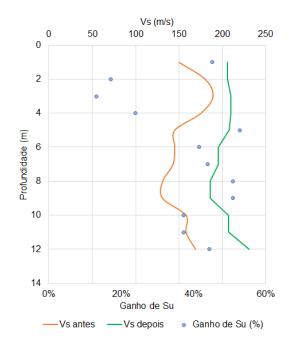
Legenda: TSI realizada antes do geoenrigencimento - Próxima à sondagem F7 - Trecho B - Pontal Oceânico.

Figura 147 - TSI Prós - Pontal Oceânico.



Legenda: TSI realizada após do geoenrigencimento - Próxima à sondagem F7 - Trecho B - Pontal Oceânico.

Figura 148 - Ganho de S_u - Pontal Oceânico.



Legenda: TSI 4 - Próxima à sondagem F7 - Pontal Oceânico.

A estimativa de ganho de resistência não drenada medida apresentou média de 38% e mediana de 43%.

4.3.1.5 Obra de expansão do centro de distribuição Dimed

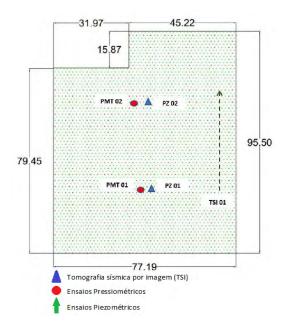
O centro de distribuição do Grupo Dimed fica localizado em Eldorado do Sul, RS. Para expansão deste centro, foram necessárias obras de melhoramento do solo de fundação. A área tratada foi de aproximadamente $6.850m^2$. Através de sondagens, foi possível identificar camadas de solo mole/muito mole até a profundidade de 6 m.

Elaborou-se projeto de monitoramento geotécnico, por meio do planejamento de ensaios específicos, de modo a comparar valores de resistência, rigidez e poropressão do solo mole, antes e após os serviços. Nesta obra, o monitoramento geotécnico contou com os seguintes ensaios:

- Tomografia sísmica por imagem (TSI);
- Ensaios Pressiométricos;
- Ensaios Piezométricos.

A Figura 149 exibe o esquema dos ensaios realizados no local.

Figura 149 - Localização - Dimed.



Legenda: Localização dos ensaios realizados.

Fonte: O autor, 2022.

Tratamento com CPR Grouting:

• Número de verticais de bulbos CPR: 1736

• Espaçamento entre bulbos: 2 m.

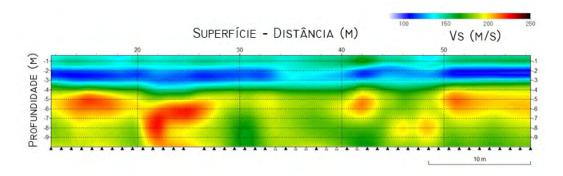
• Geodrenos entre bulbos, em malha triangular, com espaçamento 1,5 m.

• Profundidade tratada (m): 6 m.

• Área tratada: $6.850m^2$.

A TSI mediu as velocidades de ondas cisalhantes antes e após o procedimento de geoenrigencimento e os resultados podem ser vistos nas Figuras 150 e 151. Mais uma vez, o ganho de S_u foi avaliado através da correlação 40 estabelecida neste estudo. Os resultados este local podem ser vistos na Figura 152.

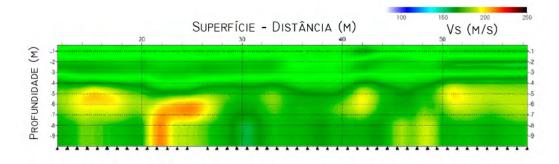
Figura 150 - TSI Pré - Dimed.



Legenda: TSI realizada antes do geoenrigencimento - Dimed.

Fonte: O autor, 2022.

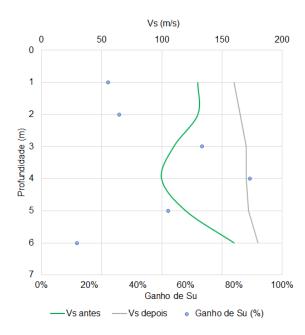
Figura 151 - TSI Pós - Dimed.



Legenda: TSI realizada após do geoenrigencimento - Dimed.

Fonte: O autor, 2022.

Figura 152 - Ganho de S_u - Dimed.



Legenda: Localização dos ensaios realizados.

Fonte: O autor, 2022.

A estimativa de ganho de resistência não drenada medida apresentou média de 47% e mediana de 47%.

4.3.2 Resultados Finais

A avaliação do ganho de resistência não drenada utilizando a tomografia sísmica neste estudo pode ser resumida na Tabela 26.

Tabela 26 - Avaliação do Ganho de S_u .

	1	2	3	4	5	Média
Média Local	98%	35%	142%	38%	47%	72%
Mediana Local	72%	31%	141%	43%	42%	66%

Legenda: Coletânea de resultados.

- 1 Ponte do Vale;
- 2 Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio";
- 3 Estação de elevatória Goiana/PE;
- 4 Pontal Oceânico RJ;
- 5 Obra de expansão do centro de distribuição Dimed.

Fonte: O autor, 2022.

A correlação entre esses dois parâmetros, S_u e V_s é forte, como mostrou o coeficiente de correlação e a semelhança com os resultados de estudos internacionais, especialmente aqueles de Agaiby e Mayne (2015). Portanto, infere-se que o uso da correlação para avaliação do ganho de resistência não drenada seja adequado. A correlação 40 apontou um ganho significativo de resistência nos locais onde o solo original mostrou-se mais problemático. A dispersão entre os locais estudados foi grande, com desvio padrão na ordem de 50%. Este estudo atribui essa variação a diversidades locais, diferenças na aplicação da técnica (volume e profundidade do tratamento) e alguma imprecisão no posicionamento dos ensaios.

A avaliação do ganho de resistência foi positiva em todos os casos, mostrando o bom desempenho da técnica de melhoramento do solo e exibindo um ganho de resistência médio na ordem de 70%.

CONCLUSÃO

O presente trabalho coletou os resultados do programa de ensaios composto por sondagens, ensaios pressiométricos e ensaios geofísicos (MASW) em três diferentes locais:

- Local 1 Ponte do Vale Gaspar, SC.
- Local 2 Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio", Porto Alegre, RS.
- Local 3 Estação elevatória Goiana, PE.

Foram feitas análises com a finalidade de obter informações necessárias para o estabelecimento de correlações e a verificação da sensibilidade das tomografias sísmicas na análise da melhoria relativa na rigidez subsuperficial alcançada pela técnica de injeção de CPR.

No Local 1, foram realizados 08 ensaios pressiométricos, 03 sondagens e 02 tomografias sísmicas antes e após o tratamento do solo. Os ensaios pressiométricos foram executados na turfa (aproximadamente 4 m de profundidade) e na argila mole cinza (aproximadamente 8 m de profundidade), evidenciando uma região de solo muito mole. A existência das camadas de turfa e argila mole foi confirmada pelas sondagens, onde pode-se verificar valores de N_{SPT} menores que 2. A tomografia sísmica realizada antes do geoenrijecimento revelou uma camada de solo mole de aproximadamente 2 a 8 metros de profundidade. O acréscimo nos valores de velocidades de ondas cisalhantes foi analisado através de perfis estimados nas mesmas localizações e apresentou média de 59 m/s e mediana de 58 m/s.

No Local 2, foram realizados ensaios 08 pressiométricos, 07 sondagens e 08 tomografias sísmicas antes e após o tratamento do solo. Os ensaios pressiométricos foram executados em diferentes profundidades (2 m, 4 m, 6 m e 7,5 m). O local apresenta camada superficial de aterro, sobrejacente a uma camada de areia fina à média, pouco argilosa e, abaixo, encontrase camada de solo argiloso, pouco arenoso, cinzento, com consistência muito mole a mole, até aproximadamente 9 m de profundidade. O aumento nos valores de velocidades de ondas cisalhantes após a realização do tratamento foi analisado especialmente na área de solo mole através de perfis estimados nas mesmas localizações a apresentou média de 34 m/s e mediana de 31 m/s para a TSI-II, média de 43 m/s e mediana de 45 m/s para a TSI-II e média de 38 m/s e mediana de 37 m/s para a TSI-III. Numa avaliação geral, o aumento de V_s apresentou média de 38 m/s e mediana de 37 m/s.

No Local 3, foram realizadas 02 sondagens e 02 tomografias sísmicas. Identificou-se solo argiloso mole e muito mole, com aproximadamente 1 m de espessura. As sondagens realizadas no local confirmam a presença de camada de solo mole e muito mole argiloso altamente compressível até a profundidade de 17 m. O aumento nos valores de velocidades de ondas cisalhantes após a realização do tratamento apresentou média de 103 m/s e mediana de 112 m/s neste local.

Informações de classificação de solos, velocidade de onda de cisalhamento (derivada do método MASW) e valores de N_{SPT} foram coletados nos três locais de estudo. Não foi feita uma distinção entre os tipos de solos, embora seja de conhecimento que, para valores baixos de N_{SPT} , os tipos de solo podem ter leve influência A quantidade limitada de dados não permitiu a diferenciação.

A concordância entre valores de N_{SPT} e V_s foi avaliada em cada caso e em seguida foram propostas correlações relacionando tais grandezas. No Local 1, os coeficientes de correlação foram 0,76 e 0,96. No Local 2, os coeficientes de correlação foram 0,88, 0,72, 0,80 e 0,45. No Local 3, os coeficientes de correlação foram 0,26 e 0,07. A variação entre as correlações sugeridas é principalmente devido às várias condições geotécnicas de cada local estudado e também diferentes equipamentos e métodos de investigações de campo.

Resultados comentados da literatura mostram que o coeficiente de correlação é mais alto quando são considerados os fatores: tipo de solo, época geológica, profundidade e N_{SPT} . Dada a análise das correlações publicadas, foram excluídos outros índices de características do solo e estabelecida apenas uma variante, o N_{SPT} para este estudo. Desta forma, foi proposta uma nova formulação empírica correlacionando 236 pares de valores de NSPT e Vs que apresenta um coeficiente de correlação igual a 0,8677.

O alto coeficiente de correlação calculado mostra uma forte dependência entre os conjuntos de dados estudados.

O estudo de Marto, Tan e Leong (2013) apresentou uma correlação universal entre a velocidade da onda de cisalhamento e os valores N_{SPT} usando um total 60 correlações de diversos locais do mundo. A comparação entre o desempenho da correlação aqui sugerida e a proposta dos autores mostrou uma variação máxima de 72 m/s, comprovando a proximidade entre os resultados. Uma comparação adicional foi realizada, usando diversas correlações de outros pesquisadores em vários locais do mundo. O resultado enquadrou-se nos intervalos observados pelos outros pesquisadores.

A velocidade da onda de cisalhamento V_s também pode ser usada para estimar a resistência não drenada de solos argilosos S_u . Muitos estudos foram feitos por pesquisadores para desenvolver relações entre esses parâmetros. A maioria das expressões tem o mesmo formato, mas coeficientes de correlação diferentes. A principal razão para esse fenômeno é que o valor de S_u depende do método de ensaio usado. Neste estudo, um banco de dados de solos argilosos foi estudado e um esforço feito para interligar os valores de V_s e S_u para obter um melhor entendimento de suas correlações mútuas. Um modelo empírico é apresentado para inferir a resistência ao cisalhamento não drenada a partir da velocidade da onda de cisalhamento em argilas de dois dos locais estudados. A reunião de todos os dados permitiu o estabelecimento de correlações com coeficientes iguais a 0,91 e 0,90 em termos de V_s e S_u , respectivamente.

A correlação entre esses dois parâmetros é forte com coeficiente de correlação na ordem de 0,9. Na comparação entre os resultados deste estudo e os resultados de estudos internacionais, os estudos de Agaiby e Mayne (2015), que realizaram um extenso programa de pesquisa

cujo principal objetivo foi o desenvolvimento de um banco de dados geofísicos e laboratoriais de alta qualidade de trinta e sete locais bem documentados em diversos locais do mundo, mostrou maior compatibilidade. Neste estudo o valor da resistência não drenada foi obtido através de ensaios pressiométricos, como confirma Schnaid e Odebrecht (2012), diversos pesquisadores mostraram que a resistência ao cisalhamento não drenada obtida a partir de resultados de ensaios pressiométricos é consideravelmente maior que os valores obtidos por meio de outros ensaios de campo e de laboratório. É, portanto, indispensável a avaliação de tal critério na interpretação dos resultados aqui obtidos.

Uma análise entre a velocidade de onda cisalhante e parâmetros determinados pelo ensaio pressiométrico foi realizada, considerando os dados obtidos nos Locais 01 e 02. Buscou-se correlacionar os valores de pressão limite p_l , pressão limite efetiva p_l ' e V_s . A proposta foi restrita a solos argilosos.

Neste estudo foi usada uma quantidade limitada de pares de dados V_s e p_l , 14, e a mesma quantidade de pares V_s e p_l , totalizando 28 pares de dados. As correlações foram desenvolvidas usando uma análise de regressão. Os coeficientes obtidos mostram uma correlação fraca entre os dados estudados. Avalia-se aqui a interferência da precisão na determinação do ponto onde os ensaios pressiométricos foram feitos e as medidas de ondas cisalhantes tomadas. A quantidade limitada de dados também impede conclusões mais apuradas, uma vez que a dispersão de um dos dados tem impacto significativo, como observado no Local 02, sendo necessário um estudo em condições mais apropriadas e maior quantidade de dados.

Este trabalho também utilizou os resultados dos ensaios pressiométricos e ensaios sísmicos como base para o estudo de uma curva de degradação do módulo cisalhante para os solos moles investigados, representação útil para comparar curvas do mesmo solo em diferentes condições ou de solos diferentes. Com a finalidade de testar a proposta de Santos e Correia (2002), foi utilizado um parâmetro chave denominado distorção limite de referência $\gamma_{0,7}$. Além disso, foi feita a determinação de módulos secantes para vários valores de deformação a partir do nível mínimo de pressão/deformação atingido no ciclo, estabelecendo os valores do chamado de módulo de referência $G*_{ur}$. Os valores de G_0 foram determinados através das velocidades de ondas cisalhantes medidas nas tomografias sísmicas nos Locais 01 e 02. Os vinte e seis pontos analisados mostraram uma concordância com a função proposta por Santos e Correia (2002), embora a quantidade de ensaios analisados não seja expressiva. O resultado fornece uma ideia consistente da degradação do módulo cisalhante para os solos avaliados nos Locais 01 e 02, validando a função hiperbólica utilizada.

A avaliação do ganho de rigidez do solo, quando este solo passa por um tratamento como o geoenrigencimento, é de difícil determinação. Com a ideia de que a geofísica pode fornecer uma ferramenta para a avaliação em macroescala da eficiência do grauteamento, foram utilizadas as correlações estabelecidas neste estudo na investigação do aumento de resistência não drenada S_u , relacionando o aumento da velocidade da onda de cisalhamento com o ganho de rigidez do solo. Foram usados dados de cinco locais distintos.

• Ponte do Vale – Ganho de S_u

Neste local, a estimativa de ganho de resistência não drenada medida próxima à sondagem SP02 apresentou média de 95% e mediana de 54%. Já para as medições feitas próximas à sondagem SP03 o ganho apresentou média de 101% e mediana de 90%. A média e a mediana para o local foram, respectivamente, 98% e 72%.

• Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio" – Ganho de S_u

Nos estudos realizados neste local, a estimativa de ganho de resistência não drenada medida próxima à sondagem F4 apresentou média de 36% e mediana de 28%. Já para as medições feitas próximas à sondagem F5 o ganho de S_u apresentou média de 23% e mediana de 25%. A medição próxima à sondagem F2 apresentou média de 42% e mediana de 42% e às medições feitas próximas à sondagem F3 o ganho de S_u apresentaram média de 32% e mediana de 30%. A estimativa de ganho de resistência não drenada medida próxima à sondagem F7 apresentou média de 40% e mediana de 30%. A média e a mediana para o local foram, respectivamente, 35% e 31%.

• Estação de elevatória – Goiana/PE – Ganho de S_u

A avaliação do ganho de resistência não drenada no local apresentou média de 142% e mediana de 141% na área da Estação elevatória.

• Pontal Oceânico – Ganho de *S*_u

A estimativa de ganho de resistência não drenada avaliada apresentou média de 38% e mediana de 43% neste local.

• Obra de expansão do centro de distribuição Dimed – Ganho de S_u

Neste local a estimativa de ganho de resistência não drenada medida apresentou média de 47% e mediana de 47%.

A correlação entre esses dois parâmetros, S_u e V_s é forte, como mostrou o coeficiente de correlação e semelhante aos resultados de estudos internacionais, assim, conclui-se que o uso da correlação para avaliação do ganho de resistência não drenada revelou-se adequado, destacando um ganho significativo de resistência nos locais de estudo onde o solo original mostrou-se mais problemático. A dispersão entre os locais estudados foi grande, com desvio padrão na ordem de 50%. Este estudo atribui essa variação a diversidades locais, diferenças na aplicação da técnica (volume, profundidade do tratamento, espaçamento entre o bulbos e distribuição da malha de geodrenos), limitação de dados e alguma imprecisão no posicionamento dos ensaios.

A utilização da velocidade de ondas cisalhantes na estimativa de ganho de S_u mostrou-se um método prático na avaliação de solos tratados com a técnica CPR *Grouting*, uma vez que a técnica promove a criação de um solo homogêneo reforçado por inclusões rígidas descontínuas

dificultando a realização de ensaios invasivos. A avaliação do ganho de resistência foi positiva em todos os casos, mostrando o bom desempenho da técnica de melhoramento do solo e exibindo um ganho de resistência médio na ordem de 70%.

Um comparativo fiel entre os locais não foi possível devido às diferentes configurações de aplicação da técnica, como espaçamento entre bulbos e malhas. Ainda assim, se pode inferir que os locais que mostraram melhor desempenho, maior ganho de resistência não drenada, foram aqueles em que a malha foi configurada em menor distância entre os drenos e menor espaçamento entre bulbos, o caso da Estação de elevatória – Goiana/PE. A importância da configuração é tal que o local com pior desempenho foi precisamente onde não foram usados os drenos, caso do Prédio da instituição "O Pão dos Pobres de Santo Antônio". Conclui-se que as variáveis impedem o estabelecimento de um valor categórico para o ganho de resistência provocado pela aplicação da técnica CPR *Grouting*, mas que os ensaios sísmicos conseguem captar o grau de melhoramento do solo local levando em consideração suas especificidades.

Propostas e sugestões para pesquisas posteriores

- A ampliação do banco de dados, coletando um número maior de caso de aplicação da técnica de geoenrijecimento a fim de testar as correlações proposta neste estudo.
- Verificar a importância da calibração dos ensaios sísmicos a partir de métodos diretos.
- Investigar isoladamente as configurações de malha, espaçamento entre bulbos e volume de argamassa usados. Pesquisando a influência direta destes itens no ganho de resistência e posteriormente no aumento de velocidade de ondas cisalhantes.

REFERÊNCIAS

ABRAMENTO, M.; PINTO, C. d. S. *Propriedades de Solos Residuais de Gnaisse e Migmatito determinadas por Pressiômetro de Auto-Furação de Cambridge - Camkometer*. 1998. 8 p.

AGAIBY, S. S.; MAYNE, P. W. Relationship between undrained shear strength and shear wave velocity for clays. p. 358–365, 2015.

ALMEIDA, M. d. S. S.; MARQUES, M. E. S. *Aterros sobre solos moles*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 256 p.

American Society For Testing and Materials. ASTM D4719 - Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils. In: *Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils*. West Conshohocken: [s.n.], 2000. p. 9.

ANBAZHAGAN, P.; SITHARAM, T. G. Mapping of average shear wave velocity for Bangalore region: A case study. *Journal of Environmental and Engineering Geophysics*, v. 13, n. 2, p. 69–84, 2008. ISSN 10831363.

ANBAZHAGAN, P. et al. Correlation of densities with shear wave velocities and SPT N values. *Journal of Geophysics and Engineering*, v. 13, n. 3, p. 320–341, 2016. ISSN 17422140.

ARDITO, J. C. *O uso do método de análise de ondas superficiais*. 112 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade de São Paulo, 2013.

ATHANASOPOULOS, G. A. Empirical correlations Vso-NSPT for soils of Greece: A comparative study of reliability. *Proc. of 7th Int. Conf. on Soil Dyn. Earthquake Engg*, p. 19–25, 1995.

AU, S. K. A. et al. Effects of subsurface cavity expansion in clays. *Géotechnique*, v. 57, n. 10, p. 821–830, 2008. ISSN 0016-8505.

BAGLARI, D.; DEY, A.; TAIPODIA, J. A state-of-the-art review of passive MASW survey for subsurface profiling. *Innovative Infrastructure Solutions*, v. 3, n. 1, 2018. ISSN 23644184.

BAGUELIN, F. *The pressuremeter and foundation engineering*. 1st ed., ed. Aedermannsdorf Switzerland: Trans Tech Publications, 1978. ISBN 9780878490196.

BELLANA, N. Shear wave velocity as function of SPT penetration resistance and vertical effective stress at California bridge sites. Tese (Doutorado) — University of California, Los Angeles, 2009.

BLAKE, W.; GILBERT, R. Investigation of possible relationship between undrained shear strength and shear wave velocity for normally consolidated clays. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, v. 1, n. 1, p. 8325, 1997. ISSN 01603663.

BRIAUD, J. The pressuremeter. Rotterdam: Balkema, 1992. ISBN 9789061911258.

BRIAUD, J. L. Ménard lecture: The pressuremeter test: Expanding its use. *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Challenges and Innovations in Geotechnics, ICSMGE 2013*, v. 1, p. 107–126, 2013.

CAVALCANTE, E. H. Uma Contribuição ao Estudo do Comportamento Tensão - Deformação de um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife, Através da Utilização do Pressiômetro Ménard. p. 1–7, 1977.

CIRONE, A. Aterros sobre solos moles enrijecidos com CPR Grouting: análise simplificada. *Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, n. 2012, 2016.

CIRONE, A. *Geotechnical Modelling Of CPR Grouting*. 138 p. Tese (Doutorado) — Politecnico Di Milano, dec 2016.

CLARKE, B. Pressuremeter testing in ground investigation. part iii-applications. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, Thomas Telford-ICE Virtual Library, v. 125, n. 2, p. 97–108, 1997.

COARACY, O.; GANDOLFO, B.; ROCHA, R. A Determinação do Módulo de Cisalhamento Máximo pelo Método MASW. n. January 2015, 2012.

COLLANTES, F. C. P. Comportamento Dinâmico De Uma Barragem De Rejeitos Com Considerações De Ameaça Sísmica. 146 p. Dissertação (Mestrado) — Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2013.

CORREIA, A. et al. An approach to predict shear modulus of soils in the range 10-6 to 10-2 strain levels. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil Dynamics 18*, n. February 2015, p. 6, 2001.

Dal Moro, G. et al. Determination of rayleigh wave dispersion curves for near surface applications in unconsolidated sediments. *SEG Technical Program Expanded Abstracts*, v. 22, n. 1, p. 1247–1250, 2003. ISSN 19494645.

DICKENSON, S. E. Dynamic response of soft and deep cohesive soils during the Loma Prieta earthquake of October 17, 1989. Tese (Doutorado) — University of California, Berkeley, 1994.

DOURADO, K. C. D. A. *Utilização do pressiômetro Ménard na identificação e previsão de recalques em um solo colapsível.* 203 p. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Pernambuco, 2005.

DUAN, W. et al. Correlations between Shear Wave Velocity and Geotechnical Parameters for Jiangsu Clays of China. *Pure and Applied Geophysics*, v. 176, n. 2, p. 669–684, 2019. ISSN 14209136.

EIKMEIER, C. N. Análise Multicanal de Ondas de Superfície (MASW): um estudo comparativo com fontes ativas e passivas, ondas Rayleigh e Love e diferentes modos de propagação. 132 p. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, 2018.

ENGEGRAUT. Solos Moles. 2017.

FABBROCINO, S. et al. SPT blow count vs. shear wave velocity relationship in the structurally complex formations of the Molise Region (Italy). *Engineering Geology*, Elsevier B.V., v. 187, p. 84–97, 2015. ISSN 00137952. Disponível em: http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.12. 016>.

- FATEHNIA, M.; LANDSCHOOT, M.; SPECIALISTS, G. Correlation between Shear Wave Velocity and SPT-N Values for North Florida Soils. n. January, 2015.
- FERNANDES, F. C. Ensaios de Coluna Ressonante e de Bender Elements para Medidas de Módulos Cisalhantes em Caulim. 165 p. Tese (Doutorado) Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2018.
- FERREIRA, R. S.; ROBERTSON, P. K. Interpretation of undrained self-boring pressuremeter test results incorporating unloading. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 29, n. 6, p. 918–928, 1992. ISSN 00083674.
- FOTI, S. *Multistation methods for geotechnical characterization using surface waves*. 315–23 p. Tese (Doutorado) Politecnico di Torino, 2000.
- FOTI, S. et al. Guidelines for the good practice of surface wave analysis: a product of the InterPACIFIC project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, v. 16, n. 6, p. 2367–2420, 2017. ISSN 15731456.
- GABRIELS, P.; SNIEDER, R.; NOLET, G. In Situ Measurement of Shear-Wave Velocity in Sediments with Higher-Mode Rayleigh Waves. *Geophysical Prospecting*, n. March 1986, p. 187–196, 1987.
- GANDOLFO, O. C. B. Ensaios geofísicos. Revista notícias da construção, p. 56–57, 2012.
- GAO, L. et al. Reason and Condition for Mode Kissing in MASW Method. *Pure and Applied Geophysics*, v. 173, n. 5, p. 1627–1638, 2016. ISSN 14209136.
- GIBSON, R.; ANDERSON, W. In-situ measurement of soil properties with pressuremeter. *Civ. Engrg. and Public Works Review*, v. 56, n. 658, p. 615–618, 1961.
- HANUMANTHARAO, C.; RAMANA, G. V. Dynamic soil properties for microzonation of Delhi, India. *Journal of Earth System Science*, v. 117, n. SUPPL.2, p. 719–730, 2008. ISSN 02534126.
- HEISEY, J.; Stokoe II, K.; MEYER, A. Moduli of pavement systems from SASW. *Transp. Res. Rec.*, v, v. 852, p. Washington D.C pg. 22–31, 1982.
- HUSSIEN, M. N.; KARRAY, M. Shear wave velocity as a geotechnical parameter: An overview. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 53, n. 2, p. 252–272, 2016. ISSN 12086010.
- INAZAKI, T. Relationship between s-wave velocities and geotechnical properties of alluvial sediments. In: SOCIETY OF EXPLORATION GEOPHYSICISTS. *Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems* 2006. [S.1.], 2006. p. 1296–1303.
- IYISAN, R. Correlations between shear wave velocity and in-situ penetration test results. *Teknik Dergi-tmmob Insaat Muhendisleri Odasi*, TURKISH CHAMBER OF CIVIL ENGINEERS, v. 7, p. 371–374, 1996.
- JEFFERIES, M. G. Determination of horizontal geostatic stress in clay with self-bored pressuremeter. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 25, n. 3, p. 559–573, 1988. ISSN 00083674.
- JONES, R. Mechanics of Composite Materials. [S.l.]: Scripta Book Company, 1975.

- JÚNIOR, S. B. L. Emprego das Ondas Rayleigh Visando à Caracterização Geotécnica de Solos Superficiais de Encosta Numa Área Teste em Ubatuba/SP. 96 p. Dissertação (Mestrado) Universidade de São Paulo, 2007.
- KEAREY, P.; BROOKS, M.; HILL, I. *Geofísica de exploração*. São Paulo: Oficina de Textos, 2009. 422 p. ISBN 9788586238918.
- KIRAR, B.; MAHESHWARI, B. K.; MULEY, P. Correlation Between Shear Wave Velocity (Vs) and SPT Resistance (N) for Roorkee Region. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, Springer International Publishing, v. 2, n. 1, p. 1–11, 2016. ISSN 21999279.
- KOMIYA, K. et al. Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground. *Geotechnique*, v. 51, n. 10, p. 835–846, 2001. ISSN 00168505.
- KULKARNI, M. P.; PATEL, A.; SINGH, D. Application of shear wave velocity for characterizing clays from coastal regions. *KSCE journal of civil engineering*, Springer, v. 14, n. 3, p. 307–321, 2010.
- LIKITLERSUANG, S.; KYAW, K. A study of shear wave velocity correlations of Bangkok subsoil. *Obras y Proyectos: Revista de Ingenieria Civil*, v. 7, n. January 2010, p. 27–33, 2010.
- LIMA, A. P. Análise da Instrumentação e Monitoramento Geotécnico para as Obras de Tratamento de Solo Mole Trecho B. Rio de Janeiro, 2015. 21 p.
- LOPES, I.; SANTOS, J. A.; ALMEIDA, I. M. D. O métodos das ondas superficiais: aquisição, processamento e inversão. *Revista Geotecnia*, n. 1972, p. 79–109, 2008.
- LOPES, I.; SANTOS, J. A.; GOMES, R. C. VSprofile: measured versus empirical correlations—a Lower Tagus river valley example. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 73, n. 4, p. 1127–1139, 2014. ISSN 14359529.
- MAHESHWARI, B. K. et al. Relationship between shear velocity and SPT resistance for sandy soils in the Ganga basin. *International Journal of Geotechnical Engineering*, v. 7, n. 1, p. 63–70, 2013. ISSN 19387879.
- MARTO, A.; TAN, C. S.; LEONG, T. K. Universal correlation of shear wave velocity and standard penetration resistance. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, v. 18 M, p. 2727–2738, 2013. ISSN 10893032.
- MENKE, W. Geophysical data analysis: Discrete inverse theory, volume 45 of. *International Geophysics Series*, 1989.
- NOGUEIRA, E. G. Estudo de algumas soluções de tratamento de solos moles para construção de aterros no trecho sul do rodoanel sp. 186 p. Tese (Doutorado) USP, 2010.
- OHSAKI, Y.; IWASAKI, R. On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratios of Soil Deposits. *Soils and Foundations*, Elsevier BV, v. 13, n. 4, p. 61–73, dec 1973. ISSN 00380806.
- OHTA, Y.; GOTO, N. Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, v. 6, n. 2, p. 167–187, 1978. ISSN 10969845.

PARK, C. B. MASW- Horizontal Resolution in 2D Shear-Velocity (Vs) Mapping. *KGS Report*, 2005. Disponível em: http://www.masw.com/files/KGS-05-04.pdf>.

PARK, C. B. *MASW-Typical Inversion*. 2020. Acesso em:14/02/2020. Disponível em: http://www.masw.com/index.html.

PARK, C. B.; MILLER, R. D. Roadside passive multichannel analysis of surface waves (MASW). *Journal of Environmental and Engineering Geophysics*, v. 13, n. 1, p. 1–11, 2008. ISSN 10831363.

PARK, C. B.; MILLER, R. D.; MIURA, H. Optimum field parameters of an MASW survey. *Proceedings of the Society of Exploration Geophysicists (SEG) Japan Tokyo*, v. 22, p. 23, 2002.

PARK, C. B.; MILLER, R. D.; XIA, J. Imaging dispersion curves of surface waves on multi-channel record. *1998 SEG Annual Meeting*, n. 1979, 1998.

PARK, C. B.; MILLER, R. D.; XIA, J. Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*, v. 64, n. 3, p. 800–808, 1999. ISSN 00168033.

PARK, C. B. et al. Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW). *The Leading Edge*, v. 26, n. 1, p. 60–64, 2007.

PARKSEIS©. Park Seismic LLC. 2017.

PEI, D. Modeling and inversion of dispersion curves of surface waves in shallow site investigations. [S.l.: s.n.], 2007. v. 68.

QUEIROZ, D. S. de et al. Aplicação dos Métodos Sísmicos MASW e Tomografia de Refração para a Determinação das Propriedades Mecânicas do Solo - um estudo de caso no município de Caçapava do Sul-RS. p. 1–5, 2016.

ROCHA, B. P.; GIACHETI, H. L. A determinação do módulo (G0) dos solos em furos de sondagens. *Revista Fundações & Obras Geotécnicas*, n. January, jan 2016.

RocTest Limited. Texam Pressuremeter - Instruction Manual. 2017. Disponível em: https://roctest.com/fr/product/pressiometre-texame/.

RODRIGUES, J. Enrijecimento do solo mole de fundação com CPR Grouting Ponte do Vale. Rio de Janeiro, 2016. 12 p.

RODRIGUES, J. *Melhoramento do Solo Mole e o Geoenrijecimento*. 1ª edição. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2018. 468 p. ISBN 978-85-540947-0-6.

RODRIGUES, J. Laudo de Estabilidade Estrutural. Rio de Janeiro, 2019. 1–18 p.

RODRIGUES, J. *Estação Elevatória EEE 10.3 Escavação e Construção Goiana - PE*. Rio de Janeiro, 2021. 1–15 p.

RODRIQUES, J. C.; JORGE, M. d. Q. Análises geofísicas avaliam serviços de reforço do solo mole de fundação, na construção da ampliação da Rodovia Anhanguera. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2014.

RYDEN, N.; PARK, C. B. Fast simulated annealing inversion of surface waves on pavement using phase-velocity spectra. *Geophysics*, v. 71, n. 4, p. 49–58, 2006.

- SANDOVAL, C. L. Z. Avaliação da Técnica da Consolidação Profunda Radial Aplicada em Solo Mole Na Margem do Rio Itajaí-Açu/SC Estudo de Caso Baseado em Ensaios Geotécnicos. 165 p. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Paraná, 2016.
- SANTOS, J.; CORREIA, A. G. Distorção limite de referência. Sua utilidade para o estabelecimento de uma curva única de degradação do módulo de distorção do solo 1ª Parte. *Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, p. 1–10, 2002.
- SANTOS, J. A.; CORREIA, A. G. Shear Modulus of soils under cyclci loading at small and medium strain level. *12Wcee*, p. 1–8, 2000.
- SANTOS, J. A. dos. Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção: aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas. [S.l.: s.n.], 1999.
- SANTOS, M. L. Comparação numérica entre as técnicas de tratamento de solos moles: CPR Grouting, colunas granulares e drenos verticais. 166 p. Dissertação (Mestrado) Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2018.
- SCHAEFER, V. R. et al. Ground Improvement in the 21st Century: A Comprehensive Web-Based Information System. In: *Geotechnical Engineering State of the Art and Practice*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2012. v. 73, n. 1, p. 272–293.
- SCHNAID, F. *In Situ Testing in Geomechanics*. CRC Press, 2008. 353 p. ISBN 9780429152603. Disponível em: https://www.taylorfrancis.com/books/9781482266054.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. *Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 224 p. ISSN 978-85-7975-059-5. ISBN 978-85-7975-118-9.
- SCHWAB, F.; KNOPOFF, L. Fast Surface Wave and Free Mode Computations. In: *Methods in Computational Physics: Advances in Research and Applications: Seismology: Surface Waves and Earth Oscillations: Advances in Research and Applications: Seismology: Surface Waves and Earth Oscillations.* California: ACADEMIC PRESS, INC., 1972. v. 11, n. 1960, p. 87–180.
- SEED, H. B.; IDRISS, I. M.; ARANGO, I. Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 109, n. 3, p. 458–482, mar 1983. ISSN 0733-9410. Disponível em: http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9410%281983%29109%3A3%28458%29.
- SILVA, E. M. d. J. da. O ensaio pressiométrico: metodologia de ensaio e calibração do equipamento. *Escola superior de Tecnologia*, 2011.
- SOCCO, L. V.; BOIERO, D. Improved Monte Carlo inversion of surface wave data. In: *Geophysical Prospecting*. [S.l.: s.n.], 2008. v. 56, n. 3, p. 357–371. ISSN 00168025.
- SOUZA, L. A. P. de; GANDOLFO, O. C. B. Métodos geofísicos em geotecnia e geologia ambiental. *Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental*, v. 2, n. 2, p. 9–27, 2012.
- STROBBIA, C. Surface wave methods: acquisition, processing and inversion. [S.l.: s.n.], 2003.
- SYKORA, D.; STOKOE, K. Correlations of in-situ measurements in sands of shear wave velocity. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 20, n. 1, p. 125–136, 1983.

TABOADA, V. M. et al. Predictive equations of shear wave velocity for bay of campeche clay. In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE. *Offshore Technology Conference*. [S.l.], 2013.

TAIPODIA, J.; BAGLARI, D.; DEY, A. Recommendations for generating dispersion images of optimal resolution from active MASW survey. *Innovative Infrastructure Solutions*, Springer International Publishing, v. 3, n. 1, 2018. ISSN 23644184. Disponível em: https://doi.org/10.1007/s41062-017-0120-5.

TATSUOKA, F.; SHIBUYA, S. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratry tests. *Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo;(Japan)*, v. 37, n. 1, 1992.

TEACHAVORASINSKUN, S. et al. Stiffness and damping of sands in torsion shear. University of Missouri–Rolla, 1991.

THOKCHOM, S. et al. Empirical correlation of SPT blow counts versus shear wave velocity for different types of soils in Dholera, Western India. *Natural Hazards*, Springer Netherlands, v. 86, n. 3, p. 1291–1306, 2017. ISSN 15730840.

TONOUCHI, K.; IMAI, T. Correlation of n-value with s-wave velocity and shear modulus. In: *Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 1982.* [S.l.: s.n.], 1982. p. 57–72.

TSIAMBAOS, G.; SABATAKAKIS, N. Empirical estimation of shear wave velocity from in situ tests on soil formations in Greece. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, v. 70, n. 2, p. 291–297, 2011. ISSN 14359529.

VARDANEGA, P. J.; BOLTON, M. D. Stiffness of clays and silts: Normalizing shear modulus and shear strain. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 139, n. 9, p. 1575–1589, 2013. ISSN 10900241.

WHITTLE, R. W. Using non-linear elasticity to obtain the engineering properties of clay - a new solution for the sel boring pressumeter test. *Journal of Chemical Information and Modeling*, v. 53, n. 9, p. 1689–1699, 1999. ISSN 1098-6596.

WOOD, D. M. Soil behaviour and critical state soil mechanics. [S.l.]: Cambridge university press, 1990.

XAVIER, F. d. F. Geofísica Elétrica aplicada a Geotecnia para investigação de estabilidade de taludes. Florianópolis, p. 1–9, 2006.

XIA, J. et al. Estimation of near-surface shear-wave velocity by inversion of Love waves. *79th Society of Exploration Geophysicists International Exposition and Annual Meeting 2009*, *SEG 2009*, v. 64, n. 3, p. 1390–1395, 1999.

XIA, J. et al. Inversion of high frequency surface waves with fundamental and higher modes. *Journal of Applied Geophysics*, v. 52, n. 1, p. 45–57, 2003. ISSN 09269851.

YOSHIMURA, Y.; IMAI, T. *Elastic wave velocity and soil properties in soft soil. Tsuchito-Kiso 18*. Tokio: [s.n.]. 17–22 p.

YUN, T. S.; NARSILIO, G. A.; Carlos Santamarina, J. Physical characterization of core samples recovered from Gulf of Mexico. *Marine and Petroleum Geology*, v. 23, n. 9-10, p. 893–900, 2006. ISSN 02648172.

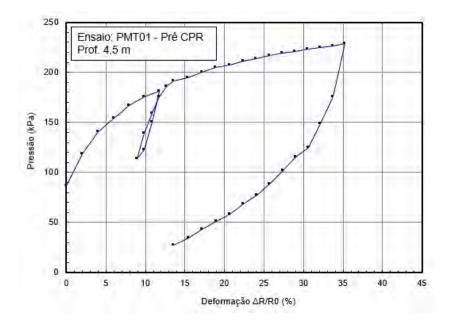
ZHANG, S. X.; CHAN, L. S. Possible effects of misidentified mode number on Rayleigh wave inversion. *Journal of Applied Geophysics*, v. 53, n. 1, p. 17–29, 2003. ISSN 09269851.

ANEXO A – Ensaios Pressiométricos

A.1 Curvas dos ensaios Pressiométricos - Local 01

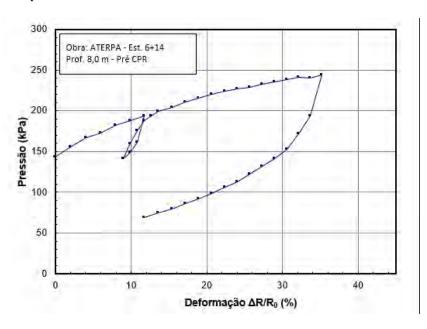
Curvas corrigidas dos ensaios pressiométricos realizados no Local 01.

Figura 153 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT01 Pré - Profundidade: 4,5 m.



Legenda: Curva corrigida do ensaio pressiométrico com ciclo de descarregamento/carregamento.

Figura 154 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT01 Pré - Profundidade: 8 m.



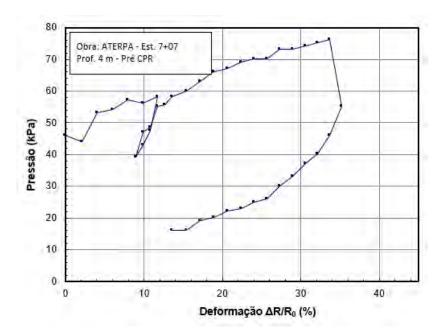


Figura 155 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT02 Pré - Profundidade: 4 m.

Legenda: Curva corrigida do ensaio pressiométrico com ciclo de descarregamento/carregamento.

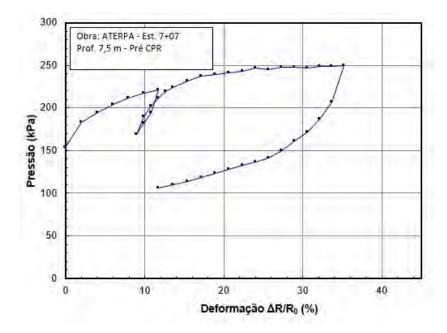


Figura 156 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT02 Pré - Profundidade: 7,5 m.

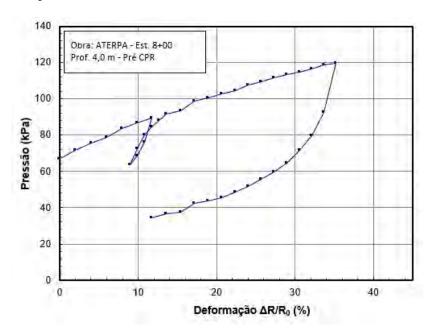
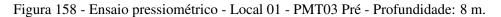
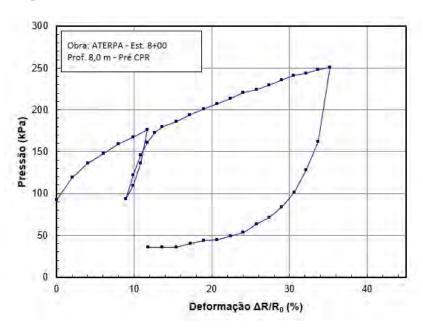


Figura 157 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT03 Pré - Profundidade: 4 m.

Legenda: Curva corrigida do ensaio pressiométrico com ciclo de descarregamento/carregamento.





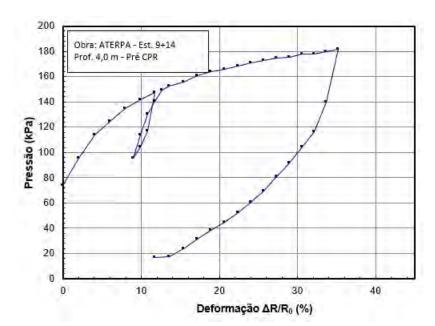
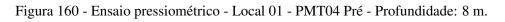
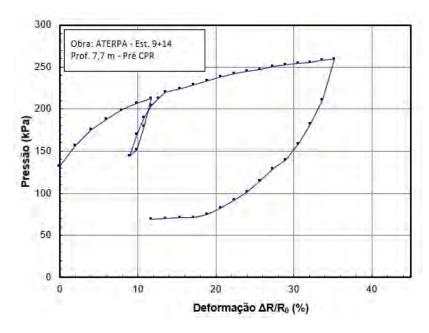


Figura 159 - Ensaio pressiométrico - Local 01 - PMT04 Pré - Profundidade: 4 m.

Legenda: Curva corrigida do ensaio pressiométrico com ciclo de descarregamento/carregamento.

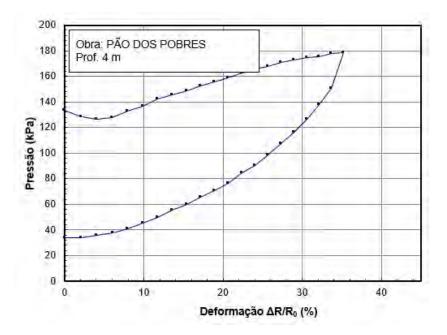




A.2 Curvas dos ensaios Pressiométricos - Local 02

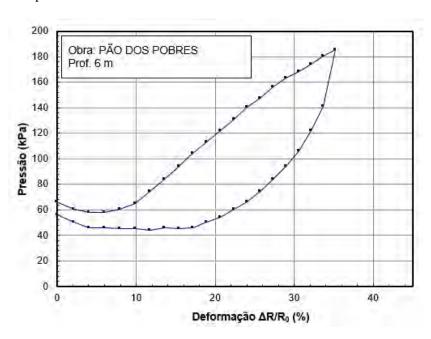
Curvas corrigidas dos ensaios pressiométricos realizados no Local 02.

Figura 161 - Ensaio pressiométrico - Local 02 - PMT-4 m - Pátio.



Legenda: Curva corrigida do ensaio pressiométrico, realizado na profundidade de 4 m.

Figura 162 - Ensaio pressiométrico - Local 02 - PMT-6 m - Pátio.



Legenda: Curva corrigida do ensaio pressiométrico, realizado na profundidade de 6 m.

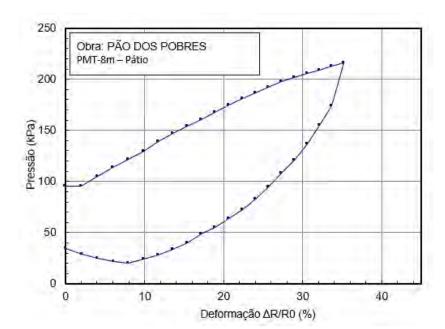
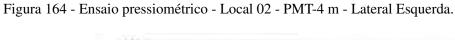
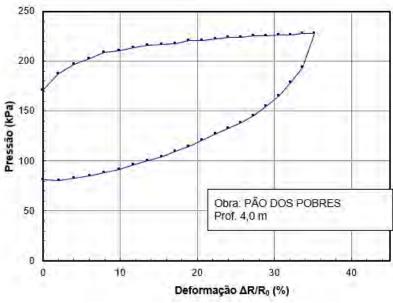


Figura 163 - Ensaio pressiométrico - Local 02 - PMT-8 m - Pátio.

Legenda: Curva corrigida do ensaio pressiométrico, realizado na profundidade de 8 m.





Legenda: Curva corrigida do ensaio pressiométrico, realizado na profundidade de 4 m.

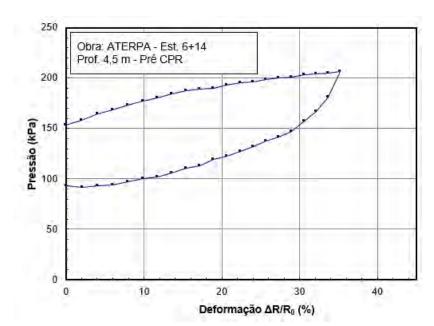


Figura 165 - Ensaio pressiométrico - Local 02 - PMT-6 m - Lateral Esquerda.

Legenda: Curva corrigida do ensaio pressiométrico, realizado na profundidade de 6 m.

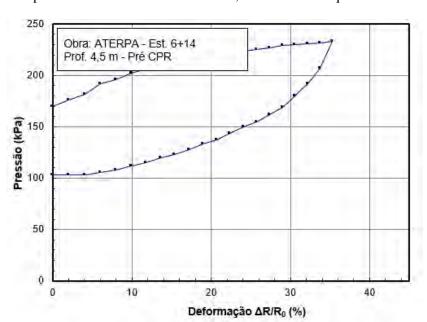


Figura 166 - Ensaio pressiométrico - Local 02 - PMT-7,5 m - Lateral Esquerda.

Legenda: Curva corrigida do ensaio pressiométrico, realizado na profundidade de 7,5 m.