

UNIVERSIDADE DO ESTADO DE SANTA CATARINA – UDESC

EVANDRO MEDEIROS BRAZ

**IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS EM
FUNDAÇÕES DE AEROGERADORES**

Florianópolis

2022

EVANDRO MEDEIROS BRAZ

**IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS EM
FUNDAÇÕES DE AEROGERADORES**

Dissertação de Mestrado submetido ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado de Santa Catarina, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Edgar Odebrecht

Florianópolis

2022

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por sempre me mostrar o caminho certo a trilhar.

Sou grato aos meus pais Joaquim e Neuda pelo incentivo aos estudos.

Agradeço à minha esposa Claudia e minhas filhas Natalia e Manuela por estarem ao meu lado em todos os momentos nesta caminhada.

Ao meu orientador, o professor Dr. Edgar Odebrecht que proporcionou me reencontrar outra vez com a vida acadêmica conciliando-a com minhas atividades profissionais. Obrigado pela dedicação e confiança, mostrando-me ser possível a realização deste trabalho.

Estendo o agradecimento também à Universidade do Estado de Santa Catarina – UDESC que me proporcionou uma educação gratuita e de qualidade, e aos seus docentes que nos incentivaram a percorrer o caminho da pesquisa científica.

RESUMO

BRAZ, Evandro Medeiros. **IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS EM FUNDAÇÕES DE AEROGERADORES DE GRANDE PORTE.** 2022. Universidade do Estado de Santa Catarina, Florianópolis.

A energia eólica tem experimentado um rápido crescimento a nível mundial. No Brasil, mais precisamente na região nordeste, após uma política de incentivos, alinhada com um grande potencial de recurso eólico, essa tecnologia vem ganhando cada vez mais espaço, tornando-se uma das mais competitivas. Os aerogeradores são estruturas de grande porte, sustentadas por uma fundação, a qual transmite todo carregamento ao solo. Um dos principais desafios no dimensionamento geotécnico das fundações de aerogeradores, está na correta identificação do comportamento dos solos e em especial na identificação de solos potencialmente colapsíveis, uma vez que essa tipologia de solo pode causar recalques de considerável magnitude, podendo resultar em patologias graves, ou até mesmo o colapso da estrutura. O presente estudo busca realizar uma análise para identificar e caracterizar possíveis áreas com potencial de colapsibilidade na região nordeste do Brasil, correlacionando informações geotécnicas, como sondagens através dos métodos diretos (SPT - Standard Penetration Test), sondagens através dos métodos semidiretos (CPT - Cone Penetration Test), sondagens através dos métodos indiretos (MASW - Multichannel Analysis Surface Wave) e ensaios laboratoriais (edométricos). Os resultados apontam para a existência de um solo com leve cimentação natural, solos característicos da região nordeste, uma vez que as velocidades de onda indicadas pelo ensaio geofísico são altas (V_s), e no ensaio SPT, a estrutura foi facilmente quebrada, e apresenta valores de resistência a penetração do amostrador do SPT baixo. A confirmação desta constatação veio através de ensaios edométricos no qual confirmaram a colapsibilidade, bem como, sua classificação quanto a criticidade.

Palavras-Chave: Fundação de aerogerador, solo colapsível, investigações geotécnicas.

ABSTRACT

BRAZ, Evandro Medeiros. **IDENTIFICATION AND CHARACTERIZATION OF COLLAPSIBLE SOILS IN LARGE WIND TURBINE FOUNDATIONS.** 2021. State University of Santa Catarina, Florianopolis.

Wind power has experienced rapid growth worldwide. In Brazil, more precisely in the northeast region, after an incentive policy, aligned with a great potential for wind resources, this technology is gaining more and more space, becoming one of the most competitive. Wind turbines are large structures, supported by a foundation, which transmits all loading to the ground. One of the main challenges in the geotechnical dimensioning of wind turbine foundation is the correct identification of the behavior of the soils and in particular the identification of potentially collapsible soils, since this typology can cause settlements of considerable magnitude, which can result in serious pathologies, or even the collapse of the structure. The present study aims to perform an analysis to identify and characterize possible areas with potential for soil collapse in the northeast region of Brazil, correlating geotechnical information, such as probes through direct methods (SPT - Standard Penetration Test), probes through semi-direct methods (CPT - Cone Penetration Test), probes through indirect methods (MASW - Multichannel Analysis Surface Wave) and laboratory tests (oedometer). The results point to the existence of a soil with mild natural cementation, soils characteristic of the northeast region, since the wave velocities indicated by the geophysical assay are high (V_s), and in the SPT assay, the structure was easily broken, and presents a low (N_{spt}). The confirmation of this finding came through oedometer tests in which they confirmed the soil collapse, as well as its classification.

Keywords: Foundation of wind turbine, collapsible soil, geotechnical investigations.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Fundação de um aerogerador de grande porte	15
Figura 2: Gráfico de energia eólica acumulado anualmente.	19
Figura 3: Turbina de eixo horizontal.	20
Figura 4: Turbina “upwind” e “downwind”.	21
Figura 5: Tipos de Torres a) Aço; b) Concreto.	22
Figura 6: Componentes da Nacelle.....	23
Figura 7: Turbina de eixo vertical.	24
Figura 8: Carga de vento atuante na torre e momentos gerados na base.....	26
Figura 9: Projeto da fundação direta de uma torre eólica.....	27
Figura 10: Projeto da fundação indireta de uma torre eólica.....	27
Figura 11: Fundação de uma torre eólica armada.....	28
Figura 12: Anchor bolts – gaiola de parafusos	28
Figura 13: Deformação cisalhante (γ) e razão de amortecimento (ξ).....	30
Figura 14: Sedimentos não consolidados e variegados do Grupo Barreiras	35
Figura 15: Bacia Potiguar (RN).....	36
Figura 16: Execução do ensaio SPT	37
Figura 17: Amostras coletadas a cada metro do ensaio SPT.....	38
Figura 18: Coeficientes α e K.....	40
Figura 19: Equipamento de cravação	42
Figura 20: Representação da execução do ensaio de cone sísmico	44
Figura 21: Avaliação do comportamento de solos com base na resistência do cone e módulo de cisalhamento	45
Figura 22: Fronteiras para areias cimentadas e não cimentadas.....	46
Figura 23: Limites de cimentação de solos arenosos baseados na resistência à penetração do amostrador padrão do SPT e módulo cisalhante do solo obtido a pequenas deformações	47
Figura 24: Etapas de execução do método MASW	48
Figura 25: Segunda etapa – Espaço frequência versus velocidade com possível interpretação da curva de dispersão como máximos de energia.....	49

Figura 26: Linhas sísmicas (modelo tomográfico).....	49
Figura 27: Classificação dos solos com Vs	50
Figura 28: Ensaios de potencial de colapso, duplo e simples, respectivamente.....	51
Figura 29: Forma usual da curva de retenção e definição dos parâmetros.....	54
Figura 30 – Curva de retenção para diferentes tipos de solo.....	55
Figura 31: Localização dos Aerogeradores em solo colapsível	58
Figura 32: Localização dos Aerogeradores analisados no Rio Grande do Norte.....	64
Figura 33: Localização dos Aerogeradores analisados no Ceará	65
Figura 34: Localização dos Aerogeradores analisados na Bahia	65
Figura 35: Resultado do ensaio de potencial de colapso 01-15 WTG.....	67
Figura 36: Resultado do ensaio de potencial de colapso 02-33 WTG.....	69
Figura 37: Resultado do ensaio de potencial obtido a partir de uma prova de carga em placa 03-15 WTG.....	71
Figura 38: Resultado do ensaio do potencial de colapso 04-03 WTG	72
Figura 39: Resultado do ensaio de potencial de colapso obtido a partir de uma prova de carga em placa 05-01 WTG.....	74
Figura 40: Resultado do ensaio de potencial de colapso 06-10 WTG.....	76
Figura 41: Escavação para retirada da amostra na cota de assentamento da fundação	77
Figura 42: Escavação manual para retirada da amostra	78
Figura 43: Corpo de prova acondicionado no anel da prensa de compressão confinada. .	79
Figura 44: Variação do índice de vazios nas condições natural e inundada – amostra 01	80
Figura 45: Potencial de colapso em função do índice de vazios – amostra 01.....	80
Figura 46: Variação do índice de vazios nas condições natural e inundada – Amostra 02	81
Figura 47: Potencial de colapso em função do índice de vazios – Amostra 02	81
Figura 48: Curva granulométrica da amostra 01	82
Figura 49: Curva característica da amostra 01.	83
Figura 50: Perfis comparativos de q_c e q_d para pontos investigado na área dos aerogeradores	84
Figura 51: Comparação entre valores de q_c e q_d 54 pontos investigados na região da Serra do Mel.....	85
Figura 52: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Serra do Mel/RN área 1	86

Figura 53: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Serra do Mel/RN área 1 - 2ª. parte	86
Figura 54: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Afonso Bezerra/RN Área 2..	87
Figura 55: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Afonso Bezerra/RN Área 2 - 2ª. parte	87
Figura 56: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Maral/RN Área 3.....	88
Figura 57: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Tenente Laurentino/RN – Área 4	88
Figura 58: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Icapuí/CE – Área 5	89
Figura 59: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Araraquara/BA – Área 6.....	89
Figura 60: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Araraquara/BA – Área 6 - 2ª parte	90
Figura 61: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Serra do Mel/RN – Área 01.....	91
Figura 62: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Serra do Mel/RN – Área 01 – 2ª parte	91
Figura 63: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Afonso Bezerra/RN- Área 02	92
Figura 64: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Afonso Bezerra/RN- Área 02 – 2ª parte	92
Figura 65: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Maral/RN Área 03	93
Figura 66: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Tenente Laurentino/RN – Área 4	93
Figura 67: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Icapuí/CE – área 05	94
Figura 68: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Araraquara/BA Área 6.....	94
Figura 69: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Araraquara/BA Área 6 – 2ª parte	95
Figura 70: Plotagem da confrontação dos resultados do SCPT e MASW	97

Figura 71: Resultado de potencial de colapso das amostras por área estudada.....	99
Figura 72: Resultado de potencial de colapsidade versus N_{spt} por área estudada.....	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Coeficiente de Poisson.....	30
Tabela 2: Ocorrência de solos Colapsíveis nas regiões do Brasil	32
Tabela 3: Classificação da colapsibilidade	52
Tabela 4: Grau da colapsibilidade	52
Tabela 5: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 01 – Serra do Mel/RN	60
Tabela 6: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 02 – Afonso Bezerra/RN..	61
Tabela 7: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 03 – Maral/RN.....	62
Tabela 8: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 04 – Ten. Laurentino/RN .	62
Tabela 9: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 05 – Icapuí/CE.....	63
Tabela 10: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 06 – Araraquara/BA	63
Tabela 11: Perfil geotécnico esquemático 01-15 WTG.....	66
Tabela 12: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas – Serra do Mel	67
Tabela 13: Perfil esquemático base 02-33 WTG.....	69
Tabela 14: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas	70
Tabela 15: Perfil geotécnico esquemático - 03-15 WGT	70
Tabela 16: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas	71
Tabela 17: Perfil geotécnico esquemático 04-03 WTG.....	72
Tabela 18: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas	73
Tabela 19: Perfil geotécnico esquemático 05-01 WTG.....	73
Tabela 20: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas	74
Tabela 21: Perfil geotécnico esquemático 06-10 WTG.....	75
Tabela 22: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas	76
Tabela 23: Confrontação dos resultados do SCPT e MASW	96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABEEólica	Associação Brasileira de Energia Eólica
CP	Corpo de Prova
CPT	Ensaio de penetração de cone
DH	Downhole
T	Tonelada
EUA	Estados Unidos da América
G_{máx}	Módulo de Cisalhamento Máximo
GW	Gigawatts
GWEC	Global Wind Energy Council
MASW	Multichannel Analysis of Surface Waves
MW	Megawatts
PROINFA	Programa de Incentivos às Fontes Alternativas de Energia
SBT	Soil Type Behaviour
SPT	Standard Penetration Test
WTG	Wind turbine generator

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	OBJETIVOS	16
1.1.1	OBJETIVO GERAL	16
1.1.2	OBJETIVO ESPECÍFICO	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	ENERGIA EÓLICA	17
2.1.1	NO MUNDO	17
2.1.2	NO BRASIL	18
2.2	AEROGERADORES	19
2.3	FUNDAÇÃO DE AEROGERADORES	24
2.4	SOLOS COLAPSÍVEIS	31
2.5	FORMAÇÃO BARREIRAS	34
2.6	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS	36
2.6.1	SPT	36
2.6.2	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE - CPT	41
2.6.2.1	CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS SOLOS	44
2.6.3	MASW	47
2.6.4	ENSAIOS EDOMÉTRICOS	50
2.7	CURVA CARACTERÍSTICA	52
2.7.1	SOLOS NÃO SATURADOS	52
2.7.2	SUCÇÃO	53
2.7.3	RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO	53
3	METODOLOGIA DE PESQUISA	57

4	RESULTADOS.....	60
4.1	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.	66
4.1.1	RIO GRANDE DO NORTE.....	66
4.1.2	CEARÁ.....	73
4.1.3	BAHIA.....	75
4.2	CURVA CARACTERÍSTICA E DET. DE POTENCIAL DE COLAPSO	77
5	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	84
5.1	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE Q_c E Q_d.....	84
5.2	ANÁLISE DO SOLO QUANTO A SUA CIMENTAÇÃO	85
5.3	COMPARAÇÃO ENTRE V_s OBTIDO A PARTIR DO SCPT E MASW	95
5.4	ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DE POTENCIAL DE COLAPSO.....	97
5.5	CURVA CARACTERISTICA	101
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	102
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	105
	REFERÊNCIAS	106

1 INTRODUÇÃO

A energia eólica é denominada como a energia cinética contida nas massas de ar em movimento (ventos). Seu aproveitamento ocorre por meio da conversão da energia cinética de translação em energia cinética de rotação para a geração de eletricidade, com o emprego de turbinas eólicas (aerogeradores) ou cataventos e moinhos para trabalhos mecânicos como bombeamento d'água.

O uso do vento como fonte de produção de energia elétrica teve grande impulso nos anos noventa. Este impulso veio através de programas empregados em alguns países, que motivaram investimentos e pesquisas neste setor, resultando em um significativo desenvolvimento tecnológico nos equipamentos componentes do recurso eólico. Desta forma, um número expressivo de fabricantes de turbinas eólicas surgiu no mercado, melhorando a performance das turbinas eólicas e diminuindo seus custos (Custódio, 2009).

A fonte de energia proveniente do vento, além de ser abundante, renovável e limpa, tem vantagens em sua utilização como a redução dos gases de efeito estufa. No Brasil encontra-se um grande potencial eólico de ventos com características unidirecional, estáveis e constantes, que até com potenciais baixos de geração de energia ultrapassam as melhores regiões de países Europeus como a Alemanha. A implantação dos parques eólicos resulta também em baixas tarifas de energia e rendas mensais para proprietários de terra, que independente de ter o parque instalado em suas propriedades podem continuar com rendas principais como plantações e criação de gado.

A geração de energia eólica é um recurso quantificado por meio do registro da velocidade, direção, temperatura e outras variáveis do vento presentes em um determinado local. Com estes recursos pode-se correlacionar a tecnologia dos aerogeradores disponíveis no mercado, de acordo com o melhor desempenho, verificando a distribuição da velocidade dos ventos em cada altura, a rosa dos ventos e as médias mensais obtidas no local a ser instalado.

Ao mesmo tempo em que a produção de energia eólica cresce no país, desafios com a correta construção e garantia de desempenho dos aerogeradores torna-se um desafio para a engenharia. Estruturalmente um aerogerador transfere cargas a fundação da ordem de 1000 t, que

por consequência transmite estas cargas para o solo. Na Figura 1, tem-se uma foto aérea de uma fundação de aerogerador de grande porte no momento da concretagem.

Figura 1: Fundação de um aerogerador de grande porte



Fonte: Autor

O nordeste brasileiro apresenta grande potencial para geração de energia eólica e elevada concentração de obras de aerogeradores. Por outro lado, Vilar (2008) comenta que a formação geológica do nordeste brasileiro apresenta condições favoráveis ao desenvolvimento de solos potencialmente colapsíveis, seja pela lixiviação dos finos dos horizontes superficiais, ou pela deficiência de umidade dos solos, que se desenvolvem em regiões áridas e semiáridas. Na região litorânea do Nordeste brasileiro, onde concentra-se a grande maioria dos aerogeradores tem-se a formação barreiras, que são solos residuais cimentados naturalmente e solos sedimentares com cimentação natural. De acordo com Severo (2006), solos constituídos da formação barreiras são potencialmente colapsíveis.

Com isto, este estudo pretende avaliar as investigações geotécnicas (sondagens a percussão e geofísica), correlacionando-as com ensaios laboratoriais com material coletado nas cotas de assentamento das fundações. O estudo busca também identificar a ocorrência desse tipo de solo na região nordeste. Em termos de alargamento do conhecimento, o objetivo principal do estudo é

demonstrar que os resultados de SPT indicando baixa resistência (N_{spt}), correlacionados com os resultados do módulo de cisalhamento alto ($G_{máx}$), proporcionado pelo ensaio geofísico, trazem condições aderentes a tipologia de solos colapsíveis.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é identificar e caracterizar solos colapsíveis em usinas eólicas localizadas no nordeste do Brasil, com base em investigações geotécnicas de SPT/CPT (sondagens de penetração dinâmica e estática), sondagens geofísicas e ensaios laboratoriais.

1.1.2 Objetivo Específico

- Verificar se o solo é cimentado ou não. Para isso plotar os resultados de CPT e/ou SPT onde se tem geofísica (V_s) para o maior número de bases de aerogeradores possível.
- Com base nestes resultados fazer um mapeamento indicando as áreas de ocorrência.
- Associar estes resultados ao potencial de colapso e definir quais as regiões estudadas têm potencialmente a presença de solos colapsíveis.
- Identificar e caracterizar esses solos colapsíveis para usinas eólicas em 03 (três) estados distintos, sendo eles Rio Grande do Norte, Bahia e Ceará.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica abrangerá os principais assuntos ligados a presente dissertação, com o intuito de possibilitar ao leitor um melhor entendimento e inserção à pesquisa. Desta maneira, será discorrido o tema de energia eólica, fundação de aerogeradores, investigações geotécnicas, ensaios laboratoriais e a presença de solos colapsíveis em usinas eólicas.

2.1 ENERGIA EÓLICA

2.1.1 No Mundo

O aproveitamento da energia eólica é de conhecimento do homem há mais de 3.000 anos. Este recurso era utilizado pelas antigas civilizações para dar força e impulsionar barcos à vela, gerar energia mecânica para moer grãos e bombear água. Estes sistemas de energia surgiram na China, Pérsia e Oriente Médio, com uma funcionalidade muito mais simples, através do uso de moinhos. Na Europa essa tecnologia foi introduzida nas Cruzadas e passou por grandes melhorias conduzidas pelos povos alemães e ingleses.

Por meio da literatura, nos contos de Miguel dos Cervantes no século XIII, já era evidenciado o uso de recursos eólicos por meio dos moinhos de ventos. O recurso eólico se originou nas antigas civilizações, sendo responsável principalmente pela energia mecânica gerada por meio de moinhos e cata-ventos para bombeamentos de água e moagem de grãos. A energia elétrica gerada através do recurso eólico surgiu somente no século XIX. Esse feito foi realizado na Dinamarca com um rotor de 25 metros de diâmetro que gerava pouco mais de 25 kW.

Com o desenvolvimento do carvão, do petróleo e paralelamente da eletricidade, os estudos para ampliar o aproveitamento eólico para geração de energia elétrica foram deixados de lado. Porém, devido à crise do petróleo a partir de 1973, a geração de energia por fontes renováveis começou a receber recursos pesados para seu desenvolvimento na Europa.

O primeiro aerogerador instalado no Brasil foi no ano de 1992 em Fernando de Noronha. A partir disso e com o programa PROINFA (Programa de Incentivos às Fontes Alternativas de Energia) sucedeu-se grande crescimento, transferência de tecnologia e desenvolvimento de conteúdo local, que tinha por ideologia promover as fontes alternativas em troca de generoso

contrato de compra de energia. Com isso, o setor de energia eólica deslanchou, passando de 22 MW em 2003 para 15.000 MW em 2019.

De acordo com Global Wind Report (GWEC, 2021), no ano de 2020 houve um novo recorde global na indústria de geração eólica com 93 GW de capacidade nova instalada. Deste número, 75% dos novos parques instalados em 2020 foram impulsionados pela China e Estados Unidos, os quais, juntos, respondem por mais da metade da instalação de energia eólica do mundo.

Ainda, mesmo com todos os efeitos negativos na economia mundial causada pela pandemia do Covid-19, a indústria eólica global aumentou a capacidade em torno de 53% comparado ao ano de 2019. Os cinco países que mais se destacaram em capacidade eólica instalada Onshore em 2020 foram a China com 48.940 MW, os Estados Unidos (EUA) com 16.913 MW, o Brasil com 2.297 MW, a Noruega com 1.532 MW e a Alemanha com 1.431 MW.

Segundo estimativas da GWEC (2021) com a capacidade total eólica em 743 GW globais, pode-se evitar a emissão de 1,1 bilhão de toneladas de CO₂ em um ano no mundo, valor esse que se equivale às emissões de carbono anuais em toda a América do Sul.

2.1.2 No Brasil

O incentivo à utilização de energias renováveis no Brasil cresce exponencialmente há cada ano, entre estas a que se destaca significativamente é a energia eólica. O grande diferencial competitivo deste setor é o baixo impacto ambiental, rapidez de instalação e funcionalidade. De acordo com a ABEEólica (Associação Brasileira de Energia Eólica, 2021) com a geração de energia eólica em 2020, evitou-se a emissão de 21,2 milhões de toneladas de CO₂, isto equivale à emissão anual de 21 milhões de automóveis de passeio, além disso, a eólica tem um dos melhores custos benefícios em tarifa de energia, gera emprego/mão-de-obra local, permite com que os proprietários de terra recebam uma renda extra através do arrendamento da locação das torres e continuem desenvolvendo a atividade (criação de gado, plantações, entre outros).

Para que a expansão da fonte eólica na matriz energética nacional ocorresse, o governo estabeleceu algumas ações visando desenvolver a tecnologia, como: a internalização desta tecnologia e a consolidação da indústria eólica nacional de fornecimento de componentes e montagem; a participação da iniciativa privada e o aprimoramento da legislação, do conhecimento

da fonte primária e de sua interação energética com um parque gerador de base hidráulica (EPE, 2009). Por meio da Lei 10.438/2002 criou-se o PROINFA (Programa de Incentivo às Fontes Alternativas de Energia Elétrica), que gerou tarifas generosas e contratos de longa duração para investidores em energia, voluntariando a compra de energia pelo governo por meio da fonte eólica. Desta forma, o mercado brasileiro criou fábricas de pás, torres, aerogeradores, entre outros.

Na última década os investimentos no setor eólico cresceram exponencialmente, como pode ser observado na Figura 2. Segundo dados da ABEEólica no ano de 2022 houve grande crescimento no setor eólico em relação ao ano anterior (2021). Em 2022 a potência instalada no Brasil chegará a 27,14 GW em 795 parques e mais de nove mil aerogeradores operando em 12 estados (ABEEólica, 2022).

Figura 2: Gráfico de energia eólica acumulado anualmente.



Fonte: ABEEólica, 2021.

2.2 AEROGERADORES

Conforme já mencionado anteriormente, a energia eólica é a energia cinética proveniente do vento. Em turbinas eólicas modernas a energia gerada resulta da movimentação rotacional das

pás de um aerogerador no eixo de um rotor, que alimenta um gerador que produz energia elétrica, ou seja, utiliza a força aerodinâmica básica de sustentação produzindo um torque líquido positivo através de um eixo giratório, gerando primeiro energia mecânica e transformando a mesma em eletricidade por meio de um gerador. Esta energia é coletada por uma rede de média tensão e destinada a uma subestação coletora que vai incorporar essa energia na rede elétrica (MANWELL ET AL., 2009).

As turbinas podem ser classificadas em: arraste ou sustentação. As mais utilizadas atualmente são as turbinas de sustentação que podem ser classificadas em dois tipos: de eixo vertical e horizontal.

Entre essas, a mais utilizada atualmente é a turbina de eixo horizontal (Figura 3) que possui diferentes números de pás que atingem grandes velocidades as quais necessitam de estruturas robustas para as torres que as sustentam devido à introdução de cargas adicionais e ao desbalanceamento em relação ao rotor. Diversos estudos apontam que um número menor de pás apresenta maior velocidade de rotação do rotor, resultando em uma melhor distribuição de tensões durante a rotação do aerogerador em relação a direção do vento. Atualmente o número utilizado na geração eólica são três pás, resultando em boas relações de massa, vibração e ruídos, gerando custos mais baixos e melhor eficiência energética (GAVIOLI, 2016).

Figura 3: Turbina de eixo horizontal.

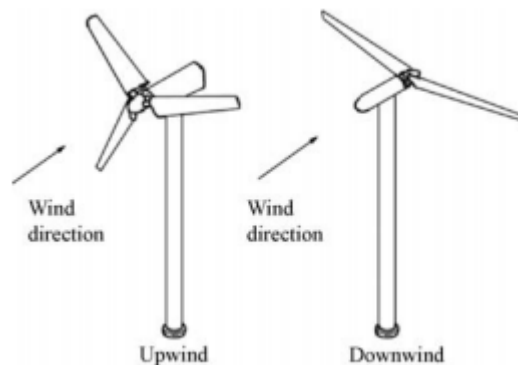


Fonte: Autor.

Segundo Manwell et al. (2009) as turbinas de eixo horizontal podem ser classificadas em “upwind” ou “downwind” que é a orientação do rotor, o design do cubo (rígido ou oscilante), números de pás, controle do rotor e como eles estão alinhados com o vento.

Conforme identifica a Figura 4 abaixo a turbina tipo “upwind” tem o rotor montado antes da torre e o vento atinge primeiramente o rotor sendo necessário um controle ativo de orientação do rotor em relação ao vento. Já o modelo “downwind” recebem o vento por trás da turbina eólica e não precisam de um controle ativo de orientação, mas necessitam de uma configuração mais flexível para o rotor a qual gera ruídos audíveis que fazem esta opção não atrativa para sistemas de grande porte (GAVIOLI, 2016).

Figura 4: Turbina “upwind” e “downwind”.



Fonte: Manwell et al., (2009).

Os aerogeradores de turbinas horizontais são compostos por diversos componentes, os quais serão descritos a seguir:

- Fundação: sapatas que dão sustentação ao aerogerador, podem ser classificadas em diretas ou indiretas (com estacas). Estas sapatas têm volumes que podem variar de 200 a 600 m³ de concreto com uma taxa de aço entorno de 100kg/m³;
- Torre: Elemento que sustenta o rotor e a nacelle na altura apropriada ao seu funcionamento. Embora a maioria das torres sejam de aço, como foram originalmente construídas, hoje muitas são executadas em concreto (Figura 5);

Figura 5: Tipos de Torres a) Aço; b) Concreto.



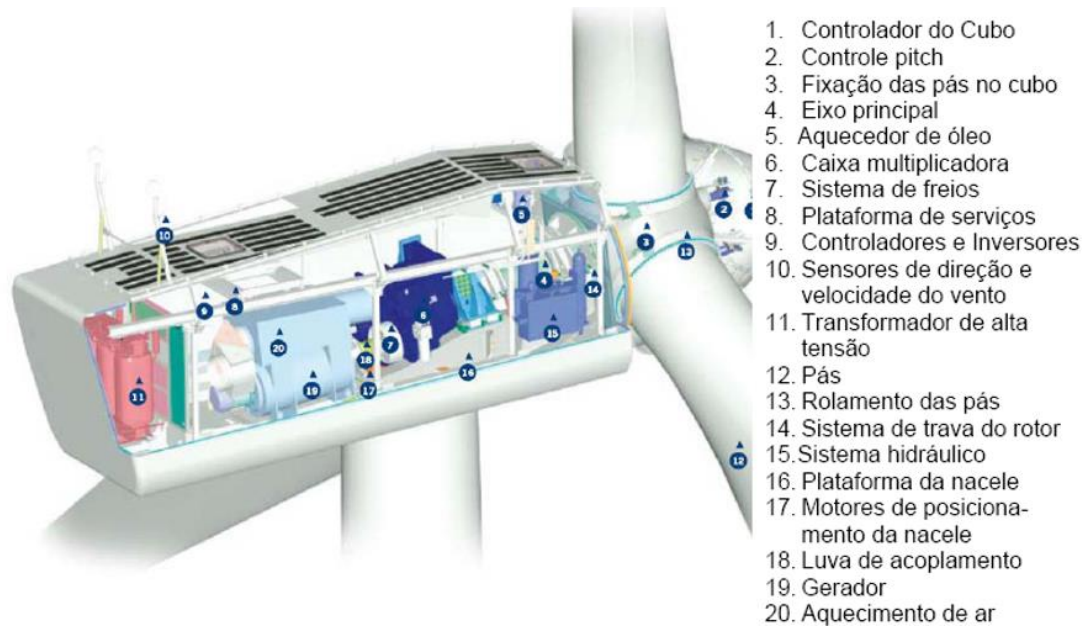
(a)

(b)

Fonte: Autor.

- Pás: As pás dos aerogeradores são construídas em processo praticamente artesanal, com materiais em plástico e fibra de vidro, sendo que a função é captar o vento e converter em potência no centro do rotor.
- Rotor: Elemento de fixação das pás que transmite o movimento de rotação para o eixo de movimento lento.
- Gerador: responsável por converte a força cinética do vento em energia elétrica.
- Nacelle: compartimento instalado no alto da torre composto por caixa multiplicadora, chassis, sistema de yaw, sistema de controle eletrônico e sistema hidráulico (Figura 6). É o componente com maior peso do sistema, dependendo do fabricante do aerogerador, pode ultrapassar as 72 toneladas.

Figura 6: Componentes da Nacelle.



Fonte: Vestas, 2006, *apud* Dutra 2008.

De acordo com Dutra (2008), os rotores de eixo vertical movidos por forças de sustentação apresentam lâminas curvas com perfil aerodinâmico que se encontram no eixo vertical pelas duas pontas. Porém, os rotores de eixo vertical não apresentam um bom aproveitamento energético, apesar de resultarem em uma boa eficiência produzem grandes oscilações de torque que geram estresse cíclico na torre e resultam em baixa confiabilidade (GAVIOLI, 2016).

Figura 7: Turbina de eixo vertical.



Fonte: <https://windbox.com.br/blog/componentes-dos-aerogeradores/>.

2.3 FUNDAÇÃO DE AEROGERADORES

De forma geral, as fundações são elementos estruturais executadas em função da necessidade de transmissão de cargas ao solo oriundas de uma estrutura a ser construída. Para obter um alto desempenho da fundação de qualquer estrutura, deve-se conhecer a característica do solo onde será construída, para que o projeto esteja dimensionado de acordo com estas informações, ser executada conforme procedimentos executivos preconizados por norma e pós-conclusão não modificar o tipo de carregamento calculado, não realizar escavações nas proximidades e nem

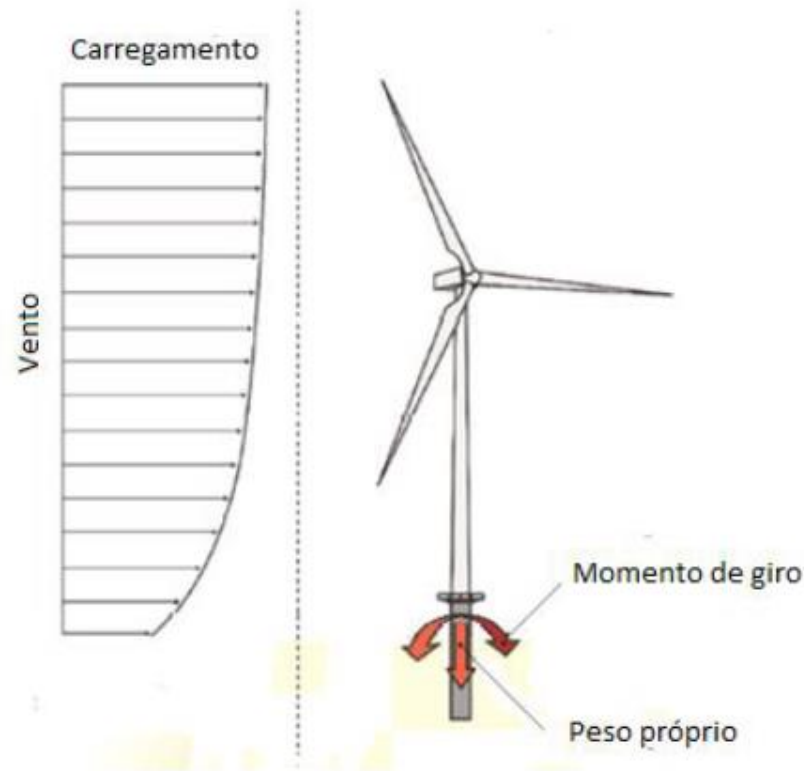
vibrações que possam causar movimentos de massa (MILITITSKY, J.; CONSOLI N. C.; SCHNAID, F. 2015).

As fundações são classificadas em dois diferentes tipos, superficiais e profundas. As fundações superficiais, conhecidas também como fundações diretas, transferem a carga do elemento estrutural para o maciço de solo que tenha características de ponta mais resistentes, ou seja, a carga é transmitida unicamente pela base. No caso das fundações profundas, conhecidas por fundações indiretas que utilizam estacas, a transmissão da carga é realizada através do atrito lateral ao longo do fuste (CINTRA, 2011).

As torres eólicas podem ser classificadas quanto a sua localização em onshore ou offshore, a primeira é desenvolvida nos limites da costa e a segunda em alto mar. Estas soluções tem grandes diferenças em relação a execução das fundações, sendo que uma assemelha-se ao método utilizado na indústria de engenharia civil e a outra na indústria de petróleo e gás. Independente destas distinções, ambas têm a função de transmitir as cargas para o solo. (OLIVEIRA, 2016).

De acordo com Oliveira (2020) as usinas eólicas mais implantadas no Brasil e no mundo é a onshore. A solução de engenharia para as fundações de turbinas eólicas onshore apresentam importantes tipos de solicitações, diferente das soluções de fundações em outros tipos de estruturas que são condicionadas principalmente a ações verticais. Nas torres eólicas, deve-se levar em conta para o cálculo da fundação as ações dinâmicas provenientes da própria característica vibracional da estrutura, do carregamento horizontal proveniente do vento, peso próprio da estrutura que varia de acordo com o tipo de aerogerador selecionado para compor a estrutura e elevado comprimento vertical, fatores esses que resultam em momentos de grande magnitude (Figura 8).

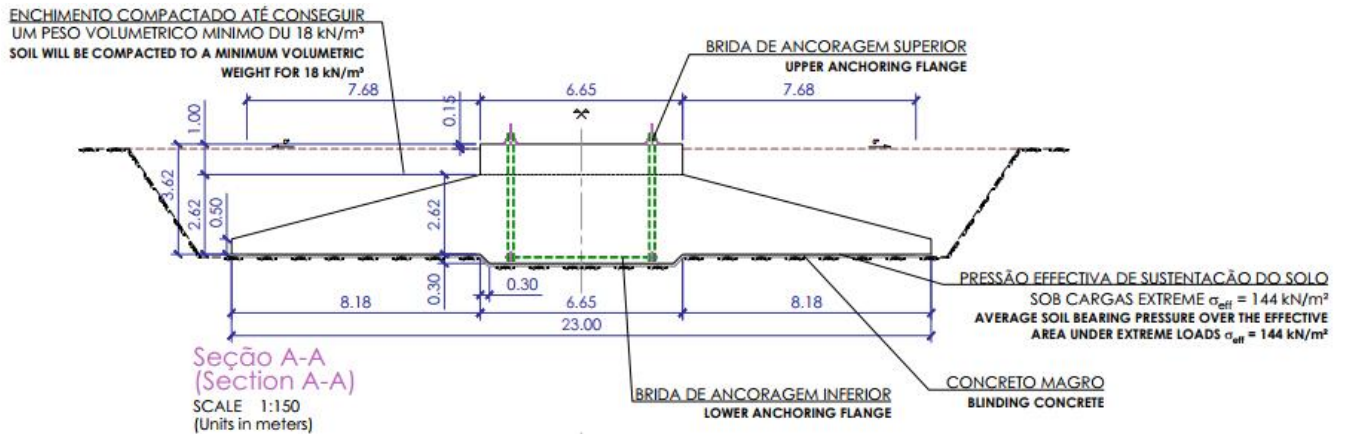
Figura 8: Carga de vento atuante na torre e momentos gerados na base



Fonte: Modificado de Bhattacharya, 2017, *apud* Oliveira, 2020.

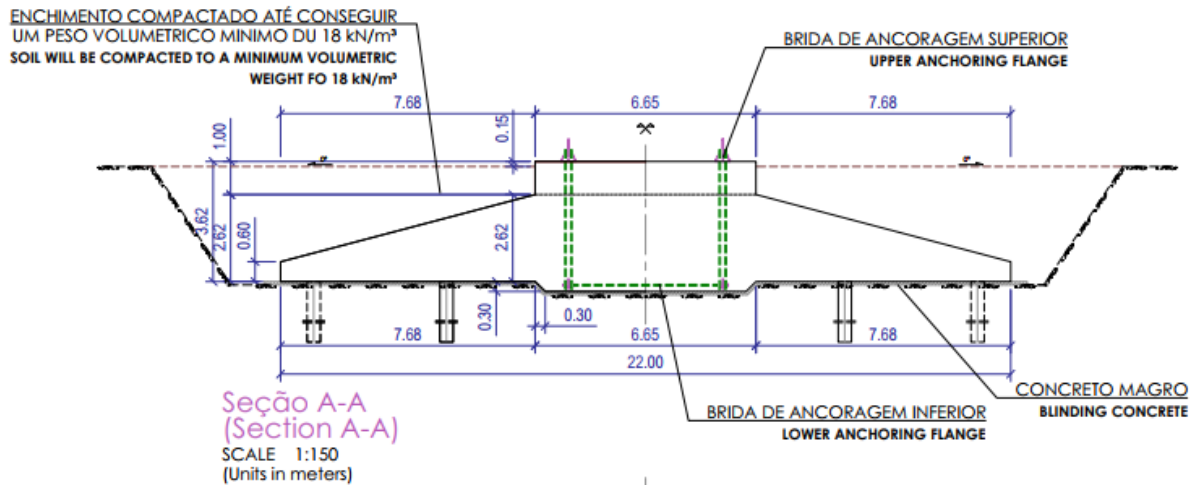
As fundações dos aerogeradores são compostas por grandes sapatas de concreto armado, chegando a apresentar até 20,00 metros de diâmetro. Suas características principais são definidas após realização dos ensaios geotécnicos no local a ser desenvolvida. Na Figura 9 pode-se verificar um projeto de fundação de uma torre eólica onde foi adotada a fundação direta e na Figura 10 pode-se verificar o projeto de fundação de uma torre eólica onde foi adotada a fundação indireta com a presença de estacas. Já na Figura 11 pode-se verificar a armadura de uma fundação eólica.

Figura 9: Projeto da fundação direta de uma torre eólica



Fonte: Autor.

Figura 10: Projeto da fundação indireta de uma torre eólica



Fonte: Autor.

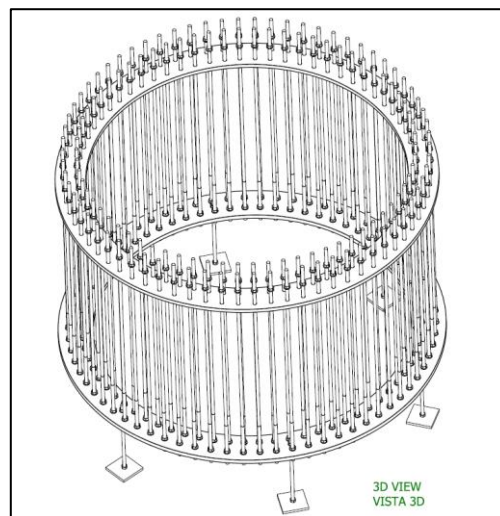
Figura 11: Fundação de uma torre eólica armada



Fonte: Autor.

A conexão entre a fundação e o primeiro tramo de aço (torre), se dará por um sistema chamado “anchor bolt” (Figura 12), que é basicamente uma gaiola de parafusos que integrará essas duas peças. Os parafusos da parte inferior são concretados dentro da fundação e o superior são tensionados na torre de aço – vem com peças de macho.

Figura 12: Anchor bolts – gaiola de parafusos



Fonte: Autor.

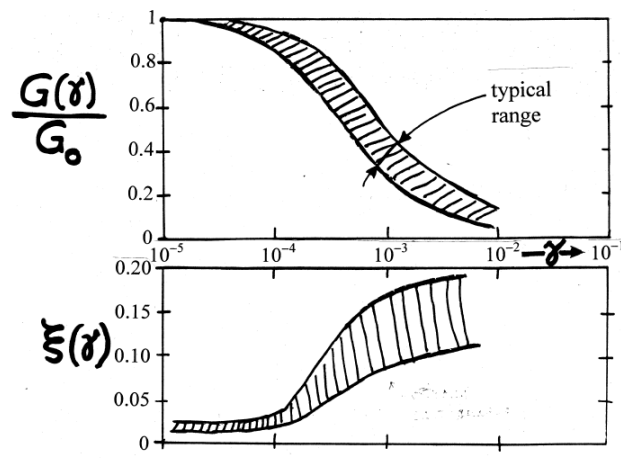
Para a realização dos projetos de fundação de turbinas eólicas, é utilizado no Brasil as normas brasileiras de fundações, concreto estrutural, ações e segurança nas estruturas e estruturas resistentes a sismos (ABNT NBR 6122, 2010; ABNT, NBR 6118, 2014; ABNT NBR 8681, 2004; e ABNT NBR 15421, 2006). Além destas, são seguidas as normas e diretrizes internacionais, devido ao Brasil não apresentar normas específicas para os cálculos das estruturas eólicas. Estas normas e diretrizes internacionais são as: Diretrizes para projeto de turbinas eólicas pela DNV / Risø (2002); Diretriz para a certificação de turbinas eólicas de Germanischer Lloyd (2010); Turbinas eólicas - parte 1: Requisitos de projeto pela IEC 61400-1 (2005); Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico (EN 1997-1, 2004; EN 1997-2, 2007); Eurocódigo 2: Projeto de edifícios de concreto (EN 1992-1-1, 2004); e guias de projeto de fundação dos fabricantes de turbinas eólicas. (NARDELLI, A.; FUTTAI, M. M., 2019).

Conforme já mencionado as fundações dos aerogeradores são geralmente suportados por fundações diretas ou fundações profundas sendo que as condições do sub solo local é que governam esta escolha. Aspectos como capacidade de carga do terreno de fundação, estabilidade quanto ao deslizamento, tombamento, balanço da torre, degradação do solo decorrente de carregamento cíclico, recalques, recalques diferenciais e problemas de erosão devem ser avaliados.

Para subsidiar estes aspectos necessário ao projeto de fundações investigações geotécnicas de campo e de laboratório deve ser fundamentada em levantamentos geológicos, geofísicos e geotécnicos. O levantamento geológico busca caracterizar o local para direcionar a investigação geotécnica. A investigação geofísica busca identificar a estratigrafia e parâmetros sísmicos em especiais parâmetros de deformabilidade a pequenas deformações (G_0). A investigação geotécnica deve prover elementos que possam caracterizar o solo quanto aos seus índices físicos (peso específico, densidade real dos grãos, teor de umidade limites de Atterberg e granulometria), parâmetros de permeabilidade, resistência, e degradação a carregamentos cíclicos.

No que tange a rigidez do solo de fundação a base do gerador eólico deve atender aos modos de rigidez vertical (K_v), horizontal (K_h), balanço (K_r) e torcional (K_t). Para estas avaliações é usual utilizar o módulo cisalhante (G) que é função do módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0) derivado de uma deformação cisalhante (γ) assim como um amortecimento do solo (ξ), Figura 13.

Figura 13: Deformação cisalhante (γ) e razão de amortecimento (ξ)



Fonte: DNV/Risø, 2002.

Os seguintes níveis de tensão de cisalhamento podem ser esperados para as três mais importantes fontes de carregamento dinâmico do solo (DNV/Risø, 2002):

- Terremoto: grandes deformações acima de 10^{-2} a 10^{-1} ;
- Torções: pequenas deformações usualmente menores de 10^{-5} ;
- Ação de vento e ondas marítimas: deformações moderadas acima de 10^{-2} , tipicamente 10^{-3} .

Tendo sido estabelecido o módulo de cisalhamento (G) a partir de G_0 é possível estimar os valores de rigidez do solo de fundação a partir da adoção do valor do coeficiente de Poisson apresentado na Tabela 1.

Tabela 1: Coeficiente de Poisson

Solo	ν
Areias densas	0,25 – 0,30
Areias fofas e argilas rijas	0,35 – 0,45
Argilas saturadas	$\cong 0,50$

Fonte: (DNV/Risø, 2002).

Por fim o módulo de Young (E) do solo pode ser relacionado o módulo de cisalhamento a partir da Equação 1 incorporando o coeficiente de Poisson apropriado.

$$E = 2 \cdot G(1 + \nu) \quad (1)$$

Observa-se que todas as equações são derivadas de G_0 e que a acurácia na determinação desta grandeza é de fundamental importância.

2.4 SOLOS COLAPSÍVEIS

Os solos colapsíveis são solos caracterizados por apresentar baixo teor de umidade, alto teor de vazios e agentes cimentantes em sua composição que garantem a resistência desse solo por um período. Estes solos não saturados, quando inundados apresentam um rearranjo de partículas e grande redução de volume, que em quantidades suficientes ligado a uma tensão de peso próprio ou sobrecarga constante, resultam em um colapso (CINTRA; AOKI, 2013).

São desenvolvidos principalmente em regiões tropicais, por meio da lixiviação dos finos dos horizontes superficiais, lugares com precipitações intensas e de clima relativamente seco, com alúvios, colúvios e que apresentam solos residuais. (VILAR et al, 1981, FERREIRA et al, 1989 *apud* CINTRA, 1998). Ou seja, os solos colapsíveis tem grande leque de materiais que geralmente abrangem depósitos eólicos ou de vento, depósitos de água, solos residuais ou depósitos coluviais.

De acordo com Milititsky (2019), o conhecimento sobre a ocorrência de solos com este comportamento colapsível é de suma importância para o correto dimensionamento da fundação dos aerogeradores e consequentemente a escolha da solução a ser adotada devido as sensíveis variações que ocorrem no terreno do grau de saturação do solo. A presença desses solos colapsíveis ocorrem também nas regiões de ‘Formação Barreiras’, mais especificamente na área costeira da região norte e nordeste, região esse que concentra maior número de usinas eólicas comparado com as outras regiões do Brasil.

Por meio da análise de revisões bibliográficas e dados coletados, Milititsky (2019) elaborou um quadro que apresenta a localização de solos colapsíveis, especialmente na região norte e nordeste. Este quadro está representado na Tabela 2 abaixo.

Tabela 2: Ocorrência de solos Colapsíveis nas regiões do Brasil

Ocorrência de solos Colapsíveis nas regiões do Brasil			
Região do Brasil	Município/Estado	Referência	Origem/Classe pedológica
Norte	Manaus/AM	Dias e Gonzales (1985)	Formação Barreira/Latossolo
	Belém/PA	Santos Filho et al. (2005)	Formação Barreira/Latossolo
	Palmas/TO	Ferreira et al. (2002)	Formação Pimentais/Coluvial
Nordeste	Parnaíba/PI	Riani e Barbosa (1989)	Eólico/areia quartzosa
	Natal/RN	Santos Júnior e Araújo (1999)	Eólico/areia quartzosa
	João Pessoa/PB	Martins et al. (2004)	Formação São Martins
	Sape/PB	Martins et al. (2004)	Formação Barreira
	Areia/PB	Martins et al. (2004)	Formação Barreira
	Recife/PE	Ferreira (1997)	Formação Barreira/Latossolo e aluvial/arenito
	Gravatá/PE	Ferreira (1989)	Complexo Carnaíba/podzólico
	Carnaíba/PE	Ferreira (1989)	Complexo Monteiro/Bruno não cálcico
	Petrolândia/PE	Ferreira (1989)	
	Cabrobó/PE	Ferreira et al. (2007)	
	Sta. M. B. Vista/PE	Ferreira e Teixeira (1989)	Granitoides diversos/ podzólicos
	Petrolina/PE	Aragão e Melo (1982). Ferreira (1989)	Aluvial/areia quartzosa
	Rodelas/BA	Ferreira (1988)	Formação Tacaratu/areia quartzosa
Centro-Oeste	Brasília/DF	Berberian (1982), Paixão e Carvalho (1994), Guimarães et al. (2002), Silva (2006)	Laterítico
	Goiás/GO	Moraes et al. (1994)	Coluvial
	Itumbiara/GO	Ferreira et al. (1989)	Coluvial – basalto/residual - residual
Sudeste	Jaíba/MG	Ferreira et al. (1989)	Aluvial

	Manga/MG	Bevenuto (1982)	Aluvionar/areia quartzosa
	Três Marias/MG	Ferreira et al. (1989)	Coluvial/siltitos
	Uberlândia/MG	Ferreira et al. (1989)	Coluvial – basalto/coluvial - arenito
	Ilha Solteira/SP	Vargas (1973), Ferreira et al. (1989) e Rodrigues e Loilo (2003)	Colúvio – arenito/podzólicos e Latossolos
	Pereira Barreto/SP	Ferreira et al. (1989)	Coluvial – arenito/coluvial - arenito
	Bauru/SP	Vargas (1973), Ferreira et al. (1989) e Agnelli (19923)	Coluvial – arenito/residual do arenito do grupo Bauru/Latossolo vermelho-escuro
	São Carlos/SP	Vilar et al. (1985) e Ferreira et al. (1989)	Coluvial – arenito
	Sumaré e Paulínia/SP	Ferreira et al. (1989)	Coluvial – arenito
	Mogi Guaçu/SP	Ferreira et al. (1989)	Coluvial – granito
	Campinas/SP	Albuquerque (2006)	Coluvial/laterítico
	Itapetininga/SP	Ferreira et al. (1989)	Coluvial
	Canoas/SP	Ferreira et al. (1989)	Coluvial – basalto
	Rio Sapucaí/SP	Ferreira et al. (1989)	Coluvial – basalto/residual - basalto/residual - basalto
	São José dos Campos/SP	Ferreira et al. (1989)	Aluvial
	São Paulo/SP	Vargas (1973) e Ferreira et al. (1989)	Aluvial
Sul	Maringá/PR	Guitierrez et al. (2004)	Basalto Latossolo vermelho férreo
	Londrina/PR	Teixeira et al. (2004), Miguel e Belicanta (2004) e Gonçalves et al. (2006)	Basalto/Latossolo
	Timbé do Sul/SC	Feuerhaumel et al. (2004)	Colúvio basalto
	São Leopoldo/RS	Martins et al. (2002) e Medero et al. (2004)	Arenito Botucatu, eólica, solo residual
	São José dos Ausentes/RS	Feuerhaumel et al. (2004)	Coluvial – arenito
	Gravataí/RS	Dias (1989)	Formação serra geral/ Latossolo e podzólico Latossolos

Fonte: adaptado de Milititsky (2019).

Segundo Ferreira e Lacerda (1993) a caracterização de um solo colapsível é identificada por meio de ensaios geotécnicos e geofísicos realizados em campo e em laboratório. Dentre os ensaios realizados, pode-se citar os edométricos, cisalhamento direto, os triaxiais, provas de carga e o expansocolapsômetro. Também são verificadas indicações da presença desse fenômeno pelo ensaio de SPT com valores inferiores a 4 golpes, ausência de fração de silte na caracterização do solo, ou seja, que tenha uma granulometria aberta, baixo grau de saturação ($\leq 60\%$) e grande porosidade ($\geq 40\%$) (FERREIRA et al, 1989, *apud* Alves, 2019).

A variação do volume que ocorre durante o colapso do solo é realizada através de ensaios edométricos que quantificam esta variação. Estes ensaios podem ser de adensamento ou compressão confinada. Na mesma linha, a realização de ensaios de provas de carga é recomendada para avaliar a carga que resultará em colapso do solo, inundando o terreno antes ou durante o ensaio (MILITITSKY, 2019).

2.5 FORMAÇÃO BARREIRAS

A Formação Barreiras se refere aos depósitos sedimentares situados ao longo da costa nordestina, este termo “Barreiras” foi mencionado pela primeira vez por Branner em 1902 que deu início aos estudos científicos sobre o tema (Saadi e Torquato, 1992; Alheiros et al., 1988). Bezerra, Mello e Suguio (2006) por meio de uma publicação dos avanços e antigas questões sobre a Formação Barreiras, relatam que esta unidade obteve considerável deformação tectônica. Além disso, citam que recobrem depósitos sedimentares mesozóicos de diversas bacias costeiras.

Conforme Junior, Coutinho e Severo (2015) o litoral nordestino vem sendo foco de grande investimento e crescimento no setor de indústrias, refinarias, parques eólicos e empreendimentos turísticos. Desta forma, a implantação de infraestrutura em constante crescimento requerem conhecimento das propriedades geotécnicas dos locais que serão implementados, tendo em vista que são de suma importância para o correto dimensionamento das fundações e análise de estabilidade do solo.

Uma das características do solo nordestino é a presença de regiões geradas pela Formação Barreiras. Esta unidade geológica é característica da região do Rio Grande do Norte que apresenta

características de feições morfológicas típicas de dunas, falésias, tabuleiros e planícies flúvio-marinhas.

Segundo Alheiros et al. (1988), esta deposição de sedimentos ocorreu por meio de sistemas fluviais entrelaçados que são desenvolvidos sem um canal principal, estes estão em locais com grandes relevos que fazem com que os cursos das águas se dividem e se entrelacem. Estes sistemas desenvolvem-se sobre leques aluviais, que são depósitos de materiais detrítico formado nos pés das montanhas e que tem formato de leque. Estes percursos fluviais entrelaçados apresentam depósitos de variados sedimentos, com granulometrias variadas de cascalhos e areias grossas a finas, com coloração amarelada, já na área de formação de leques são formados por seixos, grãos de quartzo e blocos de argila, com predominância de cor avermelhada (Figura 14).

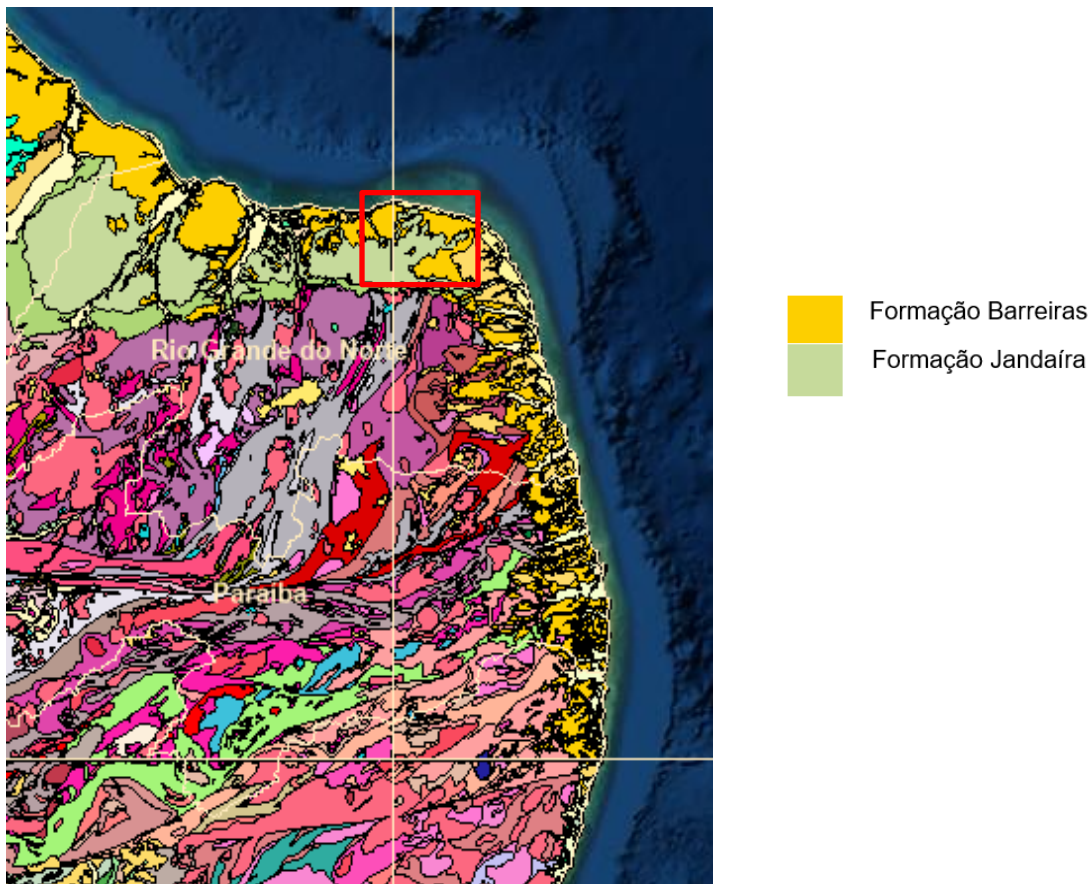
Figura 14: Sedimentos não consolidados e variegados do Grupo Barreiras



Fonte: Nunes, Silva e Boas, 2011.

Logo abaixo na figura 15 é apresentado o mapa geológico simplificado da Bacia Potiguar (RN), onde na região de coloração amarela é identificada as áreas onde ocorrem a formação barreiras. A Bacia Potiguar está localizada nos estados do Rio Grande do Norte e Ceará.

Figura 15: Bacia Potiguar (RN)



Fonte: Serviço Geológico do Brasil - CPRM

2.6 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS EM SOLOS COLAPSÍVEIS

As investigações geotécnicas são imprescindíveis para determinação de parâmetros geotécnicos que serão utilizados no dimensionamento geotécnico da fundação. Neste estudo serão avaliados os seguintes tipos de investigação, SPT, CPT, MASW e Edométrico (adensamento) que serão abordadas nos itens a seguir.

2.6.1 SPT

De acordo com a NBR 6484 (2020) a sondagem à percussão é o método de investigação no qual o avanço da sondagem é feito por meio de trado ou lavagem, sendo utilizado um amostrador padronizado para medidas dos índices de resistência a penetração dos solos (SPT). O método SPT

tem como objetivo determinar o tipo do terreno em estudo, as camadas constituintes, a resistência destas camadas e o nível d'água do lençol freático.

Os equipamentos mínimos considerados para realização do ensaio são: torre, guincho mecânico, trado concha ou helicoidal, trépano ou peça de lavagem, barriletes-amostradores e peças de cravação destes; martelo padronizado, com 65 kg e guia. A Figura 16 apresenta o ensaio SPT em execução no campo para identificação da característica do solo.

Figura 16: Execução do ensaio SPT



Fonte: Autor.

Os ensaios de penetração padronizados SPT deverão ser executados a cada metro, a partir de 1 m de profundidade da sondagem serão coletadas amostras de solo para realizar a caracterização do mesmo (Figura 17), além de ser verificado o nível d'água do local, conforme citado anteriormente. A cravação do barrilete amostrador será interrompida quando se obtiver penetração

inferior a 5 cm após 10 golpes consecutivos, não se computando os cinco primeiros golpes do teste, ou quando o número de golpes ultrapassar 50 em um mesmo ensaio.

Figura 17: Amostras coletadas a cada metro do ensaio SPT



Fonte: Autor.

O N_{spt} é o índice de resistência a penetração, resultado obtido através da execução de ensaio. O N_{spt} é definido como o número de golpes necessário para penetrar 45 cm, em intervalos de 15 cm, onde o N_{spt} é o somatório dos últimos dois intervalos. Os valores obtidos nos ensaios, “ N_{spt} ”, são amplamente usados dentro da engenharia geotécnica, tanto para dimensionamento de fundações profundas, como as de superficiais, além de ser usado para obtenção de vários parâmetros geotécnicos.

O SPT é um ensaio que reconhecidamente traz muitas variâncias na sua execução, muito pela própria execução, que pode trazer valores, distintos, apenas alterando, a região, ou, empresa. Essas variações de valores, grandezas, levaram a estudos experimentais que chegaram à conclusão que para comparar N_{spt} é mandatório estabelecer considerações ao nível de energia que é atribuída a cada golpe do martelo. Com isso, verificou-se a necessidade de padronizar os resultados obtidos no ensaio, evitando a utilização de valores inapropriados. Atualmente, a comunidade técnica

internacional propõe a normalização do número de golpes de acordo com o padrão estadunidense, através da adoção do N_{60} , que recebe essa nomenclatura devido ao fato da energia de cravação transferida pelo impacto do martelo ser de 60% do valor teórico (Schnaid e Odebrecht, 2012). A padronização é realizada através de uma formulação simples de regressão linear, como mostra a Equação 2:

$$N_{60} = N_{SPT} \frac{E_r}{0,60} \quad (2)$$

Sendo:

N_{60} = número de golpes corrigidos para 60% de eficiência;

N_{SPT} = número de golpes SPT;

E_r = eficiência de referência do SPT utilizado.

De acordo com Cavalcante (2002) e Odebrecht (2003) a eficiência do SPT manual brasileiro é de 80%. Assim o valor de N_{SPT} do sistema manual brasileiro pode ser corrigido para o valor de N_{60} multiplicando o valor do N_{SPT} pela razão das eficiências ($N_{60} = N_{SPT \text{ Brasileiro}} (0,8/0,6)$).

Para eliminar o efeito da tensão confinante decorrentes das tensões geostáticas no valor do SPT ele é corrigido para o nível de tensão de 100 kPa que corresponde a uma atmosfera. A correção é efetuada multiplicando o valor N_{SPT} pelo coeficiente que representa a correção decorrente da tensão efetiva de sobrecarga na cota de ensaio (C_N). Existem várias propostas empíricas na literatura que propõem equações de C_N . Para efetuar a correção do N_{SPT} para o nível de tensão p_a (100 kPa) utilizou-se a Equação 3 proposta por Skemton (1986, apud Schnaid e Odebrecht, 2012).

$$C_N = \frac{300}{200 + \sigma'_{v0}} \quad (3)$$

Onde: σ'_{v0} = tensão efetiva na profundidade de ensaio.

Com já mencionado anteriormente, através do N_{SPT} podem ser estimados empiricamente vários parâmetros geotécnicos, entre eles o módulo de cisalhamento do solo (G), que é realizado pela correlação com o módulo de Elasticidade do solo (Equação 4), determinado por Teixeira & Godoy (1996), em função dos resultados do N_{spt} .

$$Es = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} \quad (4)$$

Para obter os valores de α e K são verificadas na Figura 18 onde indicam o valor destes coeficientes para cada tipo de solo.

Figura 18: Coeficientes α e K

Solo	K (MPa)		
Areia com pedregulhos	1.10	Solo	α
Areia	0.90		
Areia siltosa	0.70		
Areia argilosa	0.55		
Silte arenoso	0.45		
Silte	0.35		
Argila arenosa	0.30		
Silte argiloso	0.25		
Argila siltosa	0.20		
		Areia	3
		Silte	5
		Argila	7

Fonte: ABMS/ABEF (2019).

Após obter o valor de Es pode-se calcular o valor de G conforme apresentado na Equação 5 abaixo:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (5)$$

Onde:

E = Módulo de Young;

ν = Coeficiente de Poisson.

Os resultados de ensaios de SPT em solos arenosos podem ser expressos em forma de resistência dinâmica a penetração do amostrador (q_d) utilizando a proposta de Schnaid et al. 2017. Nesta proposta de interpretação dos resultados de SPT os autores utilizam os conceitos de transferência de energia para a cravação do amostrador proposto por Odebrecht, 2003.

Para esta correção a cada profundidade de ensaio estima-se a variação da energia potencial gravitacional do sistema martelo e haste do SPT representado pela Equação 6.

$$\Delta EPG_{m+h}^{sistema} = \eta_3[\eta_1(0,75 + \Delta\rho)M_m g + \eta_2\Delta\rho M_h g] \quad (6)$$

Onde: $\eta_1 = 0,76$

$$\eta_2 = 1,0$$

$$\eta_3 = (1 - 0,0046 \cdot \ell)$$

ℓ = comprimento da haste de sondagem.

M_m = Massa do martelo (65kg);

M_h = Massa da haste (3,23 kg/m);

$\Delta\rho$ = Penetração média do amostrador por golpe (m).

Como $\Delta EPG_{m+h}^{sistema}$ (variação de energia potencial gravitacional do sistema) corresponde ao trabalho consumido para cravar o amostrador e sabendo-se que trabalho (τ) é igual a força dinâmica (F_d) multiplicado pelo deslocamento (d). Na proposta de Schnaid *et al.* (2017) o deslocamento médio corresponde ao valor da penetração permanente média ($\Delta\rho$) do amostrador no solo decorrente de um golpe do martelo do SPT. Assim é possível determinar o valor da força dinâmica necessária para a cravação do amostrador no solo (F_d) que ao ser dividido pela área da ponta do amostrador permite determinar a tensão de ruptura dinâmica de solo (q_d). A relação de q_d obtida no ensaio SPT em solos arenosos é igual a tensão de ruptura q_c obtida no ensaio de CPT (Schnaid, *et al.* 2017) e, portanto, factível de comparações.

2.6.2 ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE - CPT

O Ensaio de penetração de cone (Cone Penetration Test), é normatizado através da ASTM D 5778-2020, pela *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – ISMFE, International Reference Test Procedure – IRTF/ISSMFE* (1977, 1988). No Brasil o ensaio é normalizado pela NBR 12069 que está em fase de revisão. O ensaio consiste na cravação no solo de uma ponteira cônica a uma velocidade constante de 2 cm/s. As informações obtidas através da execução deste ensaio é a resistência de ponta (q_c) o atrito lateral (f_s).

Schnaid e Odebrecht (2012) explicam que o procedimento de ensaio de penetração de cone é normatizado, mas diferem em três categorias de acordo com os equipamentos utilizados. O cone mecânico é caracterizado através da medida na superfície por meio da transferência mecânica das hastes que resultam dos esforços necessários para cravar a ponta cônica e o atrito lateral (q_c e f_s), para o cone elétrico é realizada a medida na própria ponteira através de células de carga elétricas e por último o piezocone que apresenta no processo de cravação os resultados das pressões neutras u , além da medida de q_c e f_s . Neste sentido, são utilizadas diferentes configurações de ponteiros que variam de acordo com a dimensão (área de ponta), tipos de células de carga, posicionamento do elemento poroso e com o sistema de transmissão de dados à superfície que permitem o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas.

Estes ensaios são executados através de um equipamento de cravação (Figura 19) o qual consiste em uma estrutura de reação com sistema de aplicação de cargas, onde em sistemas hidráulicos aciona-se um pistão através de uma bomba hidráulica acoplada a um motor. A cravação é realizada com controle de velocidade e a penetração é feita por meio de hastes com comprimentos de um metro.

Figura 19: Equipamento de cravação



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Ainda de acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) a sonda do CPT pode receber sensores sísmicos que permite a determinação da velocidade de propagação da onda sísmica (V_s). Para tanto duas configurações distintas podem ser utilizadas, com um ou dois sensores sísmicos. A velocidade da onda cisalhante é determinada a partir do intervalo de tempo entre a chegada da onda em uma determinada profundidade em relação a uma profundidade imediatamente superior. Esta distância é geralmente adotada como sendo de 1m, mas podem ser adotadas outras distintas. Assim V_s é determinada conforme Equação 7 abaixo:

$$V_s = \frac{\Delta l}{\Delta t} \quad (7)$$

Onde: Δl = distância entre sensores ou entre pontos de determinação do tempo de chegada da onda;

Δt = intervalo de tempo entre a chegada da onda na posição de ensaio e imediatamente superior.

A partir de V_s é possível estimar o valor do módulo cisalhante medido a pequenas deformações (G_0) através da Equação 8:

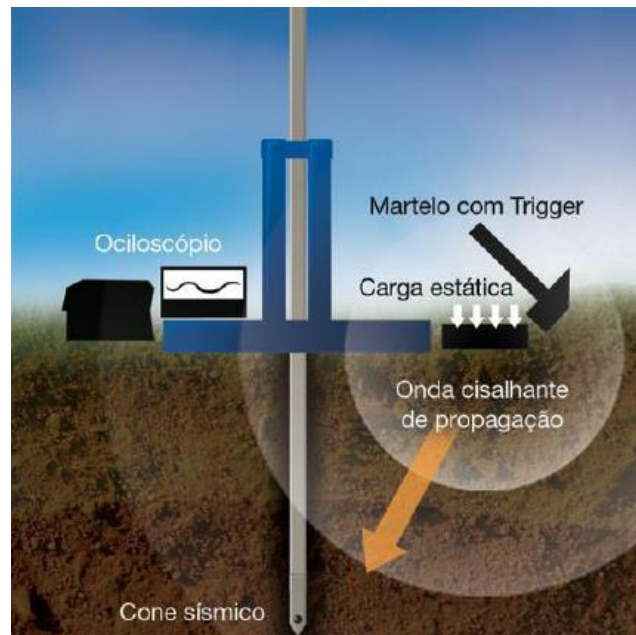
$$G_0 = \rho \cdot (V_s)^2 \quad (8)$$

Onde G_0 = módulo de cisalhamento a pequenas deformações;

ρ = massa específica do solo;

Ainda de acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) o ensaio de cone sísmico (SCPT) gera uma onda cisalhante na superfície do solo que é registrada por meio de um sensor sísmico posicionado a uma determinada profundidade e conforme já citado anteriormente, a parada da cravação de metro em metro coincide com o ensaio pela necessidade do acoplamento de um novo segmento de haste para continuar a execução do mesmo. A Figura 20 abaixo representa a execução do ensaio de cone sísmico.

Figura 20: Representação da execução do ensaio de cone sísmico



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

2.6.2.1 Caracterização do comportamento dos solos

O ensaio não permite a coleta de amostras e desta forma a identificação do comportamento dos solos é efetuada com as medidas fornecidas pelo ensaio. Atualmente as propostas mais utilizadas consideram a combinação de parâmetros normalizados como a proposta de Robertson (1990), Jefferies e Davis (1993) entre outras. Estas propostas buscam caracterizar o comportamento do solo perante a inserção do cone e, portanto, recebem o nome de SBT (*Soil Type Behaviour*).

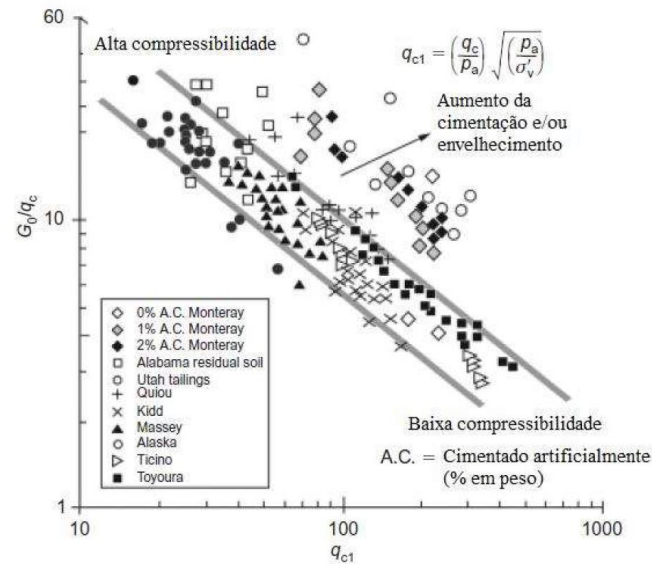
Eslaamizaad e Robertson (1997) utilizaram o espaço G_0/q_c versus q_{c1} para caracterizar propriedades de comportamento, cimentação e compressibilidade de solos granulares, sendo q_{c1} definido de acordo com a Equação 9. Como a cravação do cone em solos granulares ocorre em condições drenadas, a proposta utiliza valores da resistência de ponta (q_c), sem a aplicação de correções para os efeitos de poropressões.

$$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}} \quad (9)$$

Onde p_a é a pressão atmosférica e σ'_{v0} a tensão vertical efetiva atuante na profundidade das leituras do ensaio.

A Figura 21 apresenta a avaliação do comportamento de solos com base na resistência do cone e módulo de cisalhamento medido a pequenas deformações (adaptado de Eslaamizaad e Robertson, 1997).

Figura 21: Avaliação do comportamento de solos com base na resistência do cone e módulo de cisalhamento



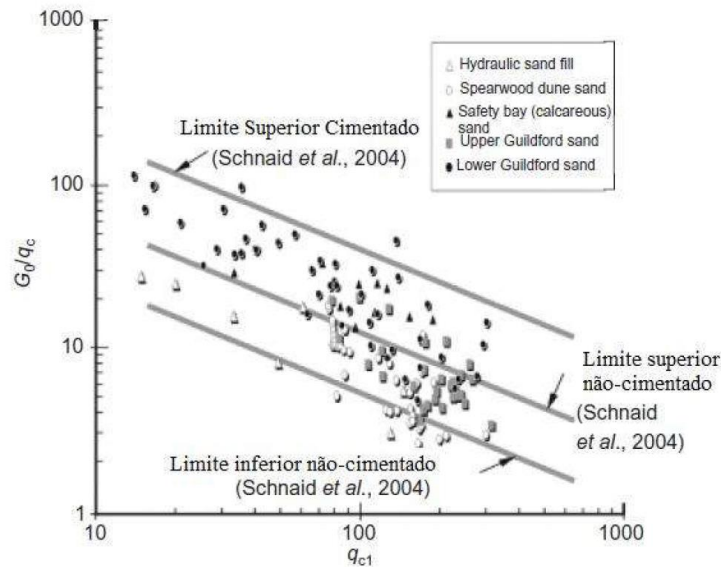
Fonte: adaptado de Eslaamizaad e Robertson, 1997.

Uma proposta mais recente que utiliza o mesmo espaço de G_0/q_{c1} versus q_{c1} para a introdução de fronteiras para areias cimentadas e não cimentadas, obtidas através de resultados de ensaios realizados em câmara de calibração foi proposto por Schnaid *et al* (2004). Estas fronteiras estão apresentadas na Figura 22 e são regidas pela Equação 10.

$$G_0 = \alpha \sqrt[3]{q_t \cdot \sigma'_{v0} \cdot p_a} \quad (10)$$

Onde α é um parâmetro que varia de 110 a 280 para areias jovens não cimentadas e de 280 a 800 para areias cimentadas.

Figura 22: Fronteiras para areias cimentadas e não cimentadas



Fonte: Schnaid *et al*, 2004.

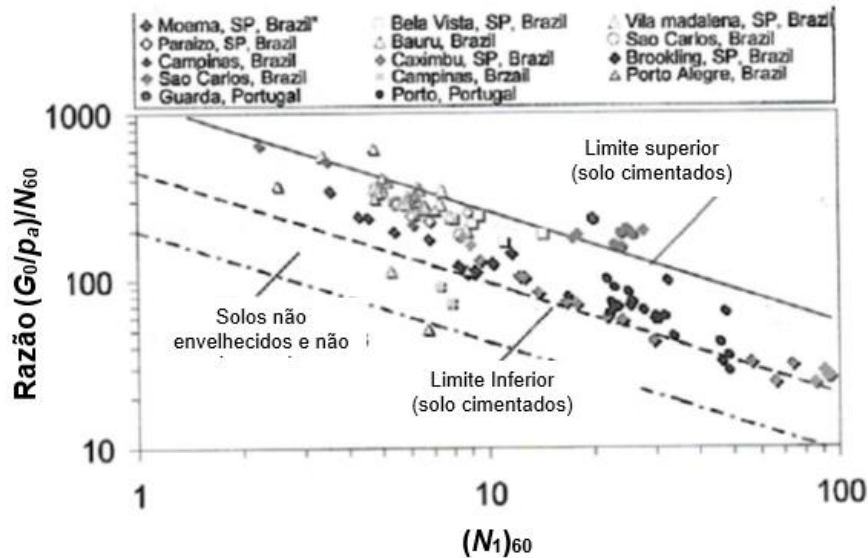
Esta mesma proposta desenvolvida para o ensaio do cone foi estendida para o ensaio do SPT (Figura 23). Nesta abordagem Schnaid *et al* (2004) plotam os resultados do ensaio no espaço $(G_0/p_a)/N_{60}$ versus $(N_1)_{60}$, conforme Equações 11 e 12.

$$\frac{G_0/p_a}{N_{60}} = \alpha \cdot N_{60} \cdot \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}} \quad \text{ou} \quad \frac{G_0/p_a}{N_{60}} = \alpha (N_1)_{60} \quad (11)$$

Onde: α é um fator adimensional que depende do nível de cimentação do solo, envelhecimento assim como compressibilidade e valor de sucção. A Equação 12 define as fronteiras do gráfico com α assumindo valores que varia de 200 a 450 para areias jovens não cimentadas e de 280 a 800 para areias cimentadas.

$$G_0 = \alpha^3 \sqrt{N_{60} \cdot \sigma'_{v0} \cdot p_a^2} \quad (12)$$

Figura 23: Limites de cimentação de solos arenosos baseados na resistência à penetração do amostrador padrão do SPT e módulo cisalhante do solo obtido a pequenas deformações



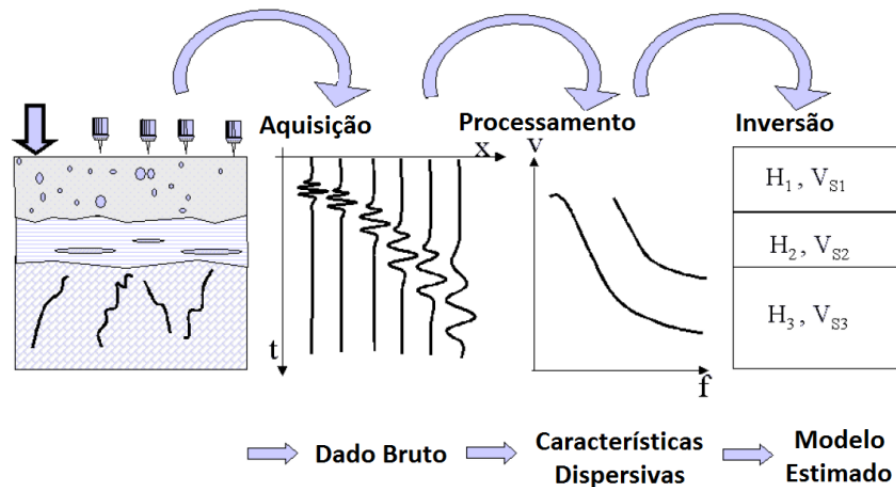
Fonte: Schnaid *et al*, 2004.

2.6.3 MASW

O Ensaio geofísico MASW (multichannel analysis of surface waves), foi desenvolvido por (PARK et al., 1999), que utiliza as propriedades dispersivas das ondas superficiais para estudar as propriedades elásticas dos terrenos. Diferente do ensaio de SCPTU, o método MASW consiste no registro de ondas de superfície e na construção de uma imagem de dispersão destas ondas em função da frequência. A análise desta dispersão permite a determinação do perfil de velocidade. Embora a onda superficial seja considerada ruído para as pesquisas sísmicas que utilizam as ondas “de corpo” (reflexão e refração), a utilização das propriedades dispersivas das ondas superficiais permitem reconstruir um perfil vertical de velocidade das ondas S (“Vs”) a partir da análise das ondas planas (ondas de “Rayleigh”, uma das ondas superficiais). De acordo com Gandolfo 2020, isto é feito através de uma relação existente entre a onda S, que é cisalhante, com a onda plana. Com isto, é possível calcular os parâmetros fundamentais comumente utilizados para avaliar a “rigidez” (uma propriedade crítica para muitos estudos geotécnicos) e outros parâmetros do solo (Módulo Elástico de Young, Módulo de Corte, Coeficiente de Poisson, “Vp” e “Vs”). Apresenta-

se na Figura 24, as etapas de execução do método MASW, onde temos desde a aquisição de dados até a determinação das camadas de solo e suas respectivas velocidade de onda.

Figura 24: Etapas de execução do método MASW

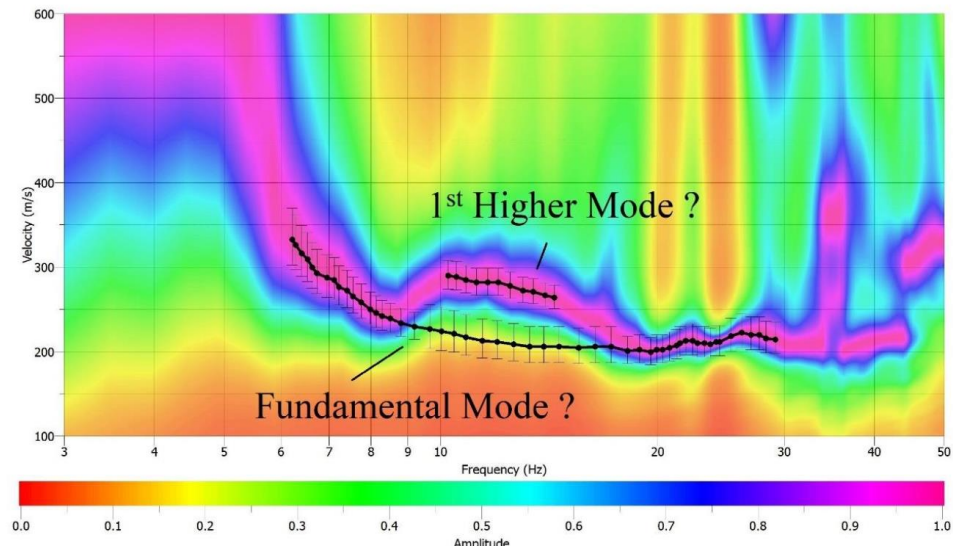


Fonte: Strobbia, 2003.

A primeira etapa, consta da aquisição dos dados, a segunda do processamento em que os dados são plotados no espaço frequência (no eixo das abscissas) *versus* velocidade (no eixo das ordenadas). Nesta etapa os dados são transformados do domínio do tempo para o domínio da frequência através da transformada de Fourier. No espaço de velocidade e frequência regiões com máximos de energia são observadas e a depender da heterogeneidade do meio mais de uma curva pode ser observada. Na Figura 24, no espaço “V” *versus* “f” duas curvas são apresentadas, mas em um perfil heterogêneo um maior número de curvas poderá ser encontrado. As curvas são denominadas da esquerda para direita de primeiro modo, também conhecida como modo fundamental (*Fundamental mode*, e Figura 24), segundo modo 1st *Mode*, (Figura 25) e assim sucessivamente. Esta etapa é a mais importante e talvez o passo mais delicado do método MASW, pois depende diretamente da interpretação e expertise do operador. Se nesta etapa as curvas não forem interpretadas corretamente o resultado estará comprometido. A forma de visualização deve ser bem definida sendo que a escala linear das frequências permite uma melhor definição dos 5 primeiros metros de profundidade e a escala logarítmica define melhor as profundidades de 5 a 60 metros (Foti *et al.*, 2017). A terceira etapa consta da inversão da transforma em que são obtidos

dos perfis de velocidade, ou seja, um gráfico de profundidade com a velocidade de propagação da onda.

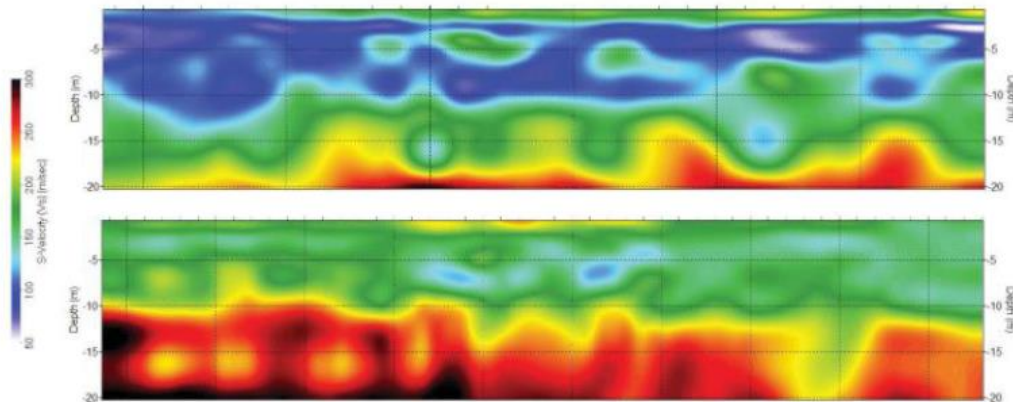
Figura 25: Segunda etapa – Espaço frequência versus velocidade com possível interpretação da curva de dispersão como máximos de energia.



Fonte (Eikmeier, 2018).

As linhas sísmicas que representam o modelo tomográfico estão devidamente ilustradas na Figura 26, onde expõe-se as camadas e suas respectivas velocidades de onda cisalhante (V_s).

Figura 26: Linhas sísmicas (modelo tomográfico)



Fonte: Rodrigues (2018)

Na Figura 27 tem-se a classificação dos solos com base na velocidade de onda encontrada.

Figura 27: Classificação dos solos com V_S

Classificação do solo de acordo com a V_S		
Classe de Solo	Descrição	Características (m/s)
A	Formações rochosas	$V_S > 800$
B	Areia muito compacta / argila dura	$200 < V_S \leq 300$
C	Areia pouco compacta / argila média	$120 < V_S \leq 200$
D	Solo sem coesão / argila mole	$80 < V_S \leq 120$
E	Solo turfoso	$V_S \leq 80$

Fonte: Rodrigues (2018)

2.6.4 Ensaios Edométricos

O edômetro utilizado no ensaio de adensamento (NBR 16853/2020) é empregado para determinar o grau de compressibilidade do solo. Para tanto dois procedimentos distintos podem ser seguidos, a saber: ensaio de compressão confinada simples e ensaio de compressão confinada duplo.

O ensaio de compressão confinada simples é executado carregando-se um único corpo de prova, na sua umidade natural, em estágios crescentes de cargas. Estes estágios podem seguir os estágios de carga preconizados no ensaio de adensamento convencional (NBR 16853/2020). Em cada estágio de carga são efetuados os registros de deformação até a sua estabilização, quando é então aplicado o próximo estágio de carga. Estes estágios de carga são aplicados até a carga na qual se deseja determinar o potencial de colapso onde o corpo de prova (CP) é então inundado. Não há um consenso do valor da carga exato em que se deve inundar a amostra e se determinar o potencial de colapso. Segundo Luttenegger e Saber (1988) a tensão de inundação deve estar entre a faixa de 50 a 600 kPa já que o valor do potencial de colapso é função da carga em que efetua a inundação do corpo de prova. Abelev (1948; apud Luttenegger e Saber, 1988) preconiza que o CP deve ser inundado a 300 kPa. Outros autores preconizam que esta carga de inundação do CP deve ser igual a tensão admissível da fundação direta empregada. Já a norma da ASTM 5333-03 preconiza que a carga de inundação e determinação do potencial de colapso é de 200 kPa. Após a

inundação do CP e a estabilização das deformações o ensaio segue o seu procedimento como a aplicação de carga adicionais e o concomitante registro das deformações.

No ensaio de compressão confinada duplo dois CP são carregados em estágios de carga seguindo as recomendações normativas de carga e de estabilização. Um CP é carregado na condição de umidade natural e o outro inundado desde o primeiro estágio de carga.

O valor do potencial de colapso é determinado pela Equação 13 (ASTM 5333-03).

$$I_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} \cdot 100 \quad (13)$$

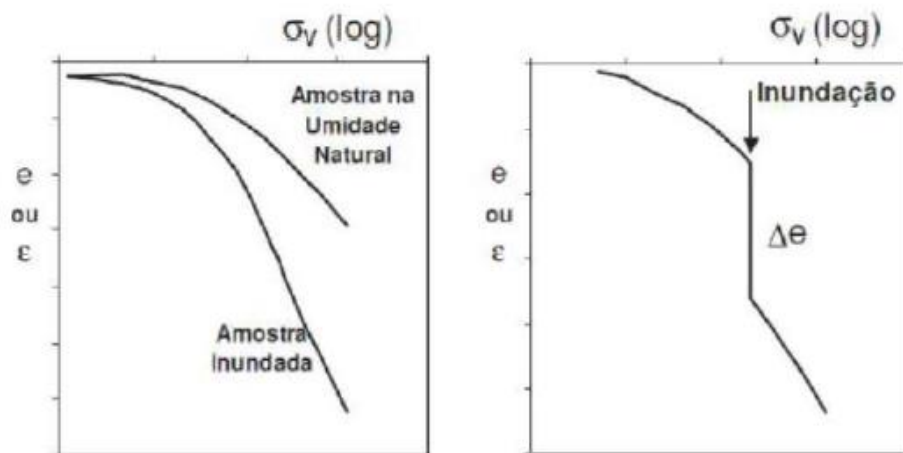
Onde: I_c = potencial de colapso (%);

Δe = variação do índice de vazios resultante do umedecimento / inundação do CP;

e_0 = índice de vazios inicial do CP.

A Figura 28 apresenta o ensaio de potencial de colapso duplo e simples.

Figura 28: Ensaios de potencial de colapso, duplo e simples, respectivamente



Fonte: Jennings e Knight, 1975.

Vargas (1973) o solo é considerado colapsível quando $I_c > 2\%$. Já Jennings e Knight (1975) e Lutenegeger e Saber (1988) o solo quanto ao potencial de colapso conforme a Tabela 3 e Tabela 4 respectivamente.

Tabela 3: Classificação da colapsibilidade

I_c (%)	Gravidade do Problema
0 – 1	Nenhum
1 – 5	Moderado
5 – 10	Problemática
10 – 20	Grave
>20	Muito Grave

Fonte: adaptada de Jennings e Knight (1975).

Tabela 4: Grau da colapsibilidade

I_c (%)	Grau de susceptibilidade ao colapso para 300 kPa de inundação do CP
2	Leve
6	Moderado
10	Elevado

Fonte: adaptada de Lutenegeger e Saber (1988).

2.7 CURVA CARACTERISTICA

2.7.1 Solos não saturados

Os solos não saturados são aqueles onde os poros estão preenchidos por água. O comportamento dos solos não saturados não pode ser previsto corretamente pela Mecânica dos Solos Clássica, pois ela considera apenas o princípio das tensões efetivas de Terzaghi que se aplica para os solos saturados. A maioria dos solos brasileiros encontra-se em regiões áridas, semiáridas e tropicais (VERÍSSIMO, 2016). Essas regiões são caracterizadas por apresentarem um balanço hídrico no qual a evaporação excede a precipitação anual. Conforme a classificação do IBGE (1978) de climas do Brasil, 10% do território nacional apresenta mais de seis meses de estiagem, o

que favorece a uma grande evaporação. Essa condição é fortemente atuante na região do nordeste do Brasil objeto de estudo desta dissertação.

2.7.2 Sucção

O fenômeno da sucção pode ser compreendido como a capacidade do solo de reter a água, ou seja, a sua força de retenção contra as forças que tentem retirar essa água. Isso pode ser verificado em um perfil do solo, quando da existência da franja capilar, pois o nível do lençol freático deveria ser o limite para a presença de água nos poros do solo, como consequência da ação da gravidade. A sucção total é o resultado da soma das componentes matricial, osmótica, gravitacional e pneumática, porém esses dois últimos se tornam desprezíveis caso os poros do solo estejam ligados à atmosfera (MORENO, 2011). A sucção é influenciada principalmente pela mineralogia, superfície específica, distribuição e tamanho dos poros, umidade e concentração de algum soluto no solo ou contaminação na água.

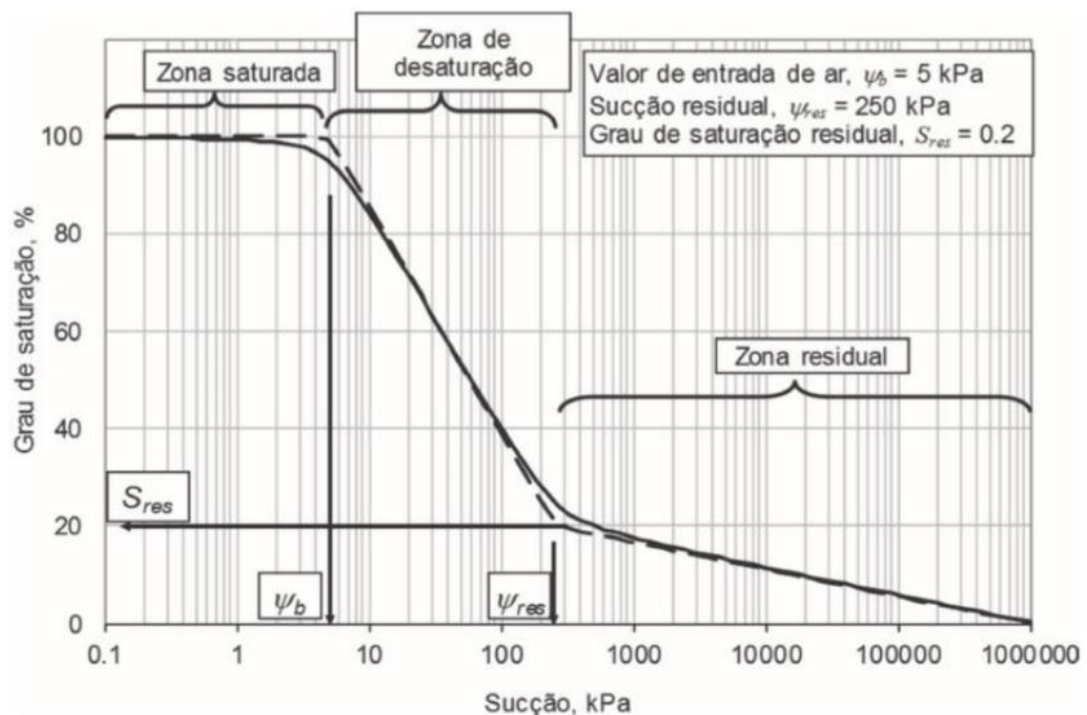
2.7.3 Retenção de água no solo

O comportamento do solo (resistência, compressibilidade e condutividade) em seu estado saturado pode ser inferido pelas tensões efetivas, histórico de tensões e índice de vazios. A relação entre a água presente nos poros e a energia necessária para remover essa água é dada pela sucção. Dada a complexidade para se aferir a sucção, foi desenvolvida a curva de retenção, ou curva característica, que correlaciona a quantidade de água nos poros com a sucção desse solo. A curva característica é usualmente apresentada nas seguintes configurações: grau de saturação (S) em função do logaritmo da sucção matricial (doravante referido apenas como sucção), ou umidade volumétrica (θ) ou gravimétrica (w) em função do logaritmo da sucção. Estas três grandezas são relacionadas matematicamente como segue: $\theta = w\rho$; $S = Gw/e$ onde: ρ = densidade do solo (g/cm^3); G = ao peso específico real dos grãos e e = ao índice de vazios do solo.

A curva de retenção apresenta, para a maioria dos solos, três trechos: zona saturada, intervalo de sucção para o qual o solo se mantém saturado de água; zona de desaturação, trecho caracterizado por conter as fases líquidas e gasosas nos seus poros, sendo que a água pode ser drenada com relativa facilidade pelo aumento da sucção; e zona residual, intervalo em que para uma pequena retirada de água é necessária uma considerável quantidade de energia. O limite entre

essas zonas define três parâmetros: ponto de entrada de ar (ψ_b), sucção residual (ψ_{res}) e saturação residual, definidos na Figura 29, tem-se também os formatos mais comuns de curvas características. Observa-se que esta curva não é única par um mesmo solo e pode apresentar posição distinta quando o solo é umedecido (curva característica de umedecimento) ou quando o solo é ressecado (curva característica de ressecamento). Também pode apresentar geometrias distintas para distintos com a formação de um patamar intermediário.

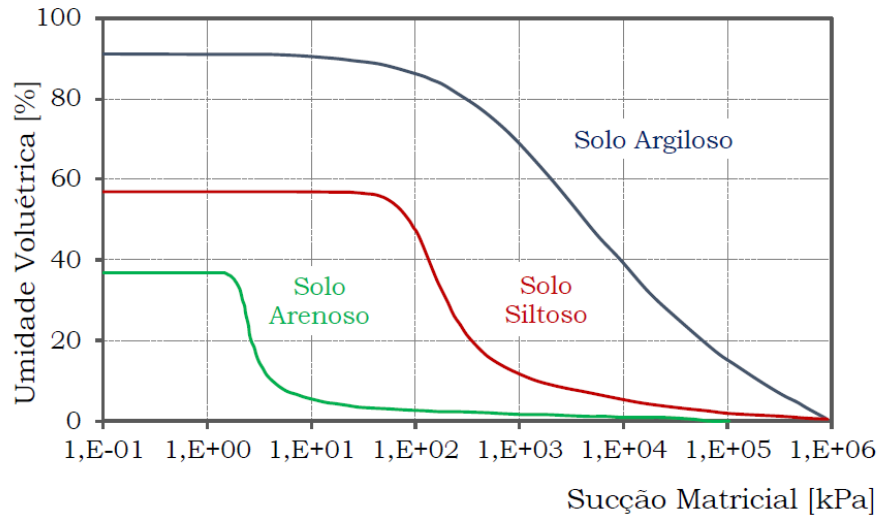
Figura 29: Forma usual da curva de retenção e definição dos parâmetros.



Fonte: Gitirana Jr.; Marinho e Soto (2015)

A Figura 30 apresenta curvas características de retenção de diferentes tipos de solos (areia, siltes e argilas). As areias apresentam pequena capacidade de retenção de água, devido aos grandes poros interconectados presente em sua estrutura. Desta forma a entrada de ar ocorre para pequenos valores de sucção. Os solos argilosos apresentam em geral, em relação aos solos arenosos, uma maior capacidade de retenção de água implicando em valores maiores de entrada de ar e de sucção residual.

Figura 30 – Curva de retenção para diferentes tipos de solo.



Fonte: Adaptado de Vanapalli (1994) apud Bernardi (2018).

As curvas apresentadas na figura 30 são definidas por equações modelos definidas a partir dos resultados e parâmetros de ensaios. As equações modelos mais comuns na literatura são o Modelo de Van Genuchten (1980); Modelo de Fredlund e Xing (1994) entre outras. A equação Fredlund e Xing (1994) é apresentada abaixo.

$$w = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_{res}}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_{res}}\right)} \right] \frac{w_s}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right) \right]^m} \quad (14)$$

Onde: ψ = sucção matricial;

ψ_{res} = sucção matricial residual;

e = índice de vazios;

a = parâmetro referente a um valor de aproximação de entrada de ar no solo;

n = corresponde à inclinação no ponto de inflexão da curva característica;

m = parâmetro relacionado ao com o grau de saturação residual;

w_s = teor de umidade gravimétrico para o solo saturado.

Por fim o impacto da sucção sobre a tensão efetiva pode ser definida pela equação de Bishop (1959) descrita abaixo.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (15)$$

Onde: σ' = tensão efetiva

σ = tensão normal;

χ = parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo;

u_w = poro pressão de água;

u_a = poro pressão de ar.

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

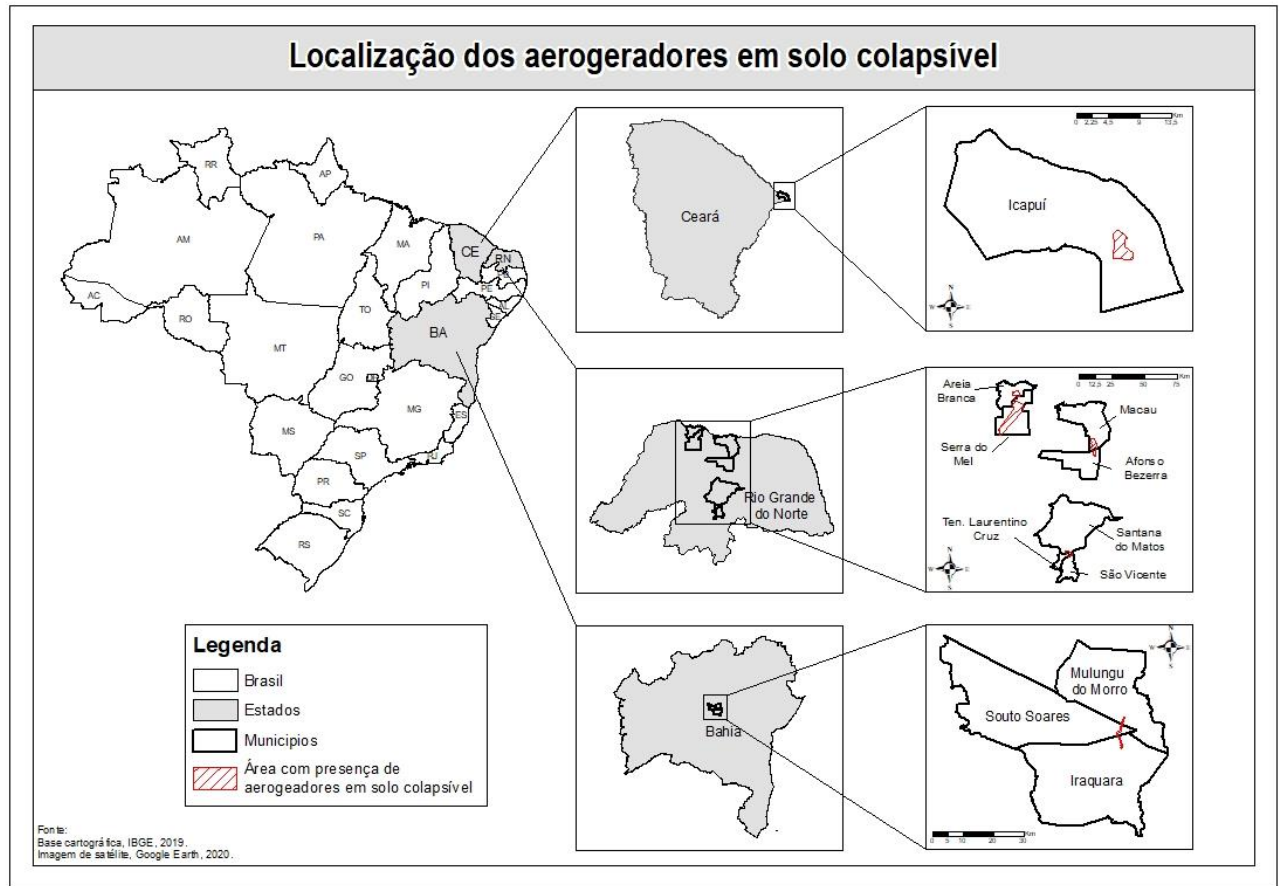
Este trabalho tem por objetivo identificar e classificar solos potencialmente colapsíveis em fundações de aerogeradores. Escolheu-se a região nordeste do Brasil, em especial as regiões de Afonso Bezerra/RN, Icapuí/CE, Maral/RN, Tenente Laurentino/RN, Iraquara/BA e Serra do Mel/RN por ter diversos estudos geotécnicos já realizados por empresas construtoras de usinas eólicas. Nestes locais tem-se disponíveis os resultados dos ensaios de campo tais: ensaios de simples reconhecimento (SPT), ensaios penetrométricos (SCPT), ensaios geofísicos (MASW), ensaio laboratoriais de adensamento (Edométrico) e curva característica. As informações são referentes a aproximadamente 143 perfis do solo de fundação de aerogeradores, sendo 93 no Rio Grande do Norte, 17 no Ceará e 33 na Bahia. Adicionalmente com objetivo de buscar um melhor entendimento das possíveis causas do colapso, o autor fez uma visita técnica na usina Tenente Laurentino/RN onde coletou amostras indeformadas para ensaios de adensamento e determinação da curva característica. Estas amostras foram ensaiadas no laboratório da UFRN (determinação do potencial de colapso) e UFSC (determinação da curva característica);

O desenvolvimento do presente estudo foi dividido em 5 etapas:

1. Formar um bando de dados com resultados de investigações geotécnicas com dados de sondagens SPT, SCPT, MASW e potencial de colapso.
2. Analisar e comparar resultados de ensaios sísmicos, em especial o valor da velocidade cisalhante (V_s), obtida através de ensaios *downhole* como o uso do SCPT ou com os obtidos a partir do ensaio MASW.
3. Validar a relação de q_d obtida a partir da proposta de Schnaid *et al.* 2017 para os solos da formação Barreiras.
4. Verificar a caracterização do solo quanto a sua cimentação conforme proposta de Schnaid *et al.* 2004. Para tanto resultados de investigação geotécnica SPT, SCPT e MASW foram plotadas nos espaços G_0/q_c versus q_{c1} ; $(G_0/p_a)/N_{60}$ versus N_{160} e G_0/q_d versus q_{c1} .
5. Associar o valor do potencial de colapso a caracterização do solo quanto a sua cimentação.
6. Analisar a curva característica de uma amostra de solo colapsível com objetivo de verificar o regime de sucção.

Apresenta-se na Figura 31, a localização dos aerogeradores estudados em solos colapsíveis na região do nordeste, onde temos claramente a concentração em 03 (três) estados, onde estão a maioria dos aerogeradores instalados no Brasil.

Figura 31: Localização dos Aerogeradores em solo colapsível



Fonte: Autor

O presente trabalho explorou 06 diferentes regiões na região do nordeste, no Rio Grande do Norte, Ceará e Bahia e para cada área foram estudadas distintas áreas onde foram instalados aerogeradores. Em relação às áreas estudadas a título de localização, serão referenciadas com o nome da cidade onde foram instalados os aerogeradores e denominado uma área. A partir desta definição, tem-se:

Rio Grande do Norte:

- Serra do Mel – Area 01;
- Afonso Bezerra – Area 02;
- Maral – Area 03;
- Tenente Laurentino – Area 04;

Ceará:

- Icapuí – Area 05;

Bahia:

- Araquara – Area 06;

4 RESULTADOS

Nas 06 áreas dos aerogeradores estudados, tem-se investigações geotécnicas, como SPT, SCPT, MASW, prova de carga em placa e ensaio edométrico. Todas as sondagens são geralmente executadas no eixo da fundação do aerogerador. Para facilitar o entendimento inicia-se a apresentação dos resultados das 142 bases de fundação estudadas, em 06 tabelas, tabelas denominadas de 05 a 11, onde cada tabela corresponde a uma área estudada. Dentro de cada tabela tem-se a nomenclatura do aerogerador, sequencial e área, associado as investigações geotécnicas. Dentro do universo de 142 bases estudadas, obteve-se ensaio de potencial de colapso em apenas 45 bases, que estão devidamente apontadas nas tabelas. A título de ilustração a fundação estudada que apresentou maior potencial de colapso, dentro de cada área estudada será apresentada mais adiante com informações do perfil geotécnico e potencial de colapso. A localização de cada área é apresentada na sequência, Figura 32 apresenta a área do Rio Grande do Norte, composta por usinas eólicas nas regiões da Serra do Mel, Afonso Bezerra, Maral e Tenente Laurentino, na área do Ceará na região de Icapuí e a Figura 34 a área da Bahia na região Araquara. Registra-se que todas as regiões estudadas apresentaram solos colapsíveis, na cota de assentamento das fundações dos aerogeradores onde foram projetadas.

Tabela 5: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 01 – Serra do Mel/RN

Nomenclatura	Serra do Mel/RN - Área 01		
	Investigação geotécnica		
	Sondagem	Geofísica	Ensaio de potencial de colapso
01-01 WTG	SPT	SCPT	Edométrico
01-02 WTG	SPT	SCPT	Edométrico
01-03 WTG	SPT	SCPT	Edométrico
01-04 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-05 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-06 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-07 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-08 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-09 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-10 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-11 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-12 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-13 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-14 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-15 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-16 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-17 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-18 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-19 WTG	SPT	MASW	Edométrico

01-20 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-21 WTG	SPT	MASW	Edométrico
01-22 WTG	SPT	-	Edométrico
01-23 WTG	SPT	-	Edométrico
01-24 WTG	SPT	-	Edométrico

Fonte: Autor.

Tabela 6: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 02 – Afonso Bezerra/RN

Afonso Bezerra/RN - Área 02			
Nomenclatura	Investigação geotécnica		
	Sondagem	Geofísica	Ensaio de potencial de colapso
02-01 WTG	SPT	MASW	-
02-02 WTG	SPT	MASW	-
02-03 WTG	SPT	MASW	-
02-04 WTG	SPT	MASW	-
02-05 WTG	SPT	MASW	-
02-06 WTG	SPT	MASW	-
02-07 WTG	SPT	MASW	-
02-08 WTG	SPT	MASW	-
02-09 WTG	SPT	MASW	-
02-10 WTG	SPT	MASW	-
02-11 WTG	SPT	MASW	Edométrico
02-12 WTG	SPT	MASW	-
02-13 WTG	SPT	MASW	-
02-14 WTG	SPT	MASW	-
02-15 WTG	SPT	MASW	-
02-16 WTG	SPT	MASW	-
02-17 WTG	SPT	MASW	-
02-18 WTG	SPT	MASW	-
02-19 WTG	SPT	MASW	-
02-20 WTG	SPT	MASW	-
02-21 WTG	SPT	MASW	-
02-22 WTG	SPT	MASW	-
02-23 WTG	SPT	MASW	-
02-24 WTG	SPT	MASW	-
02-25 WTG	SPT	MASW	-
02-26 WTG	SPT	MASW	-
02-27 WTG	SPT	MASW	-
02-28 WTG	SPT	MASW	-
02-29 WTG	SPT	MASW	-
02-30 WTG	SPT	MASW	Edométrico
02-31 WTG	SPT	MASW	-
02-32 WTG	SPT	MASW	-
02-33 WTG	SPT	MASW	Edométrico
02-34 WTG	SPT	MASW	-

Fonte: Autor.

Tabela 7: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 03 – Maral/RN

Maral/RN - Área 03			
Nomenclatura	Investigação geotécnica		
	Sondagem	Geofísica	Ensaio de potencial de colapso
03-01 WTG	SPT	MASW	-
03-02 WTG	SPT	MASW	-
03-03 WTG	SPT	MASW	-
03-04 WTG	SPT	MASW	-
03-05 WTG	SPT	MASW	-
03-06 WTG	SPT	MASW	Prova Carga em placa
03-07 WTG	SPT	MASW	-
03-08 WTG	SPT	MASW	-
03-09 WTG	SPT	MASW	-
03-10 WTG	SPT	MASW	-
03-11 WTG	SPT	MASW	-
03-12 WTG	SPT	MASW	-
03-13 WTG	SPT	MASW	-
03-14 WTG	SPT	MASW	-
03-15 WTG	SPT	MASW	Prova Carga em Placa
03-16 WTG	SPT	MASW	-
03-17 WTG	SPT	MASW	-
03-18 WTG	SPT	MASW	-
03-19 WTG	SPT	MASW	-

Fonte: Autor.

Tabela 8: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 04 – Tenente Laurentino/RN

Tenente Laurentino/RN - Área 04			
Nomenclatura	Investigação geotécnica		
	Sondagem	Geofísica	Ensaio de potencial de colapso
04-01 WTG	SPT	MASW	Edométrico
04-02 WTG	SPT	MASW	-
04-03 WTG	SPT	MASW	Edométrico
04-04 WTG	SPT	MASW	-
04-05 WTG	SPT	MASW	-
04-06 WTG	SPT	MASW	Edométrico
04-07 WTG	SPT	MASW	Edométrico
04-08 WTG	SPT	MASW	-
04-09 WTG	SPT	MASW	-
04-10 WTG	SPT	MASW	Edométrico
04-11 WTG	SPT	MASW	-
04-12 WTG	SPT	MASW	-
04-13 WTG	SPT	MASW	Edométrico
04-14 WTG	SPT	MASW	-
04-15 WTG	SPT	MASW	-

Fonte: Autor.

Tabela 9: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 05 – Icapuí/CE

Icapuí/CE - Área 05			
Nomenclatura	Investigação geotécnica		
	Sondagem	Geofísica	Ensaio de potencial de colapso
05-01 WTG	SPT	MASW	Prova Carga em Placa
05-02 WTG	SPT	MASW	-
05-03 WTG	SPT	MASW	Edométrico
05-04 WTG	SPT	MASW	-
05-05 WTG	SPT	MASW	-
05-06 WTG	SPT	MASW	-
05-07 WTG	SPT	MASW	-
05-08 WTG	SPT	MASW	-
05-09 WTG	SPT	MASW	-
05-10 WTG	SPT	MASW	-
05-11 WTG	SPT	MASW	-
05-12 WTG	SPT	MASW	Edométrico
05-13 WTG	SPT	MASW	-
05-14 WTG	SPT	MASW	-
05-15 WTG	SPT	MASW	-
05-16 WTG	SPT	MASW	-
05-17 WTG	SPT	MASW	-

Fonte: Autor.

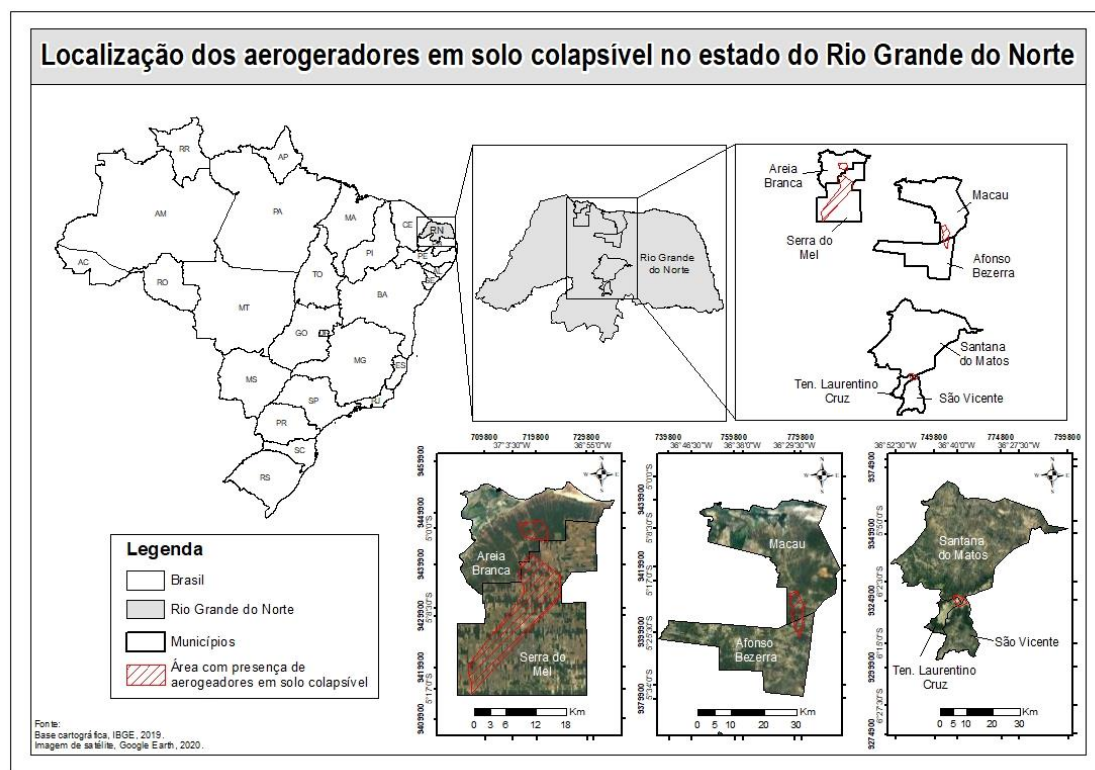
Tabela 10: Apresentação dos aerogeradores avaliados na área 06 – Araraquara/BA

Araraquara/BA - Área 06			
Nomenclatura	Investigação geotécnica		
	Sondagem	Geofísica	Ensaio de potencial de colapso
06-01 WTG	SPT	MASW	-
06-02 WTG	SPT	MASW	-
06-03 WTG	SPT	MASW	Edométrico
06-04 WTG	SPT	MASW	-
06-05 WTG	SPT	MASW	-
06-06 WTG	SPT	MASW	-
06-07 WTG	SPT	MASW	-
06-08 WTG	SPT	MASW	-
06-09 WTG	SPT	MASW	-
06-10 WTG	SPT	MASW	Edométrico
06-11 WTG	SPT	MASW	-
06-12 WTG	SPT	MASW	Edométrico
06-13 WTG	SPT	MASW	-
06-14 WTG	SPT	MASW	-
06-15 WTG	SPT	MASW	-
06-16 WTG	SPT	MASW	Edométrico
06-17 WTG	SPT	MASW	-
06-18 WTG	SPT	MASW	-
06-19 WTG	SPT	MASW	-
06-20 WTG	SPT	MASW	-

06-21 WTG	SPT	MASW	Edométrico
06-22 WTG	SPT	MASW	-
06-23 WTG	SPT	MASW	-
06-24 WTG	SPT	MASW	-
06-25 WTG	SPT	MASW	-
06-26 WTG	SPT	MASW	-
06-27 WTG	SPT	MASW	Edométrico
06-28 WTG	SPT	MASW	-
06-29 WTG	SPT	MASW	-
06-30 WTG	SPT	MASW	-
06-31 WTG	SPT	MASW	Edométrico
06-32 WTG	SPT	MASW	-
06-33 WTG	SPT	MASW	-

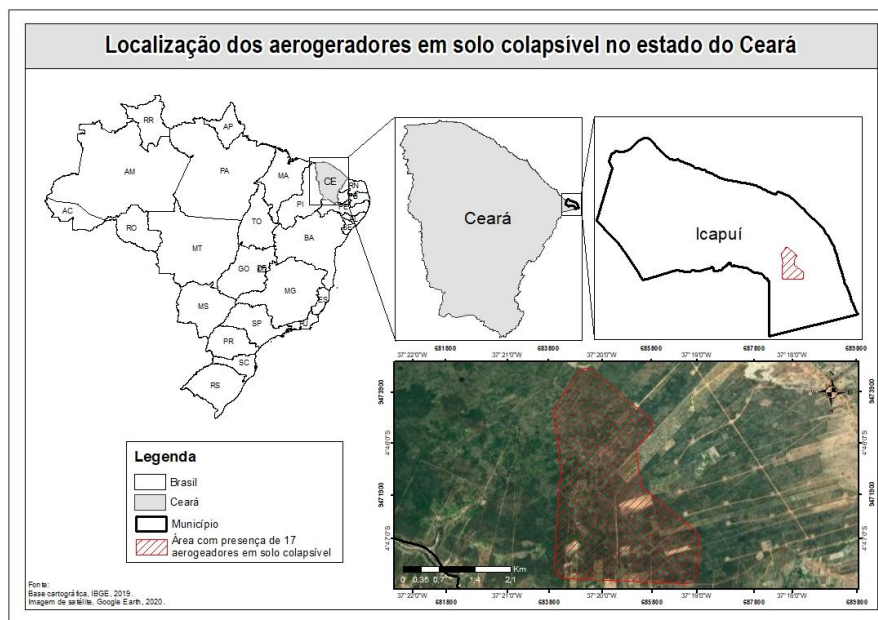
Fonte: Autor.

Figura 32: Localização dos Aerogeradores analisados no Rio Grande do Norte



Fonte: Autor.

Figura 33: Localização dos Aerogeradores analisados no Ceará



Fonte: Autor.

Figura 34: Localização dos Aerogeradores analisados na Bahia



Fonte: Autor.

4.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

4.1.1 Rio Grande do Norte

4.1.1.1 Serra do Mel (Área 1)

Neste item serão apresentados os resultados do potencial de colapso do solo da fundação das bases dos aerogeradores da Serra do Mel nomeados de 01-01WTG a 01-24WTG.

A Tabela 11 apresenta, a título de ilustração, o resultado do perfil geotécnico da Base 01-15 WTG. Nesta tabela estão apresentados a resistência do solo indicado pelo número de golpes SPT, a velocidade da onda cisalhante (V_s) obtidos pela geofísica e a descrição do solo com a profundidade.

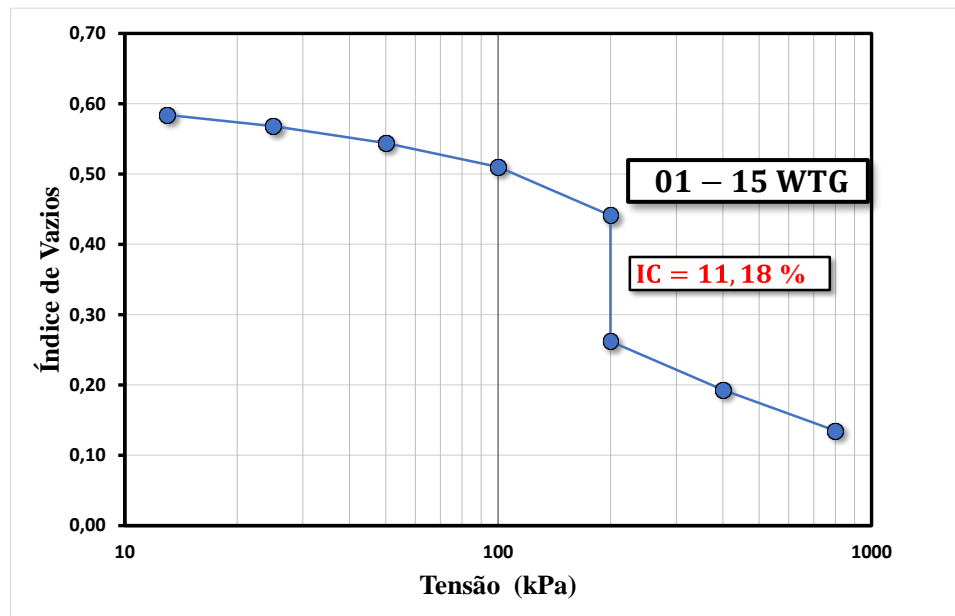
A figura 45 apresenta o resultado de um ensaio de determinação do potencial de colapso a título de ilustração. Os resultados completos das demais bases estão desta área estão apresentados no Anexo A.

Tabela 11: Perfil geotécnico esquemático 01-15 WTG

Serra do Mel/RN 01-15 WTG						
Prof.	NSPT	V_s MASW	V_s -SCPT	q_c - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	9	120	-	-	0,00 a 0,35	Areia fina, argilas, cor vermelha, fofa
1	3	155	-	-	1,38 a 8,41	Silte arenoso-argiloso, cor vermelha, fofa e medianamente compacta
2	1	285	-	-		
3	4	296	-	-		
4	5	350	-	-		
5	5	430	-	-		
6	7	494	-	-		
7	10	505	-	-		
8	15	540	-	-	8,41 a 11,67	Silte arenoso-argiloso, com pedregulhos de quartzo, cor vermelha, compacta a muito compacta
9	41	-	-	-		
10	25	-	-	-		

Fonte: Autor.

Figura 35: Resultado do ensaio de potencial de colapso 01-15 WTG



Fonte: Autor.

A Tabela 12 apresenta o resultado do potencial de colapso do solo de fundação de todas as bases de onde se dispõe de dados determinado com a equação (13) e o respectivo grau de gravidade do problema classificado conforme de Jennings e Knight (1975). Apresenta-se adicionalmente o valor da massa específica seca, o teor de umidade natural, o índice de vazios inicial e a variação do índice de vazios para a carga de 200 kPa em decorrência da inundação da amostra.

Tabela 12: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas – Serra do Mel

Potencial de Colapso das Amostras Ensaçadas				
Nomenclatura	Índice de Vazios inicial	Var. índice vazios 200kPa (sat.)	I.C. (%)	Gravidade dos Problemas
01-01 WTG	0,491	0,035	2,32	Moderado
01-02 WTG	0,516	0,044	2,90	Moderado
01-03 WTG	0,580	0,037	2,35	Moderado
01-04 WTG	0,627	0,044	2,70	Moderado
01-05 WTG	0,669	0,041	2,45	Moderado
01-06 WTG	0,557	0,042	2,70	Moderado
01-07 WTG	0,518	0,016	1,04	Moderado
01-08 WTG	0,671	0,049	2,94	Moderado

01-09 WTG	0,541	0,023	1,18	Moderado
01-10 WTG	0,500	0,018	1,23	Moderado
01-11 WTG	0,550	0,054	3,46	Moderado
01-12 WTG	0,569	0,058	3,70	Moderado
01-13 WTG	0,566	0,049	3,15	Moderado
01-14 WTG	0,579	0,046	2,92	Moderado
01-15 WTG	0,601	0,179	11,18	Grave
01-16 WTG	0,621	0,225	13,88	Grave
01-17 WTG	0,525	0,216	14,16	Grave
01-18 WTG	0,519	0,315	20,74	Muito Grave
01-19 WTG	0,498	0,260	17,36	Grave
01-20 WTG	0,487	0,218	14,66	Grave
01-21 WTG	0,489	0,291	19,54	Grave
01-22 WTG	0,612	0,277	17,18	Grave
01-23 WTG	0,589	0,221	13,91	Grave
01-24 WTG	0,618	0,289	17,86	Grave

Fonte: Autor.

4.1.1.2 Afonso Bezerra (Área 2)

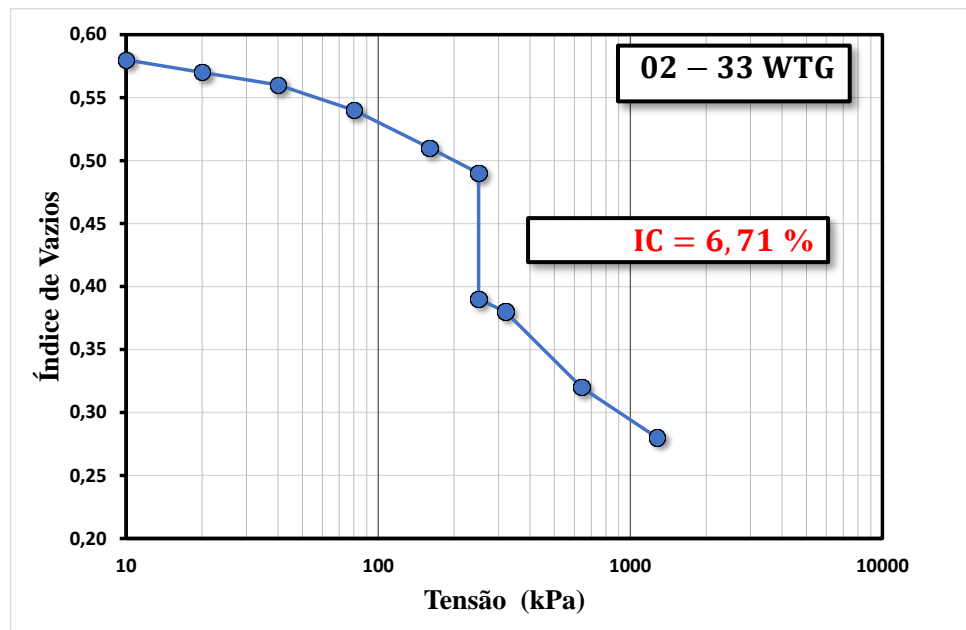
Seguindo a mesma metodologia de apresentação dos resultados, é mostrado para a área 2, Afonso Bezerra, um perfil típico do solo de fundação de uma base (Tabela 13) e um resultado de ensaio de potencial de colapso (Figura 36). A Tabela 14 apresenta a indicação do potencial de colapso e demais bases conforme definidos anteriormente. Observa-se que na determinação do potencial de colapso desta área os corpos de prova foram inundados a 250 kPa.

Tabela 13: Perfil esquemático base 02-33 WTG

Afonso Bezerra/RN 02-33 WTG						
Prof.	NSPT	V _s MASW	V _s -SCPT	q _c - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	16	250	-	-	0,00 ao 6,00	Areia Média a grossa com silte, amarela.
1	16	266	-	-		
2	20	283	-	-		
3	26	299	-	-		
4	42	315	-	-		
5	36	331	-	-		
6	50	348	-	-	7,00 ao 8,00	Arenito, matriz argilosa, coloração vermelho e cinza.
7	50	364	-	-		
8	50	380	-	-		

Fonte: Autor.

Figura 36: Resultado do ensaio de potencial de colapso 02-33 WTG



Fonte: Autor.

Tabela 14: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas

Nomenclatura	Índice de Vazios inicial	Var. índice vazios 250kPa (sat.)	I.C. (%)	Gravidade dos Problemas (*)
02-11 WTG	0,500	0,010	0,67	Nenhum
02-30 WTG	0,340	0,030	2,24	Moderado
02-33 WTG	0,490	0,100	6,71	Problemático

(*) Gravidade do problema por Jennings e Knight (1975) – tensão de inundação 200 kPa

Fonte: Autor.

4.1.1.3 Maral (área 3)

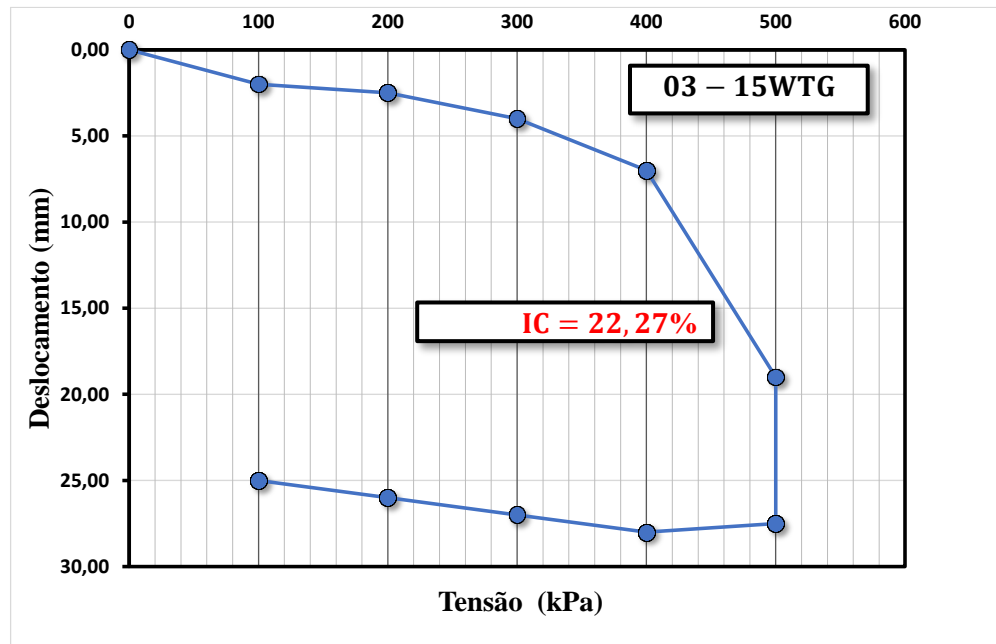
Para a área 03, Maral, apresenta-se o perfil geotécnico esquemático do subsolo da base 03-15 WTG. Nesta área no lugar do ensaio de potencial de colapso efetuado em uma prensa edométrica apresenta-se uma prova de carga em placa, na figura 37 e tabela 16, tem-se os resultados. O ensaio de placa foi conduzido na umidade natural até a carga de 500 kPa quando foi então inundado por 2 horas.

Tabela 15: Perfil geotécnico esquemático - 03-15 WGT

Maral/RN 03-15 WTG						Descrição do solo
Prof. (m)	NSPT	V _s MASW (m/s)	V _s -SCPT (m/s)	q _c - SCPT (kPa)	Camadas (m)	
0,2	18	345	-	-	0,00 ao 3,00	Silte arenoso, medianamente compacto a compacto, Vermelho
1	19	382	-	-		
2	50	494	-	-		
3	36	533	-	-		
4	37	566	-	-	3,00 ao 6,58	Silte arenoso com pedregulho, medianamente compacto a muito compacto, vermelho
5	50	594	-	-		
6	50	664	-	-		
7	50	711	-	-		
8	50	791	-	-	6,58 ao 8,00	Passagem de cascalho quartzoso

Fonte: Autor.

Figura 37: Resultado do ensaio de potencial obtido a partir de uma prova de carga em placa 03-15 WTG



Fonte: Autor.

Tabela 16: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas

Nomenclatura	Descolamento Inicial (mm)	Var. Deslocamento (mm) - 250 kPa	I.C. (%)	Gravidade dos Problemas (*)
03-06 WTG	0,200	0,220	18,33	Grave
03-15 WTG	0,190	0,265	22,27	Grave

(*) Gravidade do problema por Jennings e Knight (1975) – tensão de inundação 200 kPa

Fonte: Autor.

4.1.1.4 Tenente Laurentino (área 4)

Neste item serão apresentados os resultados da investigação geotécnica do subsolo das bases dos aerogeradores onde tem-se ensaio de colapso de Tenente Laurentino.

A Tabela 17 apresenta, a título de ilustração, o resultado do perfil geotécnico da Base 04-03 WTG. Nesta tabela estão apresentados a resistência do solo indicado pelo número de golpes

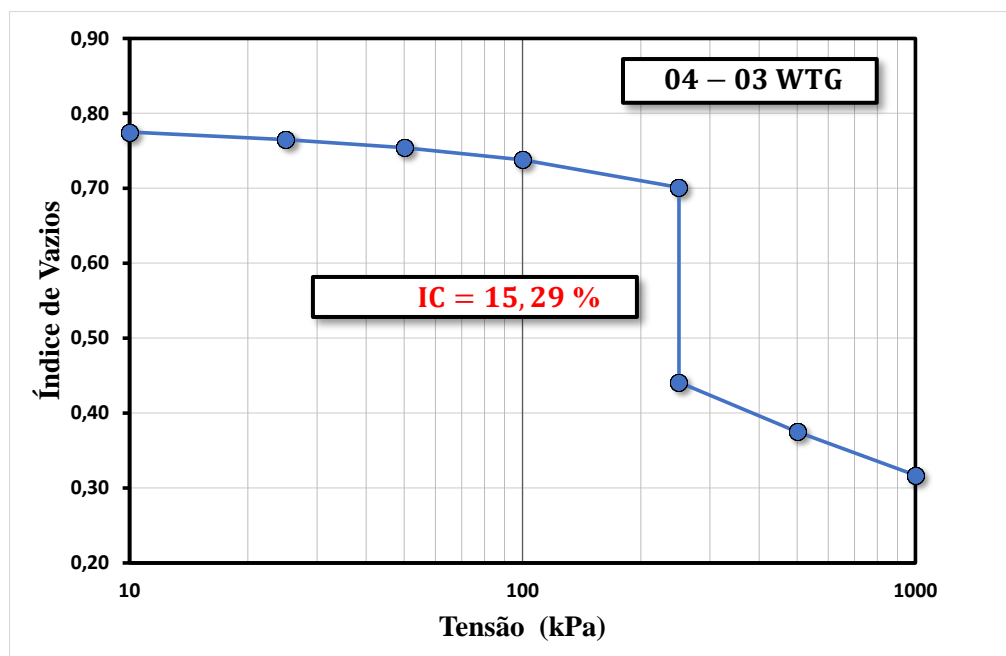
SPT, a velocidade da onda cisalhante (v_s) obtidos pela geofísica e a descrição do solo com a profundidade. A Figura 38 apresenta o resultado de um ensaio de potencial de colapso a título de ilustração e a Tabela 18 os resultados de colapso para as amostras ensaiadas. Os resultados completos das demais bases estão desta área estão apresentados no Anexo A.

Tabela 17: Perfil geotécnico esquemático 04-03 WTG

Tenente Laurentino/RN 04-03 WTG						
Prof. (m)	NSPT	V_s MASW (m/s)	V_s -SCPT (m/s)	q_c - SCPT (kPa)	NSPT (m)	Descrição do solo
0,2	23	310	-	-	0,00 ao 1,00	Areia fina a média, amarela
1	8	338	-	-		
2	8	366	-	-	1,00 ao 7,00	Arenito grosso a conglomerático, matriz siltosa, amarelo
3	11	394	-	-		
4	12	422	-	-		
5	14	450	-	-		
6	15	478	-	-		
7	20	506	-	-		
8	21	510	-	-	7,00 ao 8,00	Arenito grosso a conglomerático, matriz siltosa, amarelo

Fonte: Autor.

Figura 38: Resultado do ensaio do potencial de colapso 04-03 WTG



Fonte: Autor.

Tabela 18: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas

Nomenclatura	Índice de Vazios inicial	Var. índice vazios 250 kPa (sat.)	I. C. (%)	Gravidade dos Problemas (*)
04-01 WTG	0,690	0,250	14,79	Grave
04-03 WTG	0,700	0,260	15,29	Grave
04-04 WTG	0,660	0,220	13,25	Grave
04-07 WTG	0,700	0,180	10,59	Grave
04-10 WTG	0,650	0,210	12,73	Grave
04-13 WTG	0,740	0,220	12,64	Grave

(*) Gravidade do problema por Jennings e Knight (1975) – tensão de inundação 200 kPa

Fonte: Autor.

4.1.2 Ceará

4.1.2.1 Icapuí (Área 5)

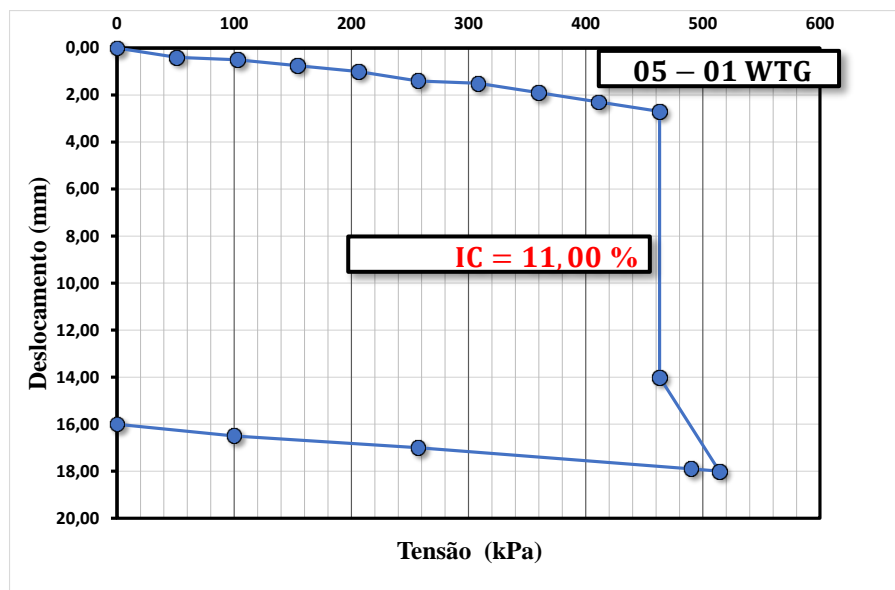
Para a área de estudo 5 apresenta-se o perfil geotécnico esquemático (Tabela 19), e o resultado do ensaio do potencial de colapso (Figura 39) da Base 04-02 WTG. A Tabela 20 apresenta o potencial de colapso do solo de fundação das bases ensaiados. Nestes ensaios a inundação da amostra ocorreu a 453 kPa.

Tabela 19: Perfil geotécnico esquemático 05-01 WTG

Icapuí/CE 05-01 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	V _s MASW	V _s -SCPT	q _c - SCPT	camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	2	178	-	-	0,00 ao 3,00	Areia fina, pouco compacta a medianamente compacta, cor marrom.
1	10	315	-	-		
2	11	365	-	-		
3	12	415	-	-		
4	13	450	-	-	3,00 ao 8,00	Areia fina, medianamente compacta a compacta, cor vermelha
5	13	475	-	-		
6	15	476	-	-		
7	17	478	-	-		
8	18	479	-	-		

Fonte: Autor.

Figura 39: Resultado do ensaio de potencial de colapso obtido a partir de uma prova de carga em placa 05-01 WTG



Fonte: Autor.

Tabela 20: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas

Nomenclatura	Descolamento Inicial (mm)	Var. Deslocamento (mm) - 463 kPa	I. C. (%)	Gravidade dos Problemas (*)
05-01 WTG	2,7	11,3	11,00	Grave
Nomenclatura	Índice de Vazios inicial	Var. índice vazios 250kPa (sat.)	I. C. (%)	Gravidade dos Problemas (*)
05-03 WTG	0,65	0,03	1,82	Moderado
05-12 WTG	0,78	0,025	1,40	Moderado

(*) Gravidade do problema por Jennings e Knight (1975) – tensão de inundação 200 kPa

Fonte: Autor.

4.1.3 Bahia

4.1.3.1 Araquara (Área 6)

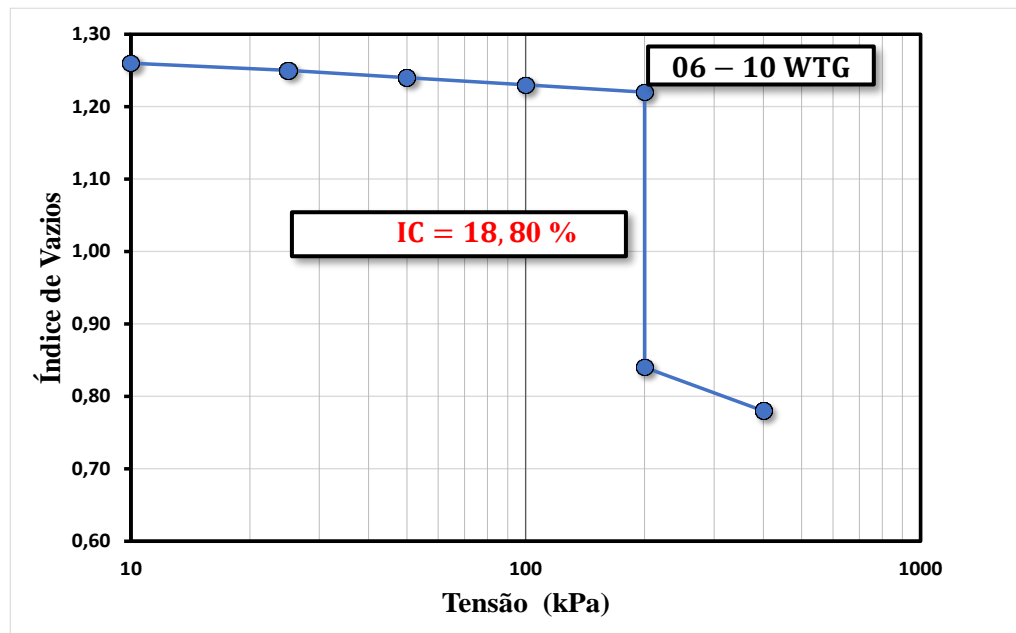
Da área de estudo 6 apresenta-se o perfil geotécnico esquemático (Tabela 21), e o resultado do ensaio do potencial de colapso (Figura 40) da Base 06-10 WGT. A Tabela 22 apresenta o potencial de colapso do solo de fundação das bases ensaiados. Nestes ensaios a inundação da amostra ocorreu a 200 kPa.

Tabela 21: Perfil geotécnico esquemático 06-10 WTG

Araraquara/BA 06-10 WTG						
Prof.	<i>NSPT</i>	<i>V_s</i> MASW	<i>V_s</i> -SCPT	<i>q_c</i> - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	14	130	-	-	0,00 ao 8,00	Areia siltosa, amarela e roxa, medianamente compacta a compacta (solo residual)
1	11	315	-	-		
2	12	479	-	-		
3	11	550	-	-		
4	16	727	-	-		
5	19	750	-	-		
6	22	708	-	-		
7	17	787	-	-		
8	22	807	-	-		

Fonte: Autor.

Figura 40: Resultado do ensaio de potencial de colapso 06-10 WTG



Fonte: Autor.

Tabela 22: Potencial de colapso das Amostras ensaiadas

Nomenclatura	Índice de Vazios inicial	Var. índice vazios 200 kPa (sat.)	I. C. (%)	Gravidade dos Problemas
06-03 WTG	0,880	0,218	11,60	Grave
06-10 WTG	1,022	0,380	18,80	Grave
06-12 WTG	0,818	0,218	12,00	Grave
06-16WTG	0,947	0,058	3,00	Moderado
06-21 WTG	1,094	0,040	1,90	Moderado
06-27 WTG	0,967	0,140	7,10	Problemático
06-31 WTG	1,118	0,277	13,10	Grave

Fonte: Autor.

4.2 CURVA CARACTERÍSTICA E DETERMINAÇÃO DE POTENCIAL DE COLAPSO

Para possibilitar um melhor entendimento do comportamento do fenômeno do colapso na região nordeste do Brasil o autor coletou dois blocos indeformados sendo, um no solo da fundação da base 04-01 WTG, denominado amostra 01 e outro da base 04-04 WTG, denominado amostra 02, na área de Tenente Laurentino-RN. As Figuras 41 e 42 apresentam o procedimento adotado sendo que inicialmente a escavação mais grosseira foi efetuada com o auxílio de uma retroescavadeira seguindo do talhamento manual cuidadoso do bloco. Após talhar o bloco ele foi cuidadosamente selado, acondicionado em caixa de madeira com serragem úmida e transportado para o laboratório. A cota das coletas dos blocos indeformados foi inicialmente projetada como cota de assentamento das fundações previstas em projetos, estando de forma geral uns 3,00 metros abaixo da cota de terreno natural.

Figura 41: Escavação para retirada da amostra na cota de assentamento da fundação



Fonte: Autor.

Figura 42: Escavação manual para retirada da amostra



Fonte: Autor.

Para cada bloco coletado foram talhados dois corpos de prova e instalados na prensa de adensamento. Um dos corpos de prova foi carregado na condição de umidade natural e o outro na condição inundada. Com este procedimento foi possível determinar o potencial de colapso para cada estágio de carga.

Os corpos de provas foram submetidos a carregamentos crescentes de compressão iniciando com 12,5 kPa e seguindo sempre com valores do dobro da carga previamente aplicada, ou seja 25 kPa; 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400 kPa e finalizando com a tensão 800 kPa. A figura 43 apresenta a imagem de um dos corpos de prova sendo talhado e acondicionado no anel da prensa.

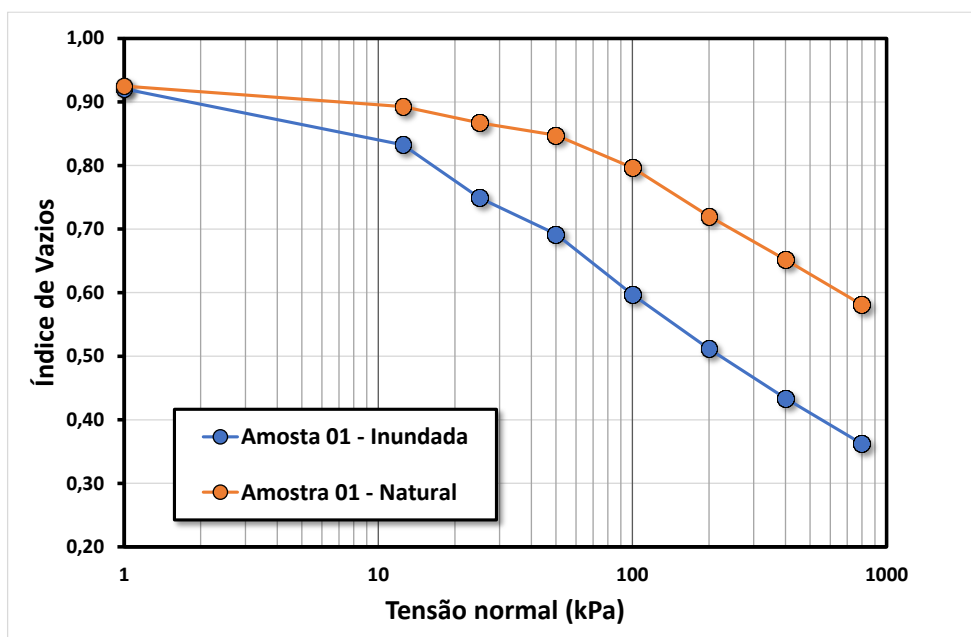
Figura 43: Corpo de prova acondicionado no anel da prensa de compressão confinada.



Fonte: UFRN (2022)

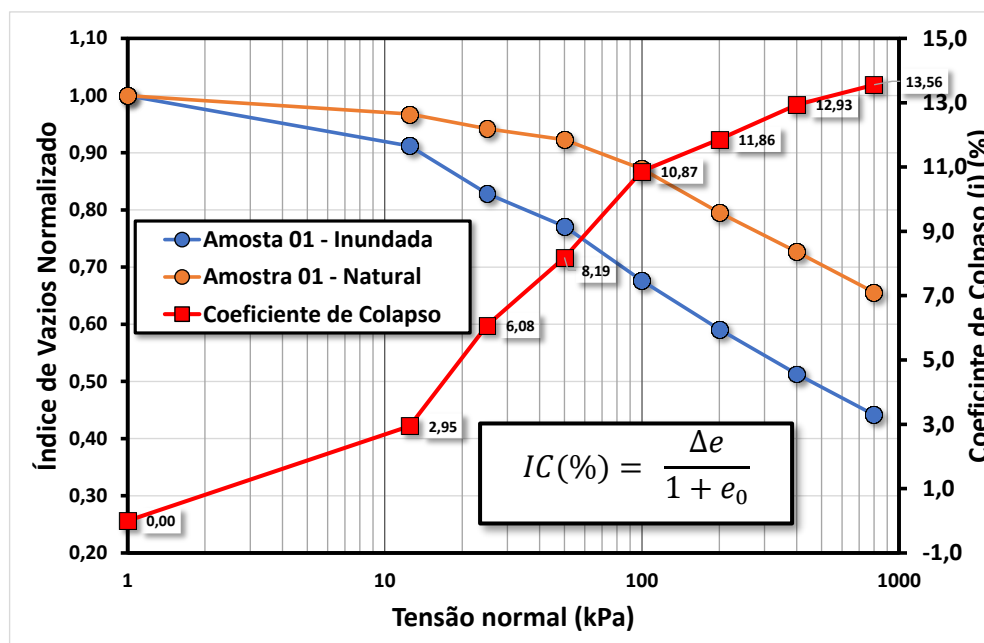
Os resultados obtidos nos ensaios de potencial de colapso realizado na amostra denominada 01, pertencente a fundação 04-01 WTG, apresentada na figura 44, onde tem-se a variação de índice de vazios nas condições natural e inundada e na Figura 45 o potencial de colapso. Em relação aos resultados obtidos dos ensaios realizados na amostra denominada 02, pertencente a fundação 04-04 WTG, apresentada na figura 46, onde tem-se a variação de índice de vazios nas condições natural e inundada e na Figura 47, o potencial de colapso. Os resultados dos ensaios de compressão confinada realizados em prensa de adensamento realizados na UFRN estão apresentados a seguir, onde pode ser observado que o teor de umidade natural gravimétrica das amostras está em torno de 10%.

Figura 44: Variação do índice de vazios nas condições natural e inundada – amostra 01



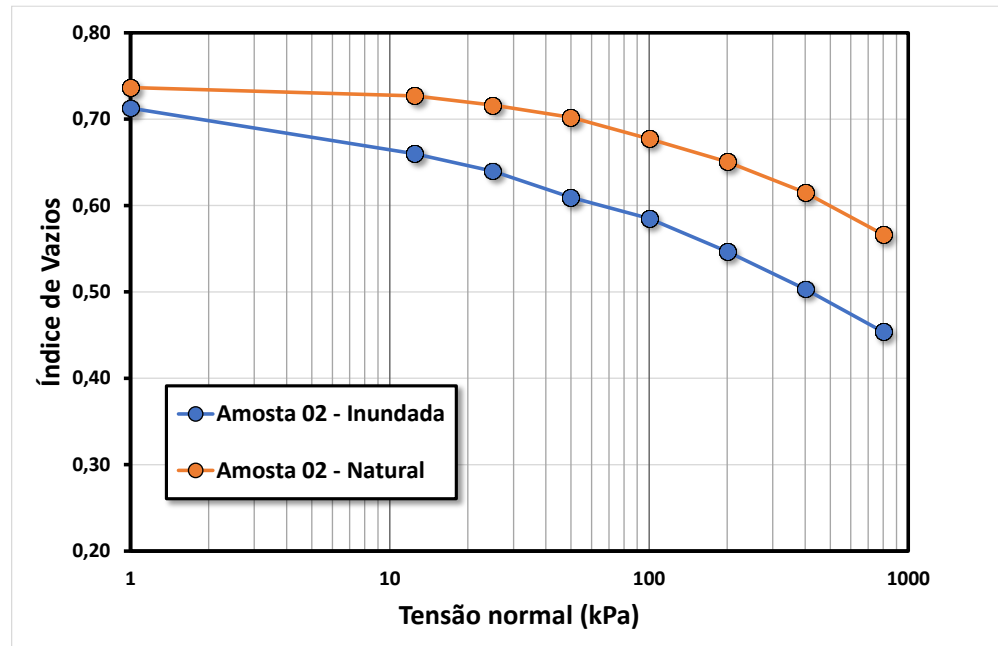
Fonte: Autor

Figura 45: Potencial de colapso em função do índice de vazios – amostra 01



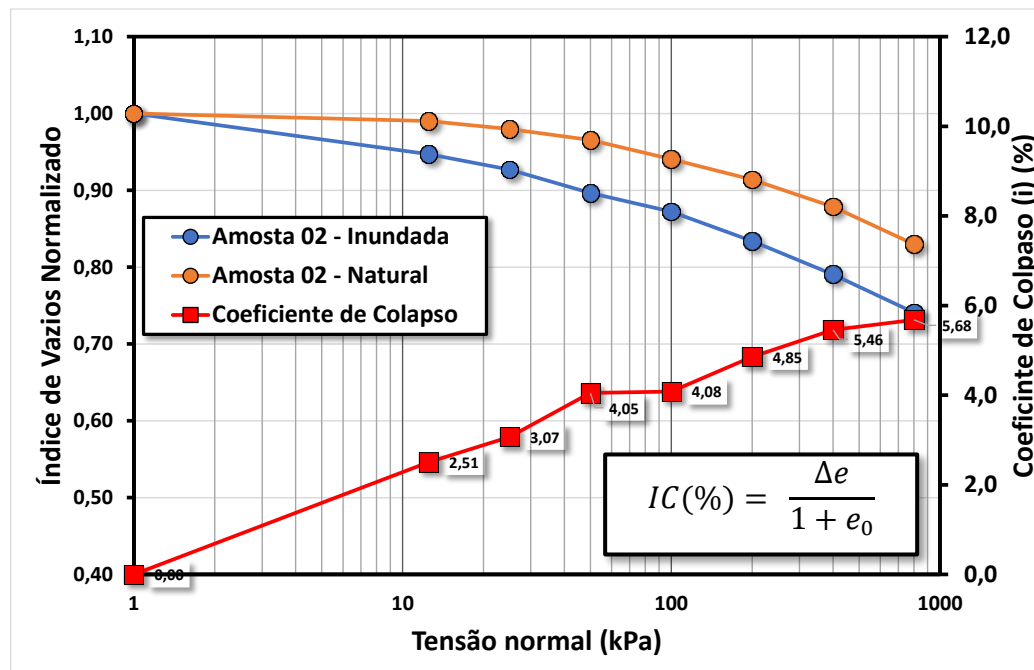
Fonte: Autor

Figura 46: Variação do índice de vazios nas condições natural e inundada – Amostra 02



Fonte: Autor

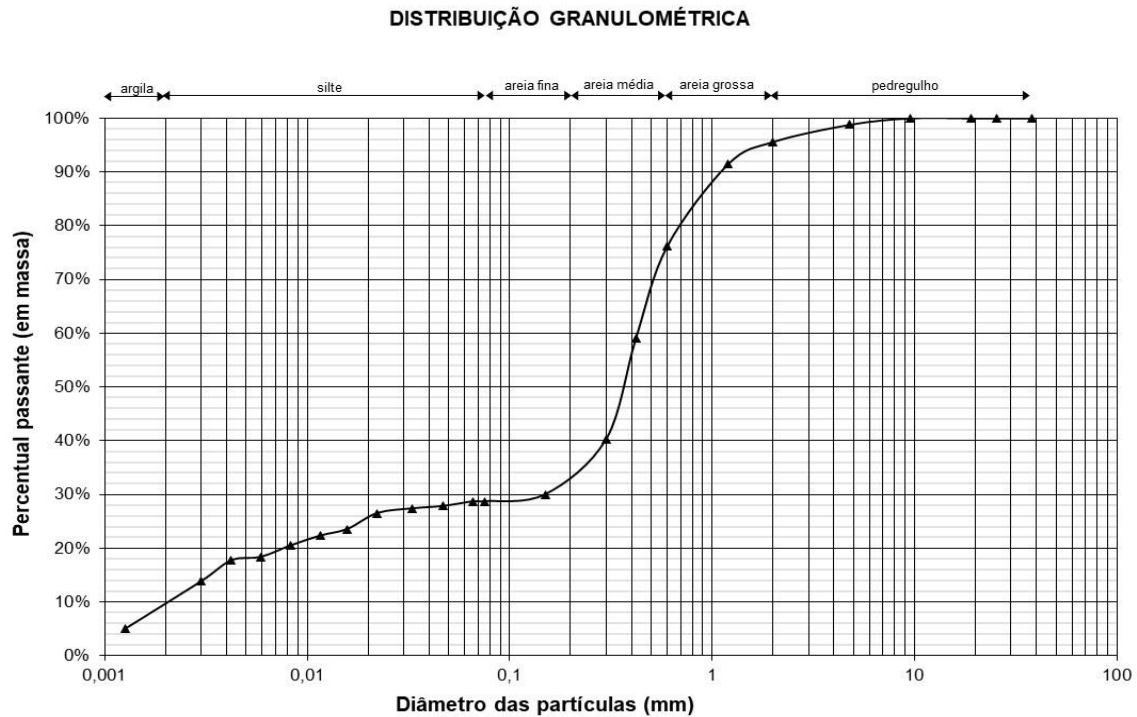
Figura 47: Potencial de colapso em função do índice de vazios – Amostra 02



Fonte: Autor

A Figura 48 apresenta a curva granulométrica do solo ensaiado. Observa-se que o solo é predominantemente arenoso com cerca de 70% de areia; 20% de silte e 10% de argila.

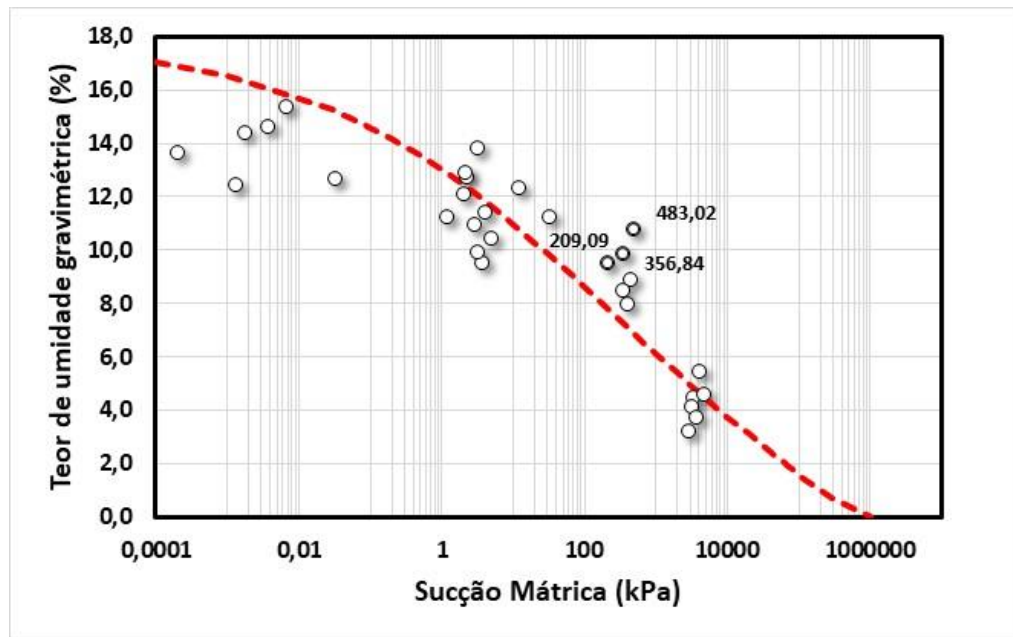
Figura 48: Curva granulométrica da amostra 01



Fonte: UFSC

A Figura 49 apresenta o resultado da ensaios de determinação da curva característica. A curva tracejada em cor vermelha foi definida a partir da equação de Fredlung e Xing (1994) onde forma adotado: $a = 10000$; $n = 0,2$; $m = 0,22$; $w_s = 18\%$ e $\psi_r = 1000000$.

Figura 49: Curva característica da amostra 01.



Fonte: Autor

5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

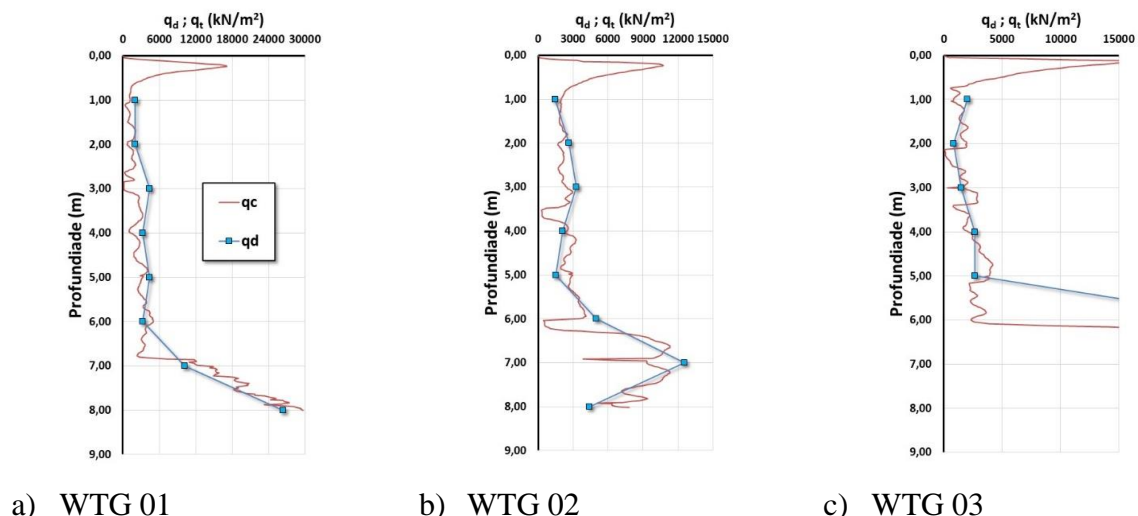
5.1 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE q_c E q_d

Como o objetivo de potencializar a interpretação dos resultados de SPT no espaço proposto por Schnaid et al. 2004 efetua-se uma validação da proposta de interpretação dos resultados de acordo com Schnaid et al. 2017 onde os valores de NSPT são convertidos em uma resistência a penetração do amostrador dinâmica (q_d) e comparável com a resistência a penetração (q_c) do CPT. Esta conversão utiliza os conceitos de energia e trabalho proposto por Odebrecht (2003) e Schnaid *et al.* (2017) conforme descrito na revisão bibliográfica.

Esta proposta é específica para solos arenosos que são encontrados na região de estudo. Conforme os boletins de sondagem (ver descrição dos solos reproduzidos a partir dos boletins de sondagem contidas no Anexo A) e ensaios de granulometria o solo local é caracterizado como sendo uma areia fina a média com eventual presença de siltes e ou pedregulhos.

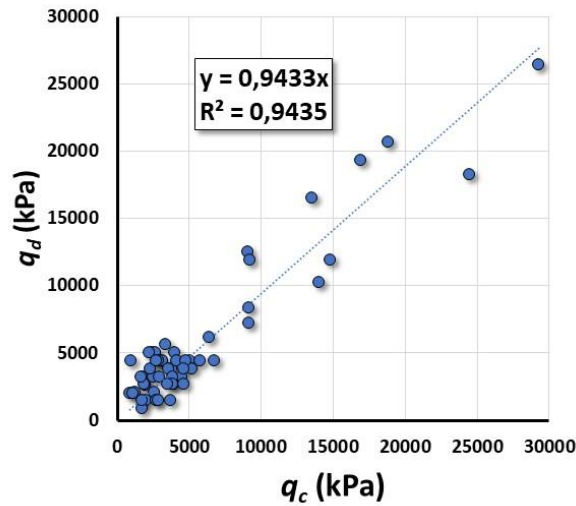
A Figura 50 apresenta 3 perfis de uma das regiões estudadas onde são plotados lado a lado os resultados q_c obtidos como o CPT e de q_d obtidos como o SPT. É possível observar boa concordância entre os valores. Esta boa concordância é ratificada na Figura 51 que apresenta o resultado de 54 pontos obtidos de 7 sondagens CPT e SPT executadas lado a lado.

Figura 50: Perfis comparativos de q_c e q_d para pontos investigado na área dos aerogeradores



Fonte: Autor.

Figura 51: Comparação entre valores de q_c e q_d | 54 pontos investigados na região da Serra do Mel



Fonte: Autor.

Com base nesta constatação assume-se, neste trabalho, que a conversão de N_{STP} em q_d é válida para o solo em estudo e pode ser utilizada na interpretação dos resultados conforme proposta apresentada por Schnaid, et al. 2014, ou seja, no espaço G_0/q_d versus q_{d1} .

5.2 ANÁLISE DO SOLO QUANTO A SUA CIMENTAÇÃO

A seguir serão apresentados os gráficos com os resultados de G_0/q_d versus q_{d1} para casa área de estudo. Os resultados na sua totalidade apresentam, caracterizam, o solo das 06 regiões estudadas como “cimentado”. A apresentação dos resultados seguirá a mesma sequência já proposto, conforme segue abaixo:

Rio Grande do Norte:

- Serra do Mel, Afonso Bezerra, Maral e Tenente Laurentino – Áreas de 01 a 04;

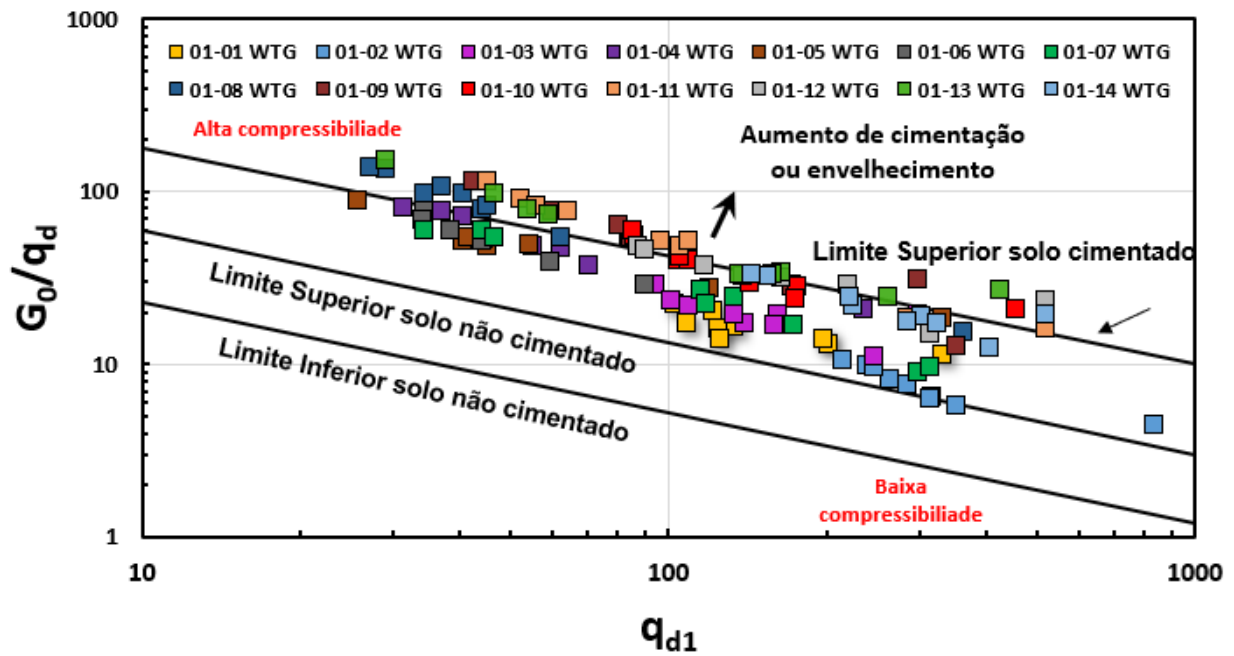
Ceará:

- Icapuí/CE – Área 05;

Bahia:

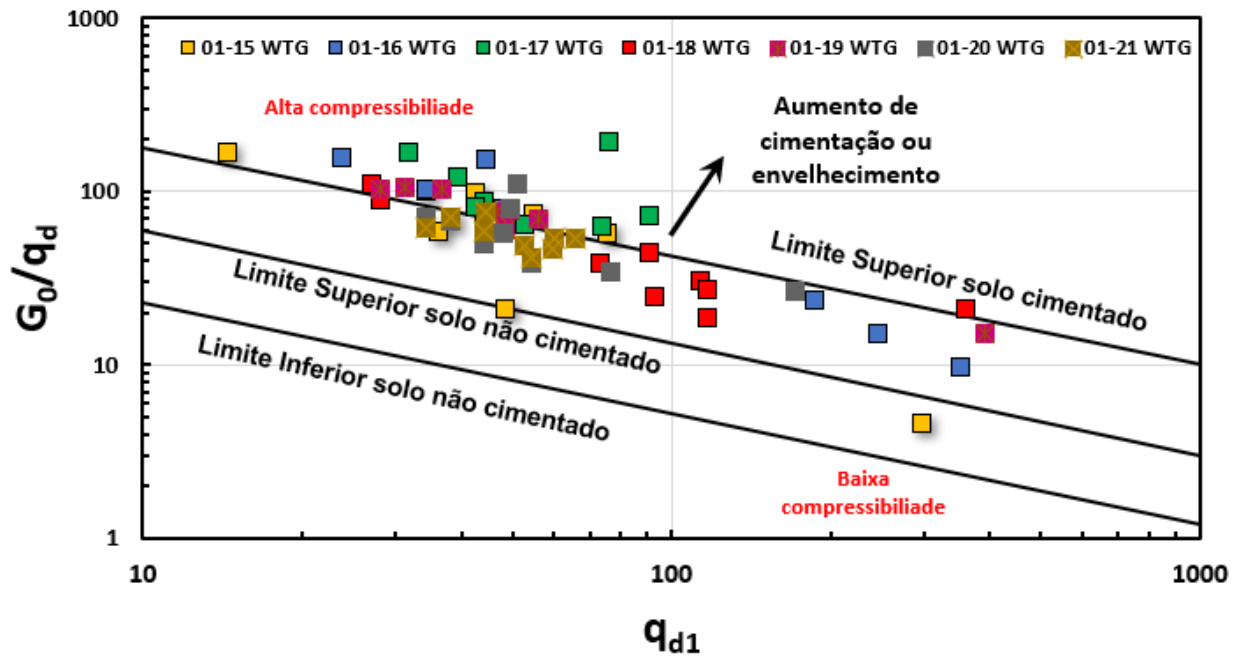
- Araquara/BA – Área 06;

Figura 52: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Serra do Mel/RN | área 1



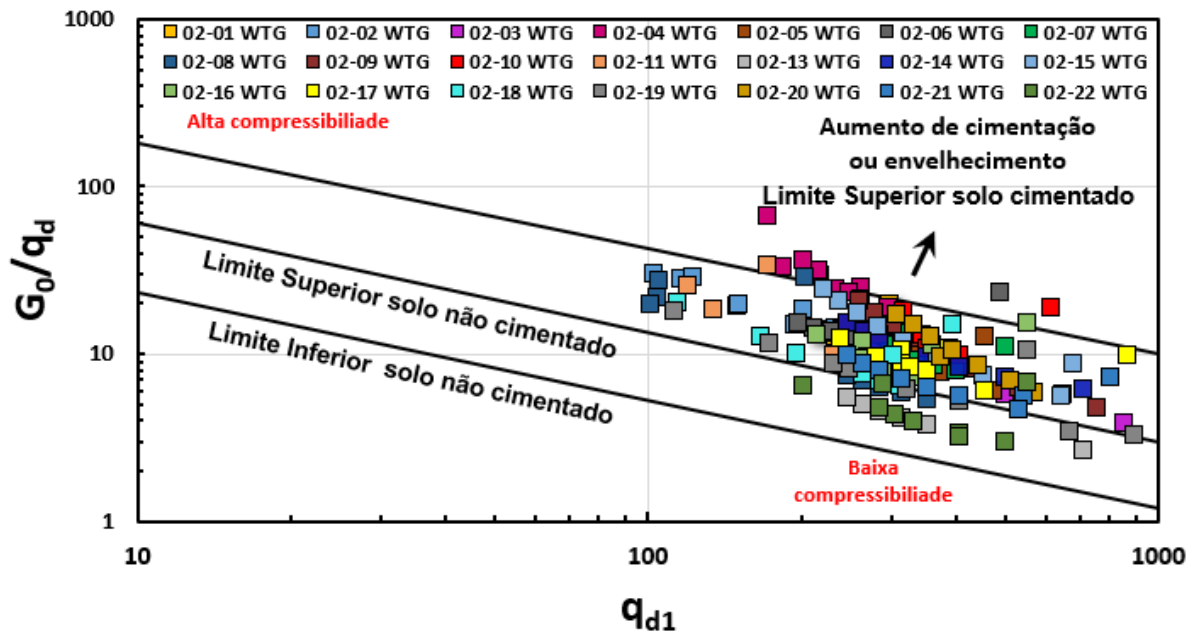
Fonte: Autor.

Figura 53: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Serra do Mel/RN | área 1 - 2ª. parte



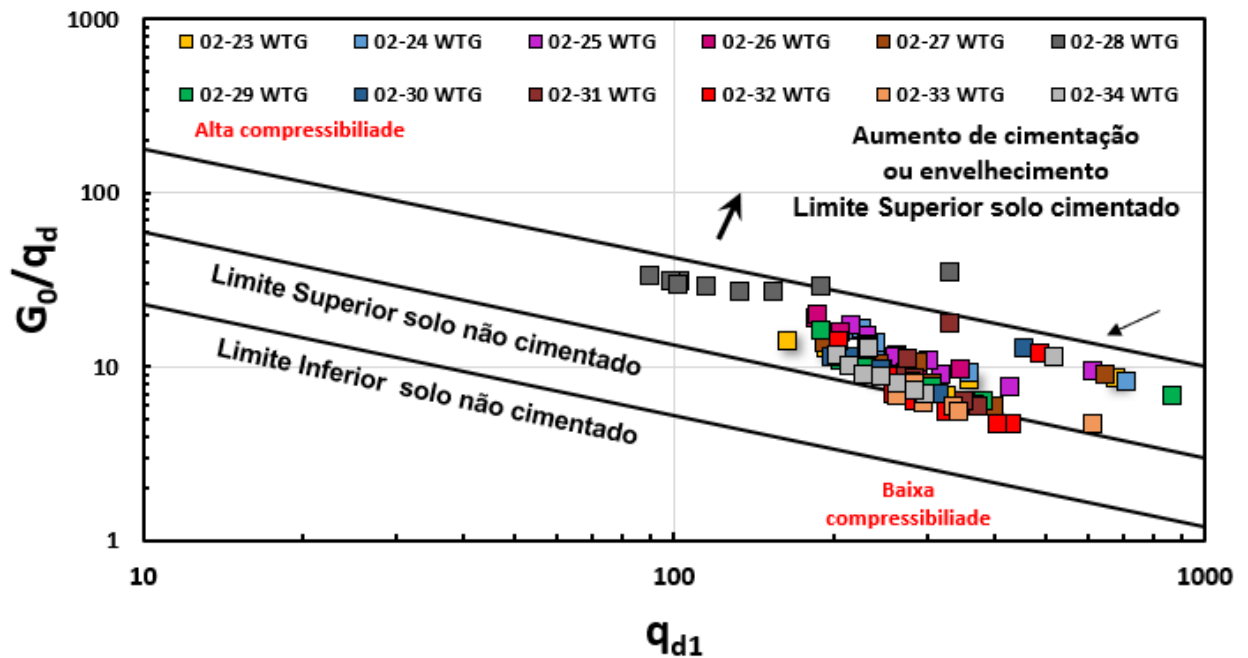
Fonte: Autor.

Figura 54: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Afonso Bezerra/RN | Área 2



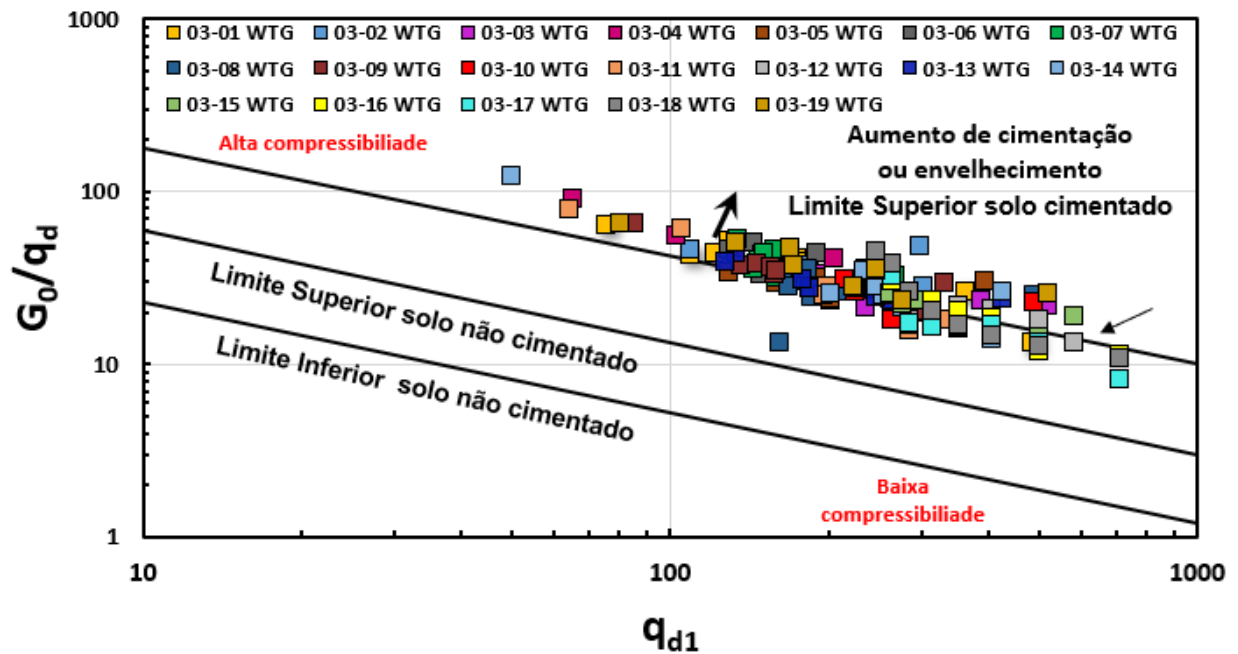
Fonte: Autor.

Figura 55: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Afonso Bezerra/RN | Área 2 - 2ª. parte



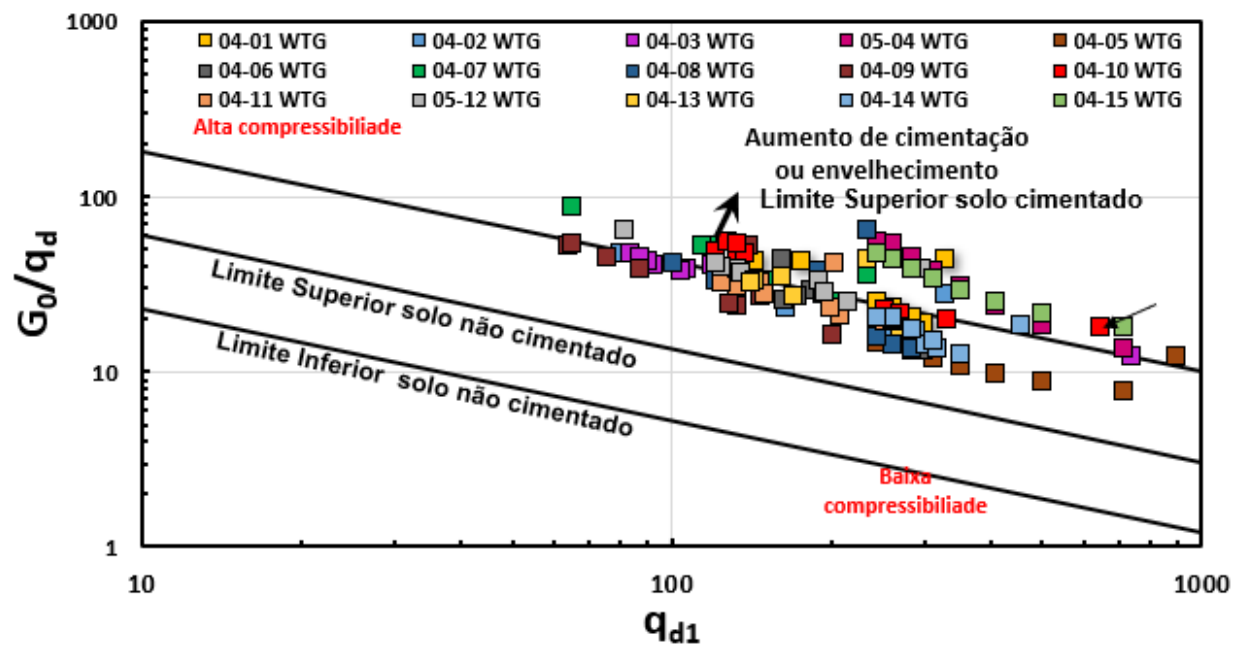
Fonte: Autor.

Figura 56: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Maral/RN | Área 3



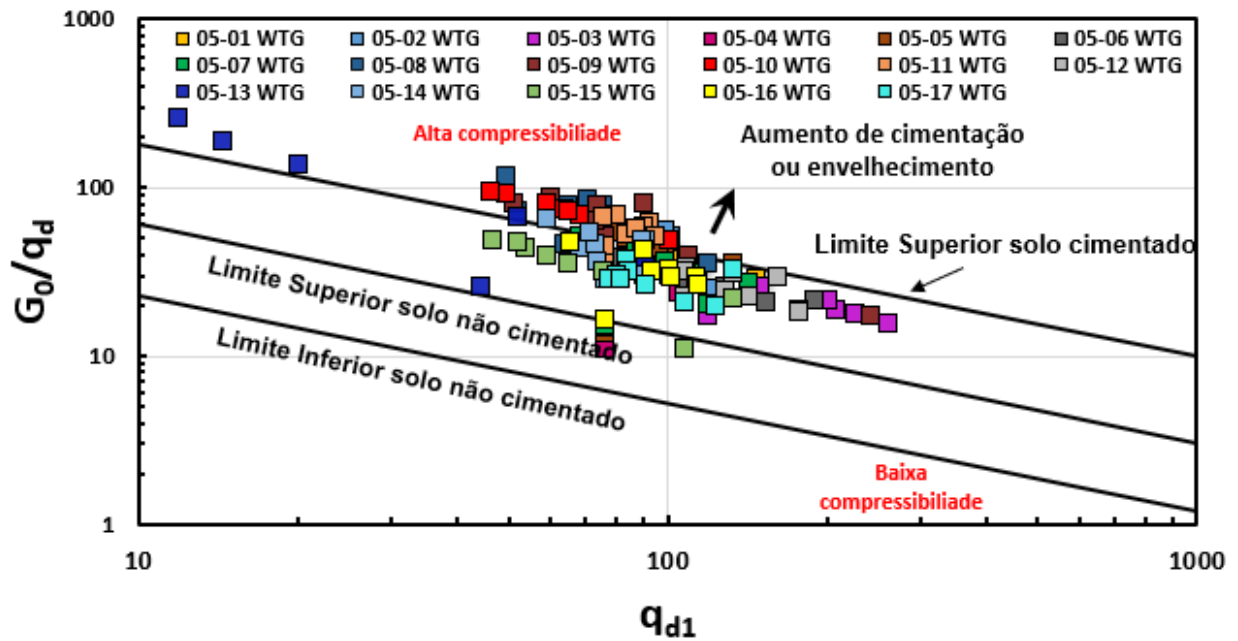
Fonte: Autor.

Figura 57: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Tenente Laurentino/RN – Área 4



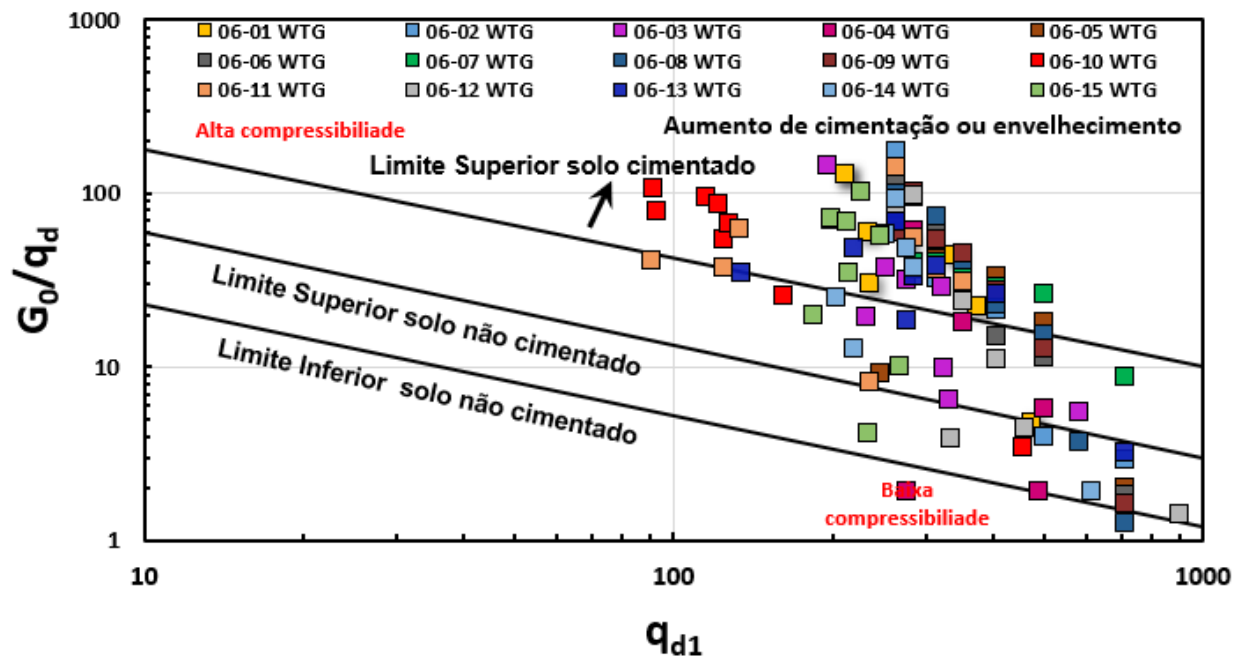
Fonte: Autor.

Figura 58: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Icapuí/CE – Área 5



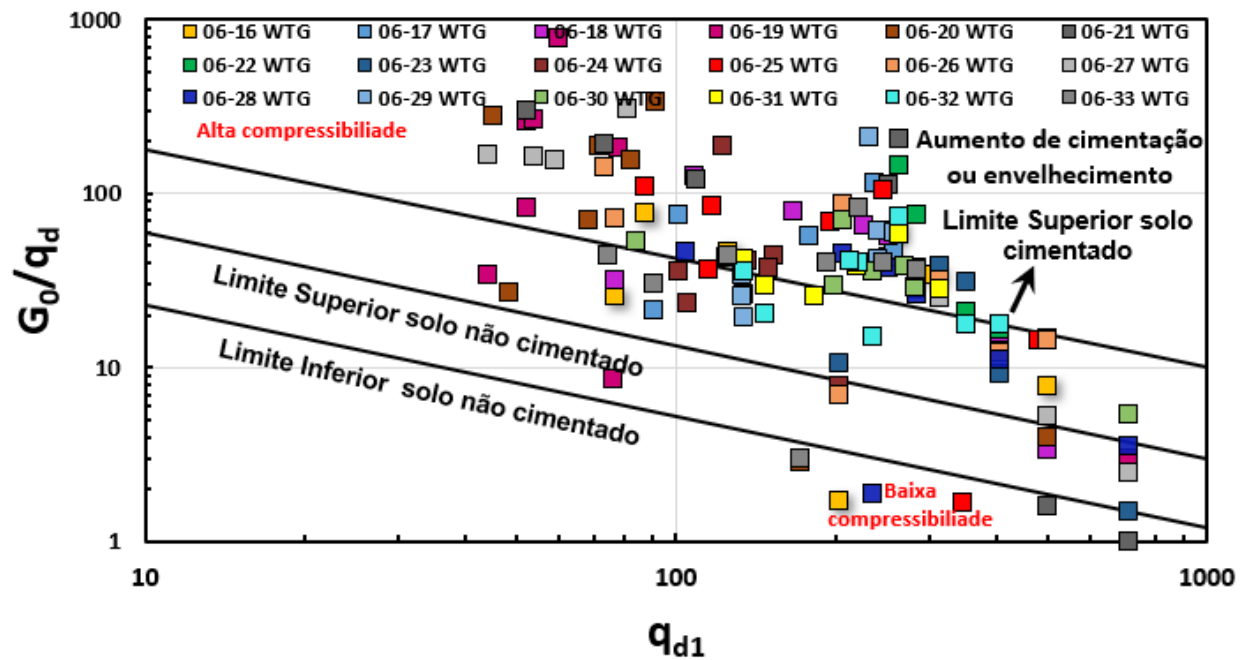
Fonte: Autor

Figura 59: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Araquara/BA – Área 6



Fonte: Autor

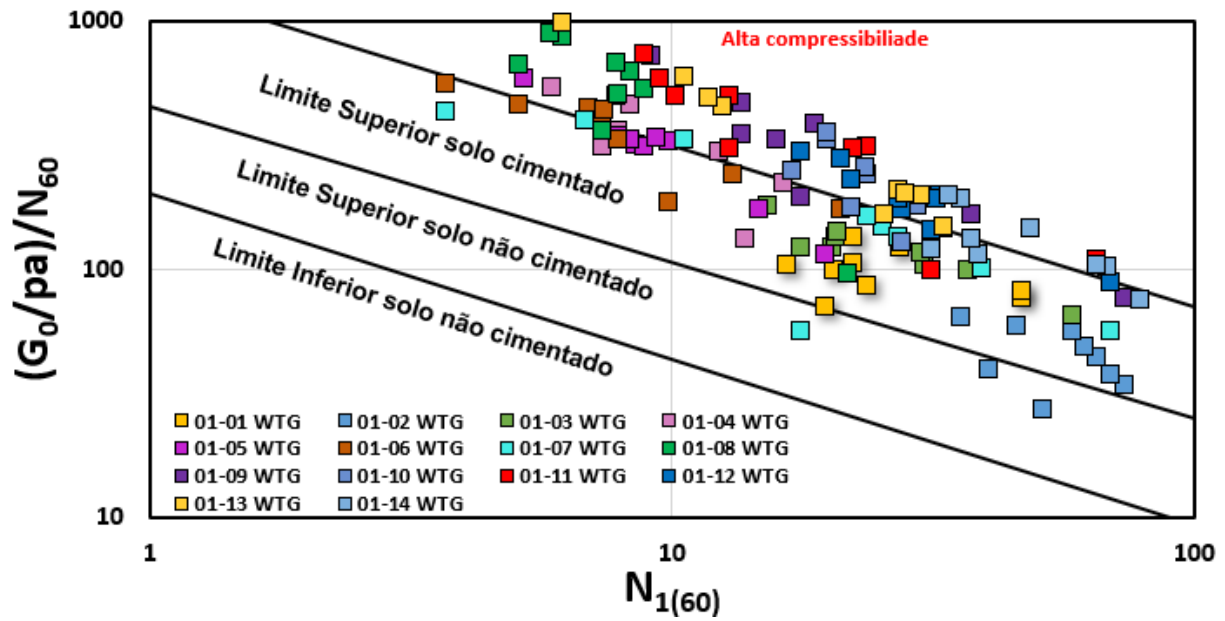
Figura 60: Limite do solo não cimentado ao cimentado – Araquara/BA – Área 6 - 2ª parte



Fonte: Autor

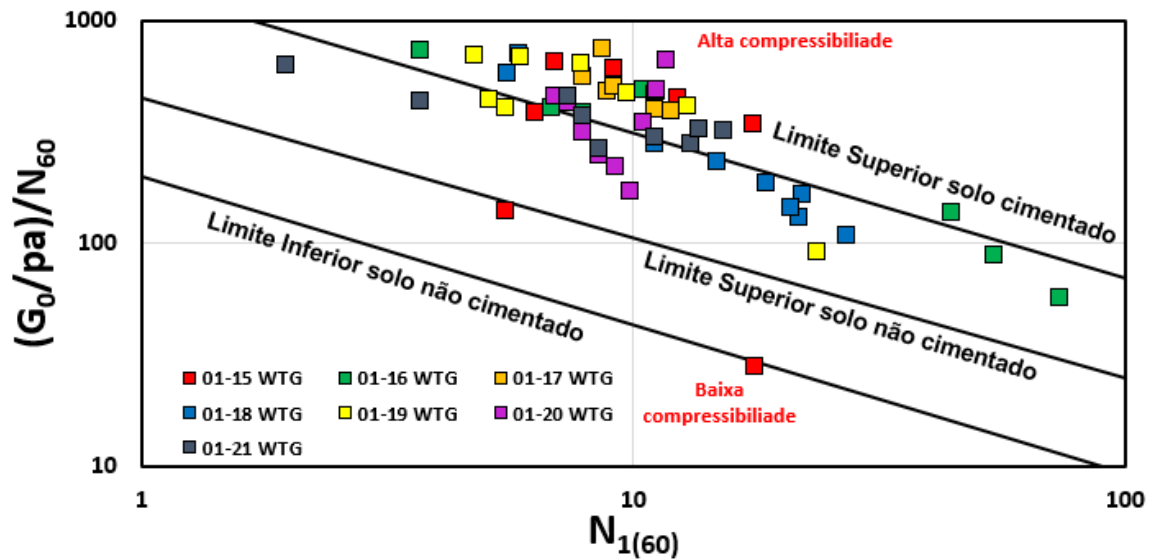
Esta mesma proposta desenvolvida para o ensaio em função do q_d obtidos como o SPT, tem-se a seguir os resultados para os o ensaio do SPT diretamente. Nestes gráficos a seguir obtém-se os resultados do ensaio no espaço $(G_0/p_a)/N_{60}$ versus $(N_1)_{60}$. Nas figuras abaixo, tem-se o gráfico da classificação do solo quanto a sua cimentação, das 06 áreas estudadas, respectivamente.

Figura 61: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Serra do Mel/RN – Área 01



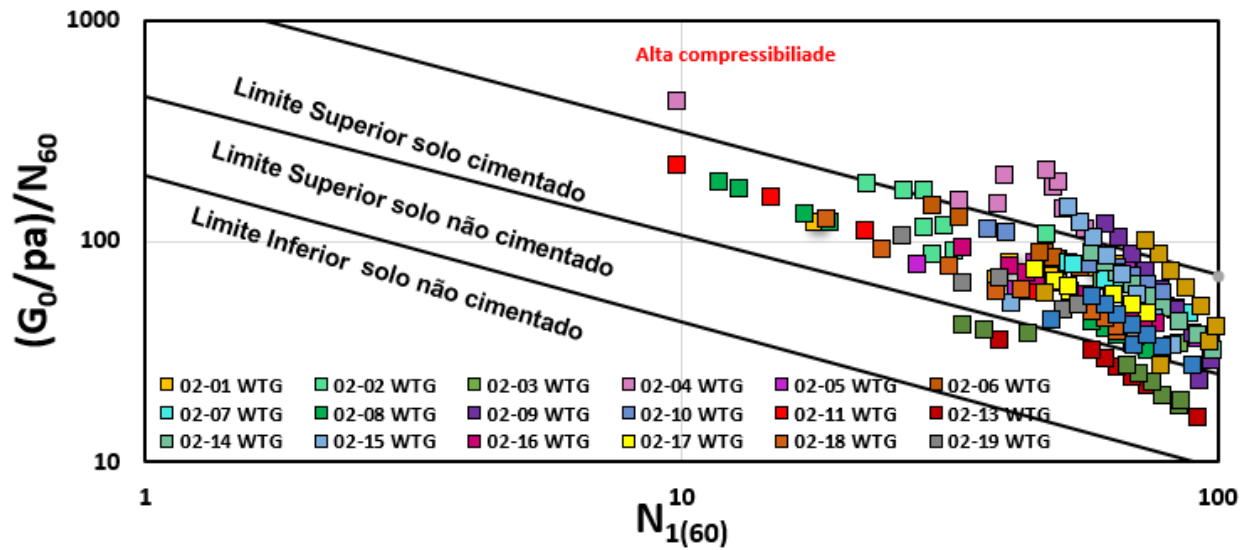
Fonte: Autor

Figura 62: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Serra do Mel/RN – Área 01 – 2ª parte



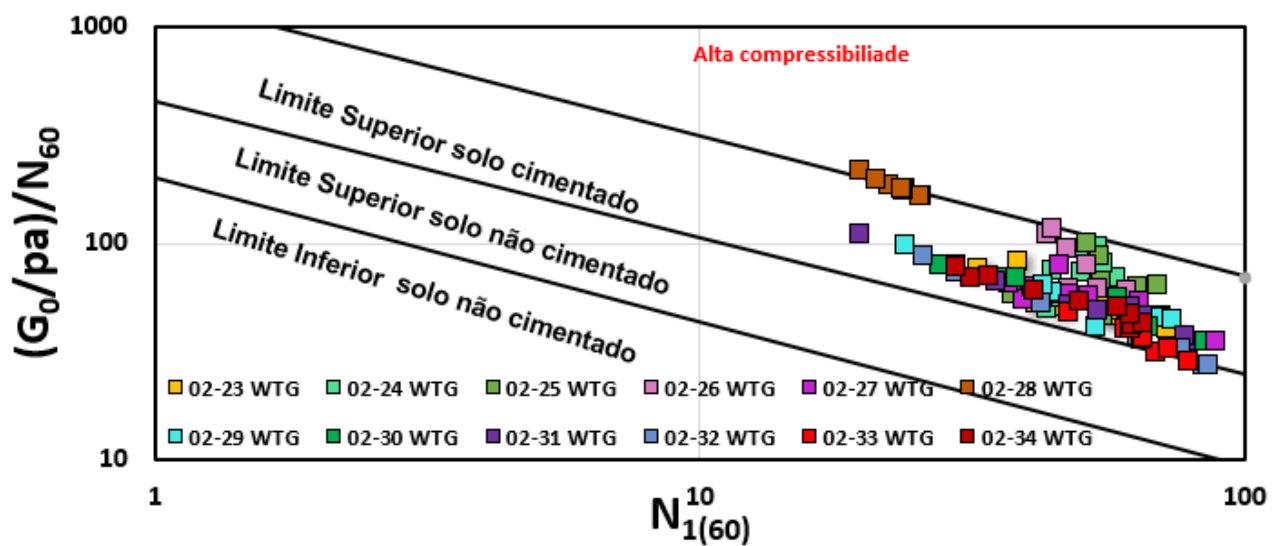
Fonte: Autor

Figura 63: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Afonso Bezerra/RN-
Área 02



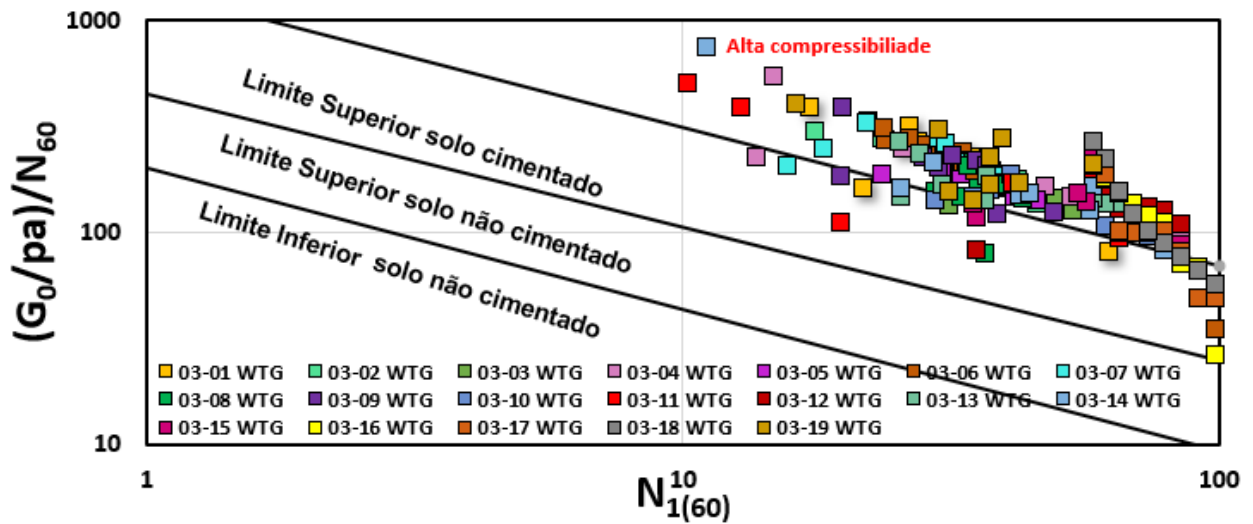
Fonte: Autor.

Figura 64: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Afonso Bezerra/RN-
Área 02 – 2ª parte



Fonte: Autor

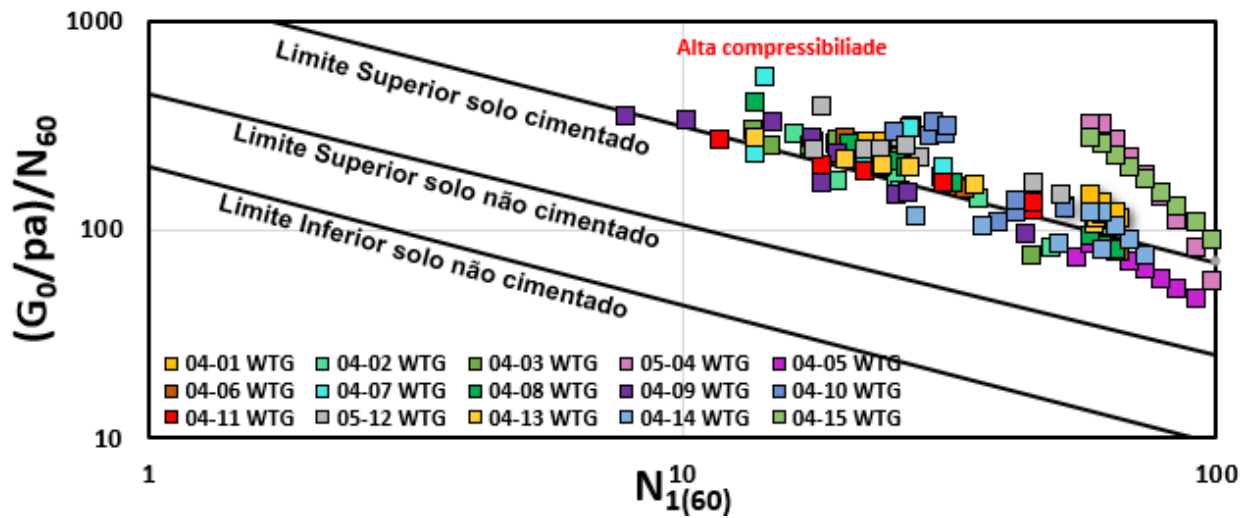
Figura 65: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Maral/RN Área 03



Fonte: Autor.

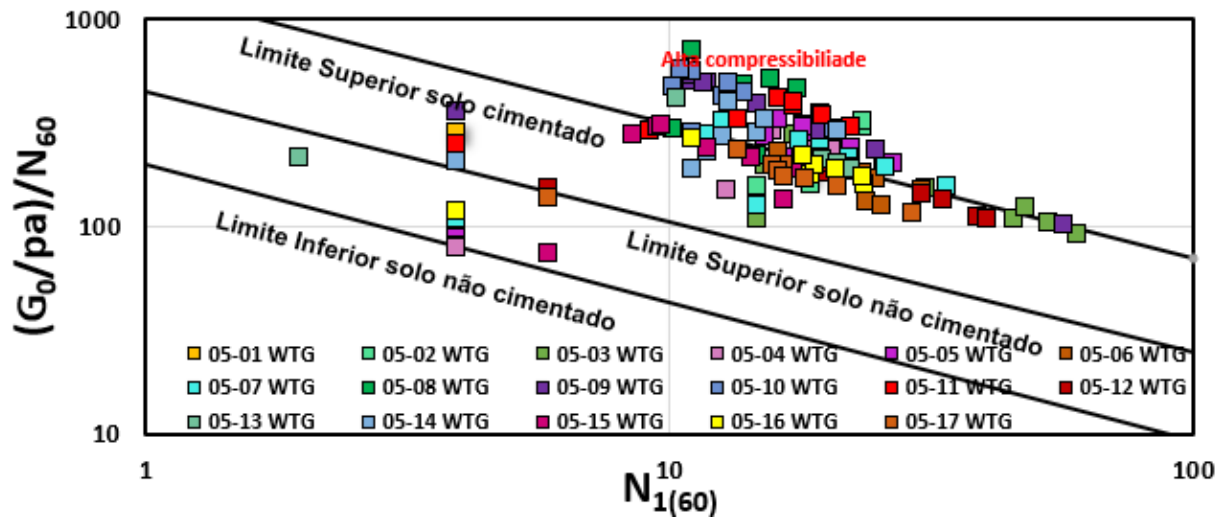
Figura 66: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Tenente

Laurentino/RN – Área 4



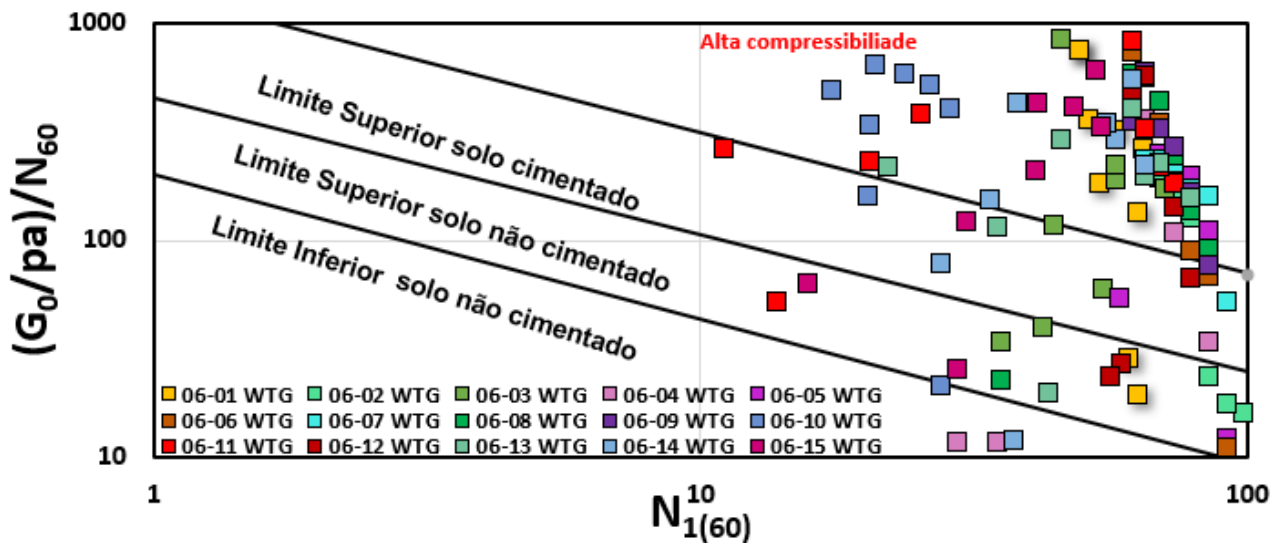
Fonte: Autor.

Figura 67: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Icapuí/CE – área 05



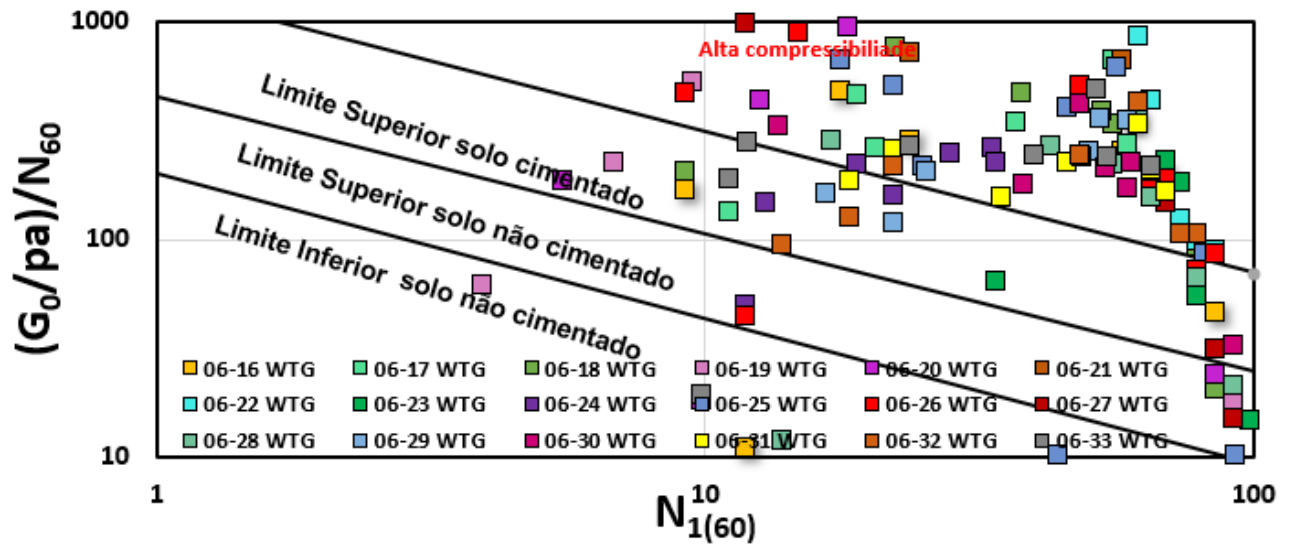
Fonte: Autor.

Figura 68: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Araraquara/BA Área 6



Fonte: Autor

Figura 69: Limite do solo não cimentado ao cimentado em relação ao N_1 – Araraquara/BA Área 6
– 2ª parte



Fonte: Autor.

5.3 COMPARAÇÃO ENTRE V_s OBTIDO A PARTIR DO SCPT E MASW

Conforme mencionado na revisão bibliográfica a velocidade da onda cisalhante no ensaio SCPT é calculada a partir da razão da distância entre sensores e o intervalo de tempo entre a chegada da onda em cada sensor sísmico. No caso do SCPT, que utilizou a técnica de downhole (DH), a distância entre sensores é fixa e conhecida e o tempo é obtido através de um registro efetuado com um osciloscópio ou por uma placa de analógica digital instalada em um microcomputador que emula um osciloscópio e registra com precisão o intervalo de tempo. Já no método MASW essa grandeza é determinada a partir de uma interpretação do operador que define o melhor ajuste através da sua experiência e conhecimento a curva dos máximos de energia. Esta etapa é delicada e, conforme mencionado na revisão bibliográfica, o operador deve ter muita atenção com a escala do gráfico velocidade versus frequência pois a definição da curva, na sua parte inicial, não é trivial e justamente corresponde aos 5 primeiros metros do perfil do subsolo. Profundidade esta que é de extrema importância na definição de fundações de bases de aerogeradores em fundação direta.

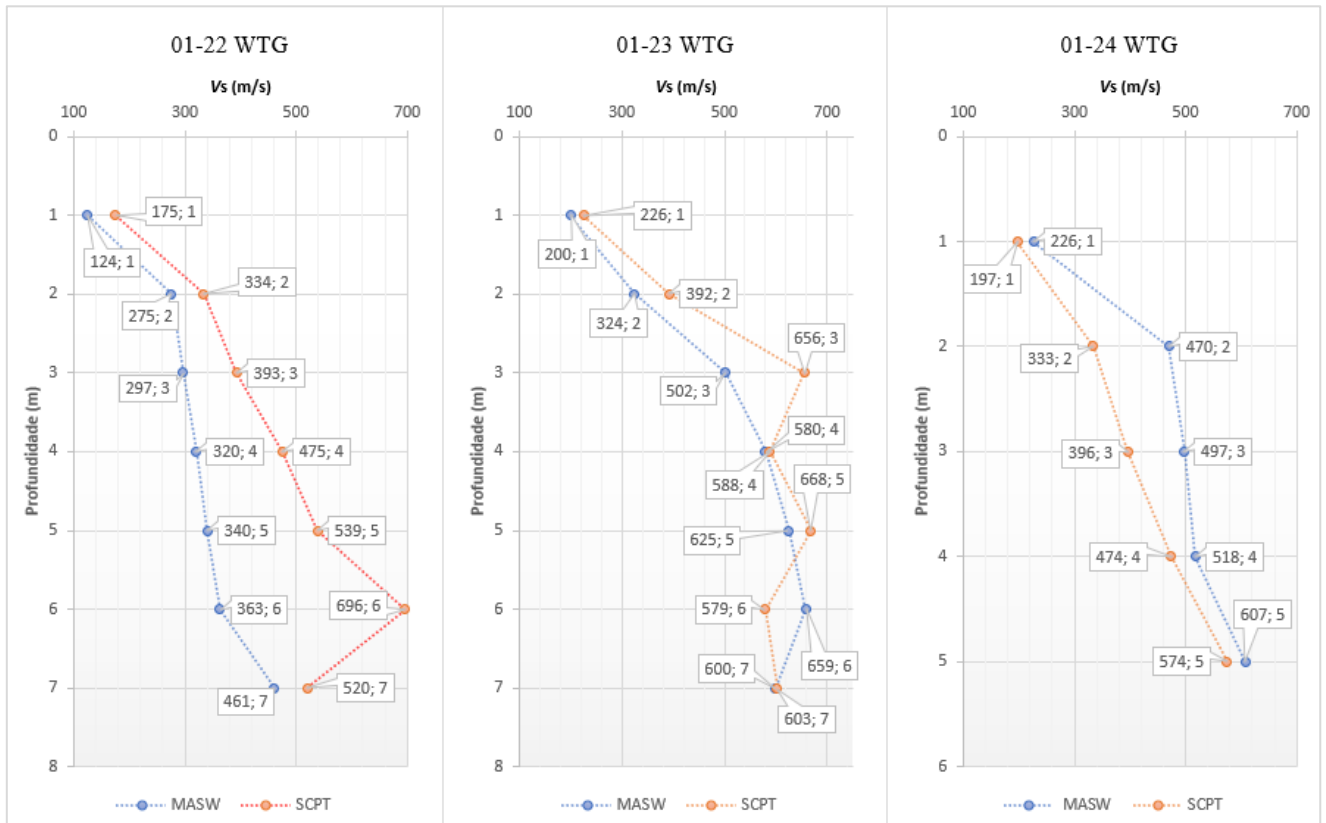
Os resultados da diferença de V_s ($Diferença = ((V_s - MASW - V_s - SCPT) / (V_s - SCPT)) \cdot 100$) calculados onde se dispõem de valores de V_s tanto para o SCPT como para MASW executados no parque de aerogeradores, denominado área 04 na região da Serra do Mel, Rio Grande do Norte. Como as profundidades onde há a determinação de V_s não coincide exatamente efetuou-se a interpolação para se obter os valores nas mesmas profundidades. Há uma grande variabilidade nos valores dos desvios tanto a maior como a menor. Esta constatação tem um impacto representativo e direto nos projetos de fundações já que o módulo cisalhante (G) é obtido a partir de uma degradação do módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0). Este valor de G é então utilizado diretamente para determinação da rigidez vertical (KV), horizontal (KH), de balanço (KR) e torcional (KT) do solo de fundação (DNV/RisØ, 2002). Esta constatação é reforçada por Foti et al. 2016 e Xia et al. (2000, apud Foti et al., 2016) onde desvios de até 40% também são reportados para profundidades que vão até 25m. Na tabela 23 e na figura 70, tem-se a plotagem destas confrontações, no qual referem-se aos aerogeradores 01-22 WTG, 01-23 WTG e 01-24 WTG. Em destaque as diferenças em percentual na cota de assentamento da fundação dos aerogeradores, comparando V_s nas metodologias MASW e SCPT.

Tabela 23: Confrontação dos resultados do SCPT e MASW (V_s)

01-22 WTG				01-23 WTG				01-24 WTG			
Prof.	MASW	SCPT	Desvio (%)	Prof.	MASW	SCPT	Desvio (%)	Prof.	MASW	SCPT	Desvio (%)
1	124	175	29	1	200	226	12	1	226	197	-15
2	275	334	18	2	324	392	17	2	470	333	-41
3	297	393	25	3	502	656	23	3	497	396	-26
4	320	475	33	4	580	588	1	4	518	474	-9
5	340	539	37	5	625	668	6	5	607	574	-6
6	363	696	48	6	659	579	-14				
7	461	520	11	7	600	603	0				

Fonte: Autor.

Figura 70: Plotagem da confrontação dos resultados do MASW e SCPT



a) 01-22 WTG

b) 01-23 WTG

c) 01-24 WTG

Fonte: Autor.

5.4 ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DE POTENCIAL DE COLAPSO

Como prática em projetos de aproveitamento eólico, em todas as fundações com tipologia direta, tem-se com regra a realização de ensaio de prova de carga em placa em solo, nas condições natural e inundada. O ensaio é sempre realizado na cota de assentamento da fundação do aerogerador.

A prática em projetos de fundações de aproveitamento eólico está fundamentada no uso de fundações diretas ou fundações profundas. Em ambos os casos deve ser atendido o item nove da norma NBR 6122/2019 que versa sobre o desempenho das fundações. No caso particular de

aerogeradores é mandatória segundo a norma a realização de provas de carga em placa ou em estaca a depender do tipo de fundação projetada. Adicionalmente deve-se efetuar o monitoramento de deslocamentos horizontais e verticais já que a estrutura tem altura maior que 55 metros e relação altura largura superior a quatro. No caso da possibilidade de solos colapsáveis se deve considerar esta condição no projeto e no método construtivo.

Desta forma é prática corrente, no caso de fundação direta, a execução de provas de carga em placa para aferir a capacidade de carga adotada no projeto e avaliar o potencial de colapso.

No caso da confirmação do potencial de colapso efetua-se geralmente a substituição do projeto de fundações diretas por um projeto de fundações profundas.

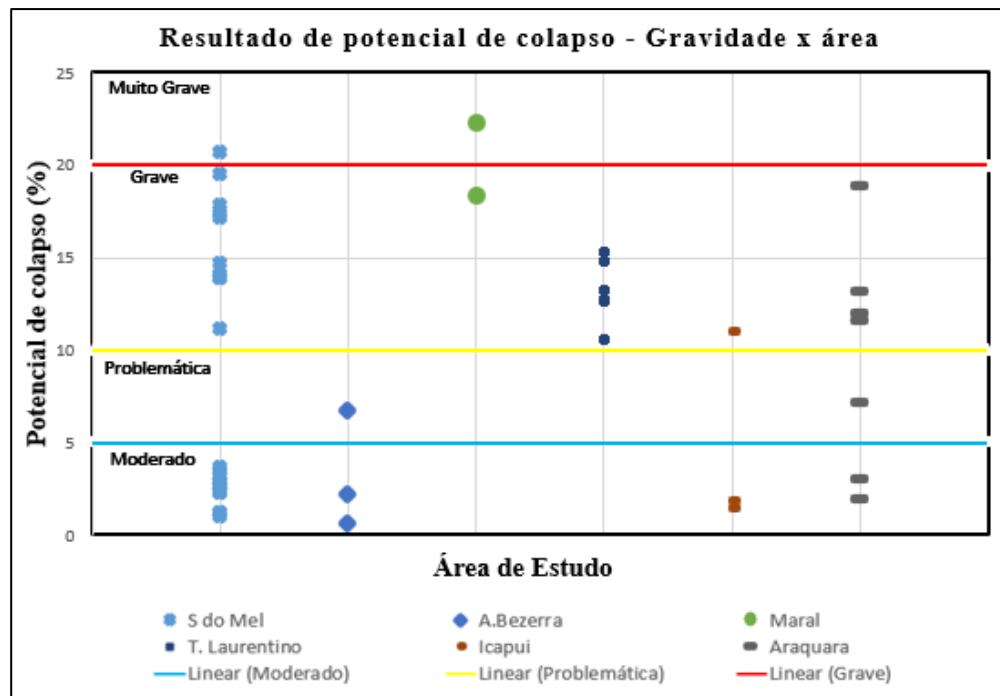
Os resultados obtidos através da curva tensão x deslocamento, do referido ensaio de placa em solo, quanto tem-se deslocamentos excessivos, por garantia solicita-se ensaio de potencial de colapso para certificar-se as condições de colapsidade. Os ensaios laboratoriais de determinação de potencial de colapso avaliados na presente pesquisa, indicam em quase sua totalidade, a presença de solos com potencial de colapso.

Quando trata-se de fundação de aerogerador, tendo-se a confirmação de colapsidade, altera-se a concepção de projeto de fundação, substituindo a fundação direta por uma fundação indireta, isso significa uma nova sapata de fundação com a inclusão de estaqueamento. O estaqueamento busca, transmitir os esforços aplicado na fundação para camadas mais profundas, basicamente atravessando a camada de solo colapsível. Outra solução é a substituição do material colapsível, por outro com propriedades adequadas. Esta solução por muitas vezes pode-se tornar inviável, pois a escavação para substituição do material é profunda, podendo ir de 6,00 a 8,00 m de profundidade.

Utilizando o critério de Jennings e Knight (1975), na classificação da gravidade do potencial de colapso, pode-se observar na figura 70, os valores de potencial de colapso das amostras ensaiadas e já identificadas por área estudada. Reitera-se que todas as 45 amostras de solos apontadas no gráfico, referem-se as coletadas na cota de assentamento das fundações de aerogeradores. As cotas de assentamento podem variar de 0,00 a 3,5 m de profundidade em relação

ao terreno natural. A profundidade é determinada pela altura da sapata de fundação, onde o topo deve estar aflorando para que seja conectada a torre que dá suporte a unidade geradora de energia.

Figura 71: Resultado de potencial de colapso das amostras por área estudada



Fonte: Autor

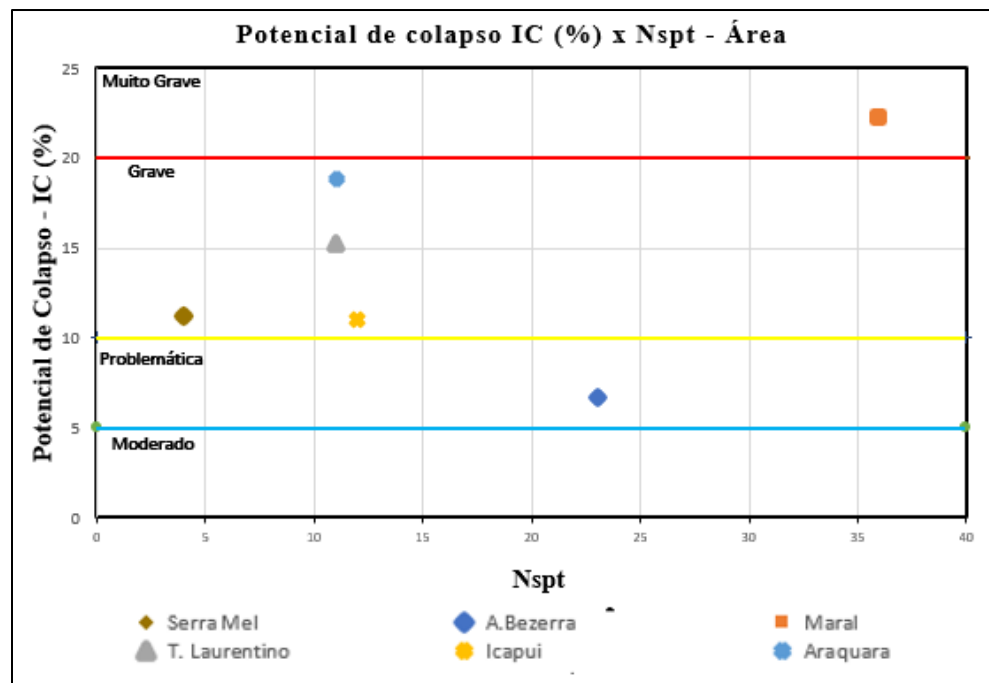
A região nordeste do Brasil, objeto desta pesquisa, apresenta excelente potencial eólico, e portanto, tem grande demanda para instalação de novos parques no futuro próximo. A determinação do potencial de colapso do solo de fundação passa a ser procedimento obrigatório e a busca de metodologias que anteveem este problema de extrema importância para a prática da engenharia de fundações de aerogeradores.

A partir das curvas de tensão versus índice de vazios dos ensaios de determinação de ensaio de colapso, e das curvas de tensão versus deslocamento das provas de carga em placa, analisados no presente estudo, é possível inferir que o recalque sofre mais com a influência da variação da

umidade do que com a variação da tensão aplicada. A partir desta constatação tem-se a confirmação do conceito de que o que provoca a colapsidade é a presença de água, ou saturação e não a aplicação direta de tensão, na maioria dos casos.

Podemos constatar com bases nos resultados de determinação de potencial de colapso das amostras estudadas, que elas não têm relação direta com os resultados de Nspt. Na Figura 71, tem-se os resultados do potencial de colapso versus Nspt, das amostras que apresentaram maior percentual de potencial de colapso por área estudada.

Figura 72: Resultado de potencial de colapsidade versus Nspt por área estudada



Fonte: Autor

Os resultados mostram que para as áreas da Serra do Mel, Araquara, Icapuí e Tenente Laurentino os valores classificados como gravíssimo utilizando o critério de Jennings e Knight (1975), tem-se valores de Nspt até 12, valores considerados baixos, e para as demais áreas, de Afonso Bezerra e Maral, constatou-se valores relativamente altos. Constatando-se que não existe uma relação direta entre essas duas grandezas, potencial de colapso com Nspt.

5.5 CURVA CARACTERISTICA

Com base nos resultados apresentados no capítulo anterior pode-se observar que o solo da região de Tenente Laurentino/RN, ensaiado nesta pesquisa apresenta um teor de umidade gravimétrico de cerca de 10%. Este valor pode chegar a induzir uma sucção de 200 a 400 kPa segundo a curva característica determinada.

Considerando a equação de Bishop e adotando um valor de χ médio o impacto da sucção na tensão efetiva inicial pode ser de 100 a 200 kPa. Este valor implicará diretamente na resistência ao cisalhamento e no módulo de cisalhamento (G) do solo local. A perda repentina desta tensão de sucção em decorrência da saturação do solo pode justificar uma deformação brusca, ou seja, o colapso da estrutura do solo.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Entre os solos problemáticos para engenharia civil, mais especificadamente para execução das fundações de aerogeradores, tem-se os solos colapsíveis. Segundo pesquisa recentes, o nordeste do Brasil possui 82% de todas as ocorrências de solos colapsíveis encontradas no território nacional, contra 12 % da região centro-oeste e 4 % da região sul. A literatura apresenta várias definições de solos colapsíveis, mas a que melhor descreve na opinião deste autor, é a proposta de Clemence e Finbra (1981) que define como solos colapsíveis solos não saturados que sofrem um radical rearranjo de partículas e grande redução de volume quando submetidos à inundação com ou sem carregamento aplicação de adicional.

As regiões do árido e do semiárido do Nordeste são consideradas regiões com alta suscetibilidade de presença de solos colapsíveis, principalmente por apresentarem grandes períodos de escassez de chuva, levando o solo não saturado a uma condição com déficit hídrico. Esta condição de déficit hídrico induz no solo elevadas tensões de sucção que pode ser eventualmente perdias já que a região apresenta precipitações concentradas em época específica do ano. Essas condições de elevado sucção elava a tensão efetiva inicial conferindo ao esqueleto do solo uma maior força de atração entre os grãos. Esta maior força de atração entre os grãos atua de forma similar à de um solo cimentado elevando a resistência dos solos e reduz a sua deformabilidade. Esta redução na deformabilidade foi observada a partir de valores de V_s elevados para local.

A energia renovável, de aproveitamento eólico, tem o Nordeste como um dos melhores lugares para instalação de aerogeradores do mundo. A presença de solos colapsíveis em parques eólicas tem causado grandes transtornos aos envolvidos na implantação, uma vez que a maior resistência observada na condição não saturada do solo induz a escolha de fundação direta para o assentamento das bases dos aerogeradores. Com a constatação do potencial de colapso mudanças severas no projeto, custo e cronograma são experimentadas com a alteração do projeto para fundações profundas ou mudanças severas na cota de assentamento das bases.

Na presente pesquisa buscou-se entender o comportamento de solos com potencial de colapso a partir de dados de sondagem SPT, SCPT, MASW e ensaios laboratoriais. O entendimento deste comportamento especial do solo está sendo efetuada para melhor caracterizar os solos

presentes e com isso proporcionar um melhor entendimento do comportamento do solo de fundação de bases de aerogeradores que estão sendo construídos na região.

Os resultados das investigações geotécnicas das bases de aerogeradores foram plotados nos espaços G_0/q_c versus q_{c1} ; G_0/N_{60} versus $N_{60,1}$ e G_0/q_d versus q_{d1} proposta de Schnaid *et al.* 2004.

Para os solos encontrados na região nordeste do Brasil, mais precisamente no estado do Rio Grande do Norte, onde se tem a grande maioria dos solos estudados, a proposta de Schnaid, *et al.* 2017 de transformar a resistência do solo obtido a partir do número de golpes (N_{SPT}) necessárias para a cravação do amostrador em uma tensão de ruptura dinâmica (q_d) é possível de ser aplicada e se mostrou adequada para os solos arenosos e siltes arenosos não saturados da formação Barreiras. Esta constatação potencializa o uso dos resultados de N_{SPT} no entendimento do comportamento dos solos da região, e foi adotado para as demais regiões estudadas.

Os resultados das sondagens de NSTP, SCPT, MASW plotados nos espaços propostos por Schnaid *et al.* 2004 (G_0/q_c versus q_{c1} ; G_0/N_{60} versus $N_{60,1}$ e G_0/q_d versus q_{d1}) caracterizam todos os solos analisados até então como sendo solos cimentados.

A fronteira que defini o limite superiormente os solos cimentados nos espaços proposto por Schnaid *et al.* 2004 foram consistentemente superadas sugerindo a necessidade de reavaliação deste limite superior.

Todos os resultados dos ensaios analisados nesta pesquisa referente a região nordeste do Brasil que classificaram os solos como sendo cimentados, no espaço proposto por Schnaid *et al.* 2004, tem potencial de colapso caracterizado como sendo de moderado a grave. Esta constatação sugere a recomendação de se plotar os resultados da investigação geotécnica neste espaço e em se caracterizando o solo como cimentado o projetista de fundações já poderá solicitar investigação complementar e ou a derivação do projeto para fundações profundas já na fase de estudo conceitual.

Os valores de V_s obtidos com base em medidas direta obtidas com o ensaio SCPT (Procedimento *downhole*) diferem ligeiramente dos resultados de V_s obtidos a partir da interpretação dos dados utilizados na metodologia MASW. Os valores obtidos pelo método MASW nos primeiros metros são superiores aos do SCPT e inferiores em maiores profundidades. Esta

conclusão tem impacto direto na interpretação dos resultados no espaço proposto por Schnaid *et al.* 2004 já que pode elevar ou reduzir sua posição junto ao eixo das ordenadas.

Estas diferenças encontradas nos valores de V_s obtidos por distintos métodos (*downhole* e MASW) também tem impacto direto no projeto de fundações já que o módulo cisalhante (G) é obtido a partir de uma degradação do módulo cisalhante a pequenas deformações (G_0). O valor de G é então utilizado diretamente para determinação da rigidez vertical (K_V), horizontal (K_H), de balanço (K_R) e torcional (K_T) do solo de fundação (DNV/Risø, 2002).

Os resultados dos ensaios laboratoriais de compressão confinada com vistas a determinação de potencial de colapso realizados pelas construtoras, bem com os resultados realizados nesta pesquisa indicaram que em todas as áreas estudadas foram encontrados solos potencialmente colapsíveis. Algumas áreas como a do Rio Grande do Norte por exemplo, com grandes incidências, onde a totalidade das posições onde são assentadas as bases dos aerogeradores indicou esta condição de colapso. Como já decorrido anteriormente, na maioria das vezes, ao encontrarmos solo colapsível na cota de assentamento de uma fundação direta, a solução adotada é a troca de tipologia, ou seja, indicar uma fundação indireta com estaqueamento, buscando transferir os esforços a camadas mais resistentes.

Com objetivo de entender melhor o comportamento do solo não saturado, buscou-se conhecer a curva característica do material colapsível apresentado no decorrer da pesquisa. A curva característica obtida através do ensaio filtro de papel, trouxe informações importante quanto ao importante ao comportamento do solo no que se refere a sucção. A amostra ensaiada apresentou sucção elevada onde pode-se constatar que esse fenômeno é a possível causa do colapso nos solos estudados. No caso do solo ensaiado o teor de umidade inicial das amostras está em torno de 10%. Já em um dos parques eólicos da região da serra do Mel o teor de umidade inicial das amostras está a cerca de 5% o que pode induzir tensões de sucção mais elevadas.

Verificou-se ao longo da pesquisa que não é seguido um procedimento padrão para a definição da tensão de inundação para a determinação do potencial de colapso. Algumas empresas inundam a amostra em prensas de compressão confinada a 100 kPa, outras a 200kPa ou a 250 kPa. Nos ensaios de placa realizados no campo a tensão de inundação também não segue uma uniformização sendo que algumas empresas inundam a 463 kPa, outras a 500 kPa, ou na tensão

admissível projetada para fundação conforme indicado nos gráficos apresentados no capítulo de resultados. Assim não seguem um padrão como a norma ASTM D5333 (*Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential os Soils*) que preconiza que o potencial de colapso deve ser determinado a 200 kPa ou a proposta de Lutenegeger e Saber (1988) de 300kPa. Como o valor de I_c aumenta na medida em que se aumenta a tensão de inundação a utilização de sistemas de classificações fica prejudicada.

Por fim observou-se grande dificuldade ao longo da pesquisa em se obter fácil acesso a todos os dados envolvidos nos ensaios. Relatórios consolidados de resultados fornecidos apresentam, no que se refere ao potencial de colapso, a curva tensão *versus* índice de vazios acrescido do potencial de colapso. Estes relatórios acabam omitindo informações adicionais como o teor de umidade inicial da amostra, peso específico, densidade real dos grãos dificultando a busca de conhecimentos como do valor do teor de umidade típico dos solos da região ou alguma associação de índice de vazios inicial da amostra com o potencial de colapso.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Avaliar o deslocamento horizontal no topo da estaca através de prova de carga estática, com intuito de verificar o comportamento em solo colapsível, frente aos esforços horizontais.

REFERÊNCIAS

ABEEOLICA. Associação Brasileira de Energia Eólica. 2021.

ABMS. Associação Brasileira de Mecânica dos solos e engenharia geotécnica. 2015. Disponível em: <<http://www.abms.com.br/international-pile-prediction-event-desafia-profissionais-a-preverem-desempenho-de-obra/>>. Acesso em: 18 Outubro 2021.

ABMS/ABEF. Fundações Teoria e Prática, 3a edição, editora PINI, 2019, São Paulo.

ALHEIROS, M. M. et al. Sistemas Depositionais na Formação Barreiras no Nordeste Oriental. Anais XXXV Congresso Brasileiro de Geologia, 1988.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM D5778-12: Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM D2435: Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484. Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6489. Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro. 2019.

BEZERRA, F. H. R., MELLO, C. L., & SUGUIO, K. A Formação Barreiras: recentes avanços e antigas questões. Geologia USP. Série Científica, III-VI. 2006.

CAVALCANTE, E. H.; DANZIGER, F. A. B.; DANZIGER, B. R. Estimating the SPT penetration resistance from rod penetration based on instrumentation. Proc., Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Millpress, The Netherlands, v. 1, 2004.

CINTRA, J. C. A. Fundações em Solos Colapsíveis. 1ed. São Carlos: EESC-USP, 1998.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis. São Carlos: EESC-USP, 2013.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; TSUHA, C. H.; GIACHETI, H. L. Fundações: Ensaios estáticos e dinâmicos 1. ed. São Paulo, SP., 2009.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. Fundações Diretas: Projeto Geotécnico. 1ª ed. São Paulo – SP: Oficina de Textos, 2011.

CLEMENCE, S. P. e FINBARR, A. O. Design considerations for collapsible soils. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.107, n.GT3, 1981. p. 305-317.

CPRM. Serviço Geológico do Brasil. Disponível em <https://geoportal.cprm.gov.br/geosgb/>. Acesso em 17/12/2021.

CUSTÓDIO, R. Energia eólica para produção de energia elétrica. Editora Centro da memória da Eletricidade no Brasil. Rio de Janeiro, 2009.

DNV/Risø. 2002. Guidelines for design of wind turbines - Second Edition. Det Norske Veritas, Copenhagen, and Wind Energy Department, Risø National Laboratory. Denmark.

DUTRA, R. Energia Eólica Princípios e Tecnologias. CRESESB, Brasília. 2008.

ESLAAMIZAAD S., ROBERTSON P. K. A framework for in-situ determination of sand compressibility. 1997, Proc. 49th Canadian Geotech. Conf., St John's, Newfoundland.

EUROCODE 2, EN 1992-1-2 (2004): Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.

FERREIRA, S. R. M. & LACERDA, W. A. Variações de Volume em Solo Colapsível Medidas Através de ensaios de Laboratório e de Campo. Revista Solos e Rochas. Vol. 16, No 4, 1993.

GALINDO, A. C. et al. Geologia e Recursos Minerais da Folha Apodi* SB.24-X-C-VI. Recife: CPRM – Serviço Geológico do Brasil / Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2016.

GANDOLFO, O. Determinação do Módulo de Rigidez (G0) por meio de Ensaio Sísmicos – 03-09-2020. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=xtbQROpuzU&t=2833s>>.01 de junho de 2021.

GAVIOLI, F. M. Análise da Interação Solo-Estrutura das Fundações de Unidades Aerogeradoras. Anais do Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, Minas Gerais, COBRASEG, 2016.

GODOY, N. S: TEIXEIRA, A T. (1996). Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. Fundação: Teoria e Prática, Hachich et al (eds), Ed. Pini Ltda, São Paulo.

GWEC. 2021. Global Wind Statistics 2021. *Global Wind Energy Council*, Brussels.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE: Clima.1978. Disponível em: https://www.ibge.gov.br/geociencias_novoportal/informacoesambientais/climatologia/15817-clima.html?=&t=downloads. Acesso em: 24 abril 2022.

JEFFERIES, Michael G.; DAVIES, Michael P. Use of CPTU to estimate equivalent SPT N 60. *Geotechnical Testing Journal*, 1993.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse of grais structure”. *Regional Conference for African Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Durban, 1975, 105p.

LUTENEGGER, A. J. e SABER, R. T. (1988) “Determination of Collapse Potential of Soils”, *Geotechnical Testing Journal*, 11 (3), p. 173-178

MILITITSKY, J. Fundações de Torres, Aerogeradores, Linhas de Transmissão e Telecomunicação. Ed. 1. São Paulo, Oficina do texto, 2019.

MILITITSKY, J.; CONSOLI N. C.; SCHNAID, F. Patologia das Fundações. Ed. 2. São Paulo, Oficina do texto, 2015.

MORENO, M. G. M. Modelagem Numérica com acoplamento Hidromecânico da reconstrução, enchimento e comportamento da Barragem de Açú/RN após o acidente no final de construção. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.

NARDELLI, A.; FUTTAI, M. M. Geotechnical design and investigation of onshore wind turbines foundations. 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3ª Feira da Industria de Fundações e Geotecnia, São Paulo, SEFE 9, 2019.

NUNES, F. C.; SILVA, E. F.; BOAS, G. S. V. Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento 194. Grupo Barreiras: Características, Gênese e Evidências de Neotectonismo. 2ed. Rio de Janeiro, 2011.

ODEBRECHT, E. Notas de aula: Investigações geotécnicas. 2 de junho de 2021. Notas de aula - PPGEC UDESC.

ODEBRECHT, E. Medidas de energia no ensaio SPT. 2003. 230 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

OLIVEIRA, G. Vibration-based structural health monitoring of wind turbines. Doctoral Thesis. Universidade do Porto, 2016.

OLIVEIRA, V. H. P. Dimensionamento Geotécnico da Fundação de uma Turbina Eólica. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2020.

PARK, C. B.; MILLER, R. D.; XIA, J. Multichannel Analysis of Surface waves. *Geophysics*, V. 64, n. 3, p. 800-808, 1999.

RODRIGUES, J. A prática de melhoramento de solos moles com geoenrijecimento em rodovias. Soft Soil Brazilian review. São Paulo. V 2, N2, dezembro de 2018.

SANTOS JÚNIOR, O. F.; COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. F. (2015). Propriedades Geotécnicas dos Sedimentos da Formação Barreiras no Litoral do Rio Grande do Norte - Brasil. Geotecnia, v. 134, 2015.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaios de campo e suas Aplicações à Engenharia. São Paulo, Oficina do texto, 2012.

SCHNAID, F.; LEHANE B. M.; FAHEY, M. In situ test characterization of unusual geomaterial preceedings. 2an Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Rotterdam: Edited by Viana de Fonseca e Mayne, V1, p. 49-74, 2004.

SEVERO, R. F.: Propriedades geotécnicas dos sedimentos da formação barreiras no litoral do Rio Grande do Norte. Anais do Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, 13, Curitiba, COBRASEG, V.1, 2006.

STROBBIA, C., Surface Wave Method Acquisition, Processing, and Inversion. Tese de doutorado p Politécnico di Torino, 2003.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In. Hachich et al. (eds). Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, 1996.

VERÍSSIMO, K. J. S. Avaliação da colapsibilidade e resistência de ponta em um solo arenoso compactado de Petrolina-PE com e sem inundação. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

VILAR, O.M.; RODRIGUES, R. A. Métodos expeditos para previsão da resistência dos solos não saturados e identificação de solos colapsíveis. In: SIMPOSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS. Anais, Salvador, 2008. V2, P575 – 592.

WINDBOX. Componentes dos aerogeradores: conheça toda a sua estrutura. Disponível em: <<https://windbox.com.br/blog/componentes-dos-aerogeradores/>>. Acesso: 20 de agosto de 2021.

ANEXO – A

Investigações geotécnicas - SPT & CPT					
Serra do Mel	Afonso Bezerra	Maral	Ten. Laurentino	Icapuí	Araraquara
01-01 WTG	02-11 WTG	03-06 WTG	04-01 WTG	05-01 WTG	06-03 WTG
01-02 WTG	02-30 WTG	03-15 WTG	04-03 WTG	05-03 WTG	06-10 WTG
01-03 WTG	02-33 WTG		04-04 WTG	05-12 WTG	06-12 WTG
01-04 WTG			04-07 WTG		06-16 WTG
01-05 WTG			04-10 WTG		06-21 WTG
01-06 WTG			04-13 WTG		06-27 WTG
01-07 WTG					06-31 WTG
01-08 WTG					
01-09 WTG					
01-10 WTG					
01-11 WTG					
01-12 WTG					
01-13 WTG					
01-14 WTG					
01-15 WTG					
01-16 WTG					
01-17 WTG					
01-18 WTG					
01-19 WTG					
01-20 WTG					
01-21 WTG					
01-22 WTG					
01-23 WTG					
01-24 WTG					

Serra do Mel

01-01 WTG						Descrição do solo
Prof. (m)	NSPT	V _s MASW (m/s)	V _s -SCPT (m/s)	q _c - SCPT (kPa)	Camadas (m)	
0,2	26	200	-	-	0 a 0,28	Areia média branca, compacta
1	22	222	-	-	0,28 a 1,83	Areia média, pouco siltosa compacta a muito compacta
2	21	275	-	-		
3	29	312	-	-		
4	50	310	-	-	1,83 a 4,38	Areia média, siltosa, Amarela Compacta a muito compacta
4	50	325	-	-		
6	50	355	-	-	4,38 a 7,18	Silte arenoso argiloso, cinza e amarelo, muito compacto
7	50	370	-	-		
8	50	400	-	-		
9	35	-	-	-	7,18 a 14,38	Silte argiloso, vermelho compacto a muito compacto
10	50	-	-	-		

01-02 WTG						Descrição do solo
Prof. (m)	NSPT	V _s MASW (m/s)	V _s -SCPT (m/s)	q _c - SCPT (kPa)	Camadas (m)	
0,2	10	200	-	-	0 a 1,12	Areia fina à grossa pouco siltosa, cor marrom, medianamente compacta
1	9	230	-	-	1,12 a 3,16	Areia fina à média siltosa, cor vermelha, medianamente compacta
2	12	260	-	-	3,16 a 4,06	Areia fina à média siltosa, cor vermelha e amarela, medianamente compacta
3	15	270	-	-		
4	15	300	-	-	4,06 a 5,37	Areia fina à média siltosa, cor vermelha, medianamente compacta
5	16	350	-	-		
6	21	380	-	-	5,37 a 6,05	Areia fina à média siltosa, cor vermelha e amarela, medianamente compacta a compacta
7	38	405	-	-	6,05 a 8,89	Areia fina à média siltosa, cor branca, compacta e muito compacta
8	45	430	-	-		
9	28	-	-	-	8,89 a 9,74	Silte arenoso argiloso, cor cinza, compacto a muito compacto
10	50	-	-	-		

01-03 WTG						Descrição do solo
Prof. (m)	NSPT	V _s MASW (m/s)	V _s -SCPT (m/s)	q _c - SCPT (kPa)	Camadas (m)	
0,2	9	250	-	-	0 a 0,47	Areia pouco siltosa, cor marrom, medianamente compacta
1	11	275	-	-	0,47 a 1,63	Areia fina, pouco siltosa, cor amarela, medianamente compacta
2	9	304	-	-	1,63 a 7,21	Areia média, siltosa, cor vermelha, medianamente compacta a compacta
3	13	315	-	-		
4	14	335	-	-		
5	22	360	-	-		
6	23	390	-	-		
7	30	410	-	-	7,21 a 8,71	Areia fina, siltosa, cor amarelo e branco, compacta a muito compacta
8	50	430	-	-		
9	50	-	-	-	7,21 a 10	Silte, pouco arenoso, muito compacto
10	50	-	-	-		

01-04 WTG						
Prof. (m)	NSPT	Vs MASW (m/s)	Vs -SCPT (m/s)	qc - SCPT (kPa)	Camadas (m)	Descrição do solo
0,2	7	230	-	-	0 a 0,20	Areia média, pouco siltosa, marrom, pouco compacta
1	4	265	-	-	0,20 a 1,61	Areia média, pouco siltosa, amarela, fofa
2	4	300	-	-	1,61 a 8,57	Areia média, siltosa, vermelha, fofa e medianamente compacta
3	5	320	-	-		
4	4	350	-	-		
5	6	395	-	-		
6	6	410	-	-		
7	10	409	-	-	8,57 a 10,42	Silte arenoso, amarelo e vermelho, medianamente compacto a compacto
8	14	420	-	-		
9	17	-	-	-	10,42 a 12	Silte arenoso, amarelo e cinza, compacto
10	22	-	-	-		

01-05 WTG						
Prof. (m)	NSPT	Vs MASW (m/s)	Vs -SCPT (m/s)	qc - SCPT (kPa)	Camadas (m)	Descrição do solo
0,2	10	255	-	-	0 a 0,87	Areia média, cor marrom, medianamente compacta
1	8	280	-	-		
2	5	300	-	-	0,87 a 2,58	Areia média siltosa, cor amarela, pouco compacta
3	5	311	-	-		
4	6	325	-	-	2,58 a 6,88	Areia média siltosa, cor vermelha, fofa a pouco compacta
5	6	335	-	-		
6	4	365	-	-		
7	8	385	-	-	6,88 a 7,32	Areia média siltosa, com pedregulhos de quartzo, cor vermelha, pouco compacta
8	8	390	-	-	7,32 a 8,06	Silte arenoso, cor vermelho, pouco compacto
9	13	-	-	-	8,06 a 9,68	Areia grossa siltosa, cor vermelha, pouco compacta a medianamente compacta
10	18	-	-	-	9,68 a 11,28	Areia média pouco siltosa, cor vermelha, medianamente compacta a compacta

01-06 WTG						
Prof. (m)	NSPT	Vs MASW (m/s)	Vs -SCPT (m/s)	qc - SCPT (kPa)	Camadas (m)	Descrição do solo
0,2	5	230	-	-	0 a 0,52	Areia fina a grossa, pouco siltosa, cor marrom, pouco compacta
1	2	251	-	-	0,52 a 2,09	Areia fina a grossa siltosa, cor marrom, fofa
2	3	280	-	-	2,09 a 2,80	Areia fina a grossa siltosa, cor marrom, fofa
3	5	308	-	-		
4	5	330	-	-	2,80 a 9,76	Areia fina a média siltosa, cor marrom, pouco compacta a medianamente compacta
5	5	355	-	-		
6	10	370	-	-		
7	6	385	-	-		
8	18	420	-	-		
9	11	-	-	-	9,76 a 11,20	Areia média siltosa, cor amarela, medianamente compacta
10	18	-	-	-		

01-07 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	9	170	-	-	0 a 0,90	Areia fina a grossa pouco siltosa, cor marrom, medianamente compacta
1	2	221	-	-	0,90 a 4,20	Areia fina a média siltosa, cor vermelha, fofa e moderadamente compacta
2	4	300	-	-		
3	16	366	-	-		
4	16	385	-	-		
5	50	400	-	-	4,20 a 8,17	Silte arenoso, cor vermelha, medianamente a muito compacta
6	30	414	-	-		
7	22	409	-	-		
8	9	412	-	-	8,17 a 10,06	Areia média siltosa, cor vermelha, medianamente compacta a muito compacta
9	11	-	-	-		
10	50	-	-	-	10,06 a 12,00	Areia média siltosa, cor roxa, muito compacta

01-08 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	11	245	-	-	0 a 1,65	Areia fina a grossa, cor amarela, fofa a medianamente compacta
1	4	285	-	-	1,65 a 4,70	Areia fina a média, siltosa, cor amarela, fofa e pouco compacta
2	3	335	-	-		
3	5	380	-	-	4,70 a 6,03	Areia fina a média, siltosa com pedregulhos de quartzo, cor amarela, pouco compacta
4	6	425	-	-		
5	6	460	-	-	6,03 a 6,85	Silte arenoso, cor variegada, pouco compacto
6	6	480	-	-	6,85 a 8,00	Areia fina a média, siltosa, cor variegada, pouco compacta
7	5	495	-	-		
8	5	504	-	-	8,00 a 11,00	Silte arenoso, cor amarelo, medianamente compacta
9	16	-	-	-		
10	11	-	-	-		

01-09 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	9	315	-	-	0 a 0,93	Areia fina a grossa pouco siltosa, cor marrom, medianamente compacta
1	7	350	-	-	0,93 a 3,90	Areia fina a grossa siltosa, cor vermelha, pouco compacta a muito compacta
2	8	398	-	-		
3	10	435	-	-	3,90 a 4,85	Silte arenoso argiloso, com pedregulhos de quartzo, cor vermelha, muito compacta
4	50	465	-	-		
5	27	505	-	-	4,85 a 6,12	Silte arenoso, com concreções lateríticas, cor variegado, pouco compacta a muito compacta
6	7	535	-	-	6,12 a 12,09	Areia fina à grossa siltosa, cor vermelha, pouco compacta a muito compacta
7	11	540	-	-		
8	16	590	-	-	12,09 a 13,17	Areia fina à média siltosa, cor roxa, muito compacta
9	23	-	-	-		
10	21	-	-	-		

01-10 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	14	320	-	-	0 a 3,70	Areia fina à grossa siltosa, cor amarela, medianamente compacta a compacta
1	12	346	-	-		
2	10	375	-	-		
3	21	415	-	-	3,70 a 8,65	Areia fina a média siltosa, cor amarela, medianamente compacta a muito compacta
4	20	450	-	-		
5	17	480	-	-		
6	18	510	-	-		
7	16	550	-	-	8,65 a 13,00	Areia fina à média siltosa com pedregulhos de quartzo, cor amarela, muito compacta
8	17	585	-	-		
9	50	-	-	-		
10	50	-	-	-		

01-11 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	16	300	-	-	0 a 5,38	Areia fina a grossa siltosa, cor amarela, pouco compacta a medianamente compacta
1	7	350	-	-		
2	6	410	-	-		
3	6	445	-	-		
4	6	500	-	-	5,38 a 9,52	Areia fina a média siltosa, com pedregulhos de quartzo, cor amarela, medianamente compacta a muito compacta
5	17	550	-	-		
6	50	557	-	-		
7	18	560	-	-		
8	11	558	-	-		
9	9	-	-	-		
10	12	-	-	-		

01-12 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	16	360	-	-	0 a 5,37	Areia fina à grossa siltosa, cor amarela, medianamente compacta a compacta
1	15	386	-	-	5,37 a 9,63	Areia fina a média siltosa, com pedregulhos de quartzo, cor amarela, medianamente compacta a muito compacta
2	16	418	-	-		
3	14	425	-	-		
4	12	450	-	-		
5	50	500	-	-		
6	25	531	-	-	9,63 a 10,00	Areia fina à média siltosa com pedregulhos de quartzo, cor amarela e roxa, medianamente compacta a muito compacta
7	26	531	-	-		
8	18	531	-	-		
9	20	-	-	-		
10	14	-	-	-		

01-13 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	V _s MASW	V _s -SCPT	q _c - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	13	350	-	-	0 a 10,18	Areia fina a grossa siltosa, cor amarela, pouco compacta a muito compacta
1	18	390	-	-		
2	16	435	-	-		
3	19	463	-	-		
4	19	465	-	-		
5	9	480	-	-		
6	9	500	-	-		
7	5	525	-	-		
8	9	550	-	-		
9	9	-	-	-		
10	50	-	-	-		

01-14 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	V _s MASW	V _s -SCPT	q _c - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	16	330	-	-	0 a 0,70	Areia fina à grossa pouco siltosa, cor cinza e amarela, medianamente compacta
1	21	370	-	-	0,70 a 3,40	Areia fina a média siltosa, cor amarela, compacta a muito compacta
2	22	405	-	-		
3	50	460	-	-		
4	46	515	-	-		
5	35	540	-	-		
6	50	544	-	-	3,40 a 10,00	Areia fina à média siltosa com pedregulhos de quartzo, cor amarela, compacta a muito compacta
7	29	560	-	-		
8	29	569	-	-		
9	34	-	-	-		
10	44	-	-	-		

01-15 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	V _s MASW	V _s -SCPT	q _c - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	9	120	-	-	0 a 0,35	Areia fina, argilas, cor vermelha, fofa
1	3	155	-	-	1,38 a 8,41	Silte areno-argiloso, cor vermelha, fofa e medianamente compacta
2	1	285	-	-		
3	4	296	-	-		
4	5	350	-	-		
5	5	430	-	-		
6	7	494	-	-		
7	10	505	-	-	8,41 a 11,67	Silte areno-argiloso, com pedregulhos de quartzo, cor vermelha, compacta a muito compacta
8	15	540	-	-		
9	41	-	-	-		
10	25	-	-	-		

01-16 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	1	270	-	-	0 a 0,35	Areia fina, cor cinza e amarela, fofa e pouco compacta
1	2	289	-	-	0,35 a 3,08	Areia siltosa cor marrom e amarela, pouco compacta a muito compacta
2	4	305	-	-		
3	5	331	-	-		
4	50	403	-	-	3,90 a 5,54	Silte arenoso, com pedregulhos de quartzo, cor vermelha, compacta a muito compacta
5	39	444	-	-		
6	8	472	-	-	5,54 a 5,95	Areia siltosa, cor vermelha e roxa, fofa a muito compacta
7	4	483	-	-	5,95 a 10,22	Silte areno-argiloso, com pedregulhos de quartzo, cor vermelha, compacto a muito compacto
8	38	546	-	-		
9	50	-	-	-		
10	23	-	-	-		

01-17 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	2	397	-	-	0 a 1,55	Areia fina, cor cinza e amarela, fofa e pouco compacta
1	6	397	-	-	1,55 a 3,92	Areia fina siltosa, cor marrom, pouco compacta
2	7	397	-	-		
3	5	398	-	-		
4	6	405	-	-	3,02 a 5,20	Areia silto-argilosa fina, cor marrom e amarela, pouco compacta
5	8	425	-	-		
6	7	450	-	-	5,20 a 5,56	Areia silto argilosa fina, cor marrom, pouco compacta
7	7	545	-	-	5,56 a 10,02	Silte areno-argiloso, com pedregulhos de quartzo, cor vermelha, roxa e amarela, medianamente compacta
8	6	600	-	-		
9	12	-	-	-		
10	12	-	-	-		

01-18 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	11	285	-	-	0 a 0,72	Areia fina a grossa, siltosa, cor cinza e amarela, medianamente compacta
1	6	310	-	-	0,72 a 4,12	Areia fina a grossa, siltosa, cor amarela, pouco compacta a medianamente compacta
2	11	342	-	-		
3	14	362	-	-		
4	10	364	-	-	4,12 a 6,73	Silte arenoso, com pedregulhos de quartzo, cor amarela, fofa e medianamente compacta
5	4	364	-	-		
6	16	364	-	-	6,73 a 8,05	Silte arenoso, cor vermelha e amarela, pouco compacta a compacta
7	22	369	-	-	5,56 a 10,02	Silte arenoso, com pedregulhos de quartzo, cor roxa, fofa e muito compacta
8	5	450	-	-		
9	13	-	-	-		
10	4	-	-	-		

01-19 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	12	250	-	-	0 a 15,46	Areia fina, cor vermelha, fofa a muito compacta
1	3	263	-	-		
2	3	275	-	-		
3	3	345	-	-		
4	4	395	-	-		
5	7	435	-	-		
6	6	470	-	-		
7	9	495	-	-		
8	11	510	-	-		
9	13	-	-	-		
10	14	-	-	-		

01-20 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	5	220	-	-	0 a 1,54	Areia fina siltosa, cor amarela, pouco compacta
1	5	250	-	-	1,54 a 13,30	Areia fina siltosa, cor vermelha, pouco compacta a muito compacta
2	5	265	-	-		
3	5	300	-	-		
4	5	350	-	-		
5	5	360	-	-		
6	8	400	-	-		
7	9	500	-	-		
8	10	615	-	-		
9	14	-	-	-		
10	22	-	-	-		

01-21 WTG						Descrição do solo
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	1	190	-	-	0 a 0,72	Areia fina, cor cinza e amarela, fofa
1	2	223	-	-	0,72 a 1,88	Areia fina, pouco siltosa, cor cinza, fofa
2	5	275	-	-	1,88 a 15,85	Silte argiloso, cor vermelha, mole a duro
3	5	325	-	-		
4	5	360	-	-		
5	8	370	-	-		
6	10	400	-	-		
7	11	450	-	-		
8	13	485	-	-		
9	18	-	-	-		
10	19	-	-	-		

01-22 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	-	-	-	-	0,20 a 3,00	Areia fina a grossa
1	9	124,3	175	1136,47		
2	7	275,41	334	964,02		
3	5	296,63	393	188,24		
4	7	319,93	475	1257,18	3,00 a 4,00	Areia argilosa
5	5	340,12	539	3348,13	4,00 a 7,00	Areia fina a grossa
6	17	362,87	696	4877,64		
7	31	461,07	520	12732,66		
8	-	-	-	-	-	
9	-	-	-	-	-	
10	-	-	-	-	-	

01-23 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	-	-	-	-	0,20 a 7,00	Areia fina a grossa
1	3	226	226	1165,22		
2	9	392	392	1446,38		
3	3	656	656	1135,02		
4	5	588	588	767,58		
5	12	668	668	7637,5		
6	14	579	579	8671,65		
7	20	603	603	7482,39		

01-24 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	-	-	-	-	0,20 a 1,00	Areia siltosa
1	13	197	197	1987,73		
2	50	333	333	2470,52		
3	50	396	396	7953,23	1,00 a 5	Areia fina a grossa
4	50	474	474	37001,18		
5	24	574	574	26348,29		

Afonso Bezerra

02-11 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	400	-	-	1 a 2,75	Areia fina a média - amarela
1	5	400	-	-		
2	13	500	-	-		
3	28	500	-	-	2,75 a 4,18	Argila com pouca areia - cinza
4	50	600	-	-		
5	50	600	-	-	4,48 a 8,00	Alteração de rocha - branco a cinza
6	50	800	-	-		
7	50	800	-	-		
8	50	800	-	-		

02-30 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	300	-	-	0,00 a 1,00	Areia fina - Bege
1	0	300	-	-		
2	10	400	-	-	1,00 a 6,00	Areia siltosa variegada
3	19	400	-	-		
4	28	400	-	-		
5	34	600	-	-		
6	53	600	-	-		
7	56	600	-	-	6,00 a 8,00	Areia argilosa variegada
8	30	600	-	-		

02-33 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	16	250	-	-	0,00 ao 6,00	Areia Média a grossa com silte, amarela
1	16	266	-	-		
2	20	283	-	-		
3	26	299	-	-		
4	42	315	-	-		
5	36	331	-	-		
6	50	348	-	-	7,00 ao 8,00	Arenito matriz argilosa coloração vermelho e cinza
7	50	364	-	-		
8	50	380	-	-		

Maral

03-06 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	200	-	-	1,00 a 3,45	Areia fina; siltosa; amarela
1	12	314	-	-		
2	13	360	-	-		
3	14	448	-	-		
4	18	495	-	-		
5	18	514	-	-	3,45 a 8,00	Arenito marrom
6	24	530	-	-		
7	26	569	-	-		
8	27	568	-	-		

03-15 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	18	345	-	-	0,00 ao 3,00	Silte arenoso, medianamente compacto a compacto, Vermelho
1	19	382	-	-		
2	50	494	-	-		
3	36	533	-	-		
4	37	566	-	-	3,00 ao 6,58	Silte arenoso com pedregulho, medianamente compacto a muito compacto, vermelho
5	50	594	-	-		
6	50	664	-	-		
7	50	711	-	-	6,58 ao 8,00	Passagem de cascalho quartzoso
8	50	791	-	-		

Tenente Laurentino

04-01 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	390	-	-	0,00 a 1,00	Areia fina a média - amarela
1	10	390	-	-		
2	12	380	-	-	1,00 a 8,00	Arenito grosso a conglomerado
3	14	420	-	-		
4	33	430	-	-		
5	40	450	-	-		
6	48	520	-	-		
7	50	610	-	-		
8	50	610	-	-		

04-03 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	23	310	-	-	0,00 ao 1,00	Areia fina a média, amarela
1	8	338	-	-		
2	8	366	-	-	1,00 ao 7,00	Arenito grosso a conglomerático, matriz siltosa, amarelo
3	11	394	-	-		
4	12	422	-	-		
5	14	450	-	-		
6	15	478	-	-		
7	20	506	-	-		
8	21	510	-	-	7,00 ao 8,00	Arenito grosso a conglomerático, matriz siltosa, amarelo

04-04 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	420	-	-	0,00 a 0,50	Areia fina a média, amarela
1	7	420	-	-		
2	11	420	-	-	0,50 a 8,00	Arenito grosso a conglomerático
3	18	420	-	-		
4	21	420	-	-		
5	23	420	-	-		
6	48	420	-	-		
7	50	420	-	-		
8	50	460	-	-		

04-07 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	300	-	-	0,00 a 1,00	Areia fina a média - amarela
1	7	300	-	-		
2	14	320	-	-	1,00 a 8,00	Arenito grosso a conglomerado
3	13	340	-	-		
4	17	390	-	-		
5	21	410	-	-		
6	19	440	-	-		
7	11	460	-	-		
8	22	490	-	-		

04-10 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	360	-	-	0,00 a 1,00	Areia fina a média - amarela
1	20	360	-	-		
2	23	370	-	-	1,00 a 8,00	Arenito grosso a conglomerado
3	25	370	-	-		
4	33	400	-	-		
5	17	425	-	-		
6	21	500	-	-		
7	24	600	-	-		
8	24	620	-	-		

04-13 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	330	-	-	0,00 a 1,00	Areia fina a média - amarela
1	7	330	-	-		
2	11	390	-	-	1,00 a 8,00	Arenito grosso a conglomerado
3	14	450	-	-		
4	17	460	-	-		
5	24	525	-	-		
6	43	530	-	-		
7	46	550	-	-		
8	50	560	-	-		

Icapuí

05-01 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	2	178	-	-	0,00 ao 3,00	Areia fina, pouco compacta a medianamente compacta, cor marrom.
1	10	315	-	-		
2	11	365	-	-		
3	12	415	-	-		
4	13	450	-	-	3,00 ao 8,00	Areia fina, medianamente compacta a compacta, cor vermelha
5	13	475	-	-		
6	15	476	-	-		
7	17	478	-	-		
8	18	479	-	-		

05-03 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	114	-	-	0,00 a 8,00	Areia fina, pouco compacta a muito compacta, cor vermelha
1	8	221	-	-		
2	9	315	-	-		
3	11	415	-	-		
4	21	435	-	-		
5	33	465	-	-		
6	46	500	-	-		
7	43	515	-	-		
8	50	536	-	-		

05-12 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	160	-	-	0,00 a 2,00	Areia fina medianamente compacta, cor marrom claro
1	11	335	-	-		
2	13	370	-	-		
3	13	390	-	-	2,00 a 8,00	Areia fina medianamente compacta a muito compacta, cor vermelha
4	15	404	-	-		
5	28	420	-	-		
6	31	440	-	-		
7	27	456	-	-		
8	26	500	-	-		

Araraquara

06-03 WTG						
Prof.	NSPT	V _s MASW	V _s -SCPT	q _c - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	186	-	-	0,00 a 1,00	Areia fina siltosa, com detritos vegetais, marrom escuro
1	18	227	-	-		
2	23	300	-	-	1,00 a 3,00	Areia fina siltosa, com fragmentos de rocha (arenito), amarelo, medianamente compacta a compacta
3	32	329	-	-		
4	28	350	-	-	3,00 a 8,00	Silte arenoso (areia fina), com fragmentos de rocha (arenito), roxo, compacto a muito compacto
5	39	375	-	-		
6	51	405	-	-		
7	44	430	-	-		
8	37	450	-	-		

06-10 WTG						
Prof.	NSPT	V _s MASW	V _s -SCPT	q _c - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	14	130	-	-	0,00 ao 8,00	Areia siltosa, amarela e roxa, medianamente compacta a compacta (solo residual)
1	11	315	-	-		
2	12	479	-	-		
3	11	550	-	-		
4	16	727	-	-		
5	19	750	-	-		
6	22	708	-	-		
7	17	787	-	-		
8	22	807	-	-		

06-12 WTG						
Prof.	NSPT	V _s MASW	V _s -SCPT	q _c - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	117	-	-	0,00 a 1,00	Areia fina siltosa com detritos vegetais, marrom escura
1	28	221	-	-		
2	32	212	-	-	1,00 a 4,00	Areia fina a média siltosa, com fragmentos de rocha (arenito), amarela compacta
3	60	209	-	-		
4	60	259	-	-	4,00 a 6,00	Areia fina a média siltosa, com fragmentos de rocha (arenito), vermelha, muito compacta
5	60	302	-	-		
6	60	360	-	-	6,00 a 8,00	Areia fina média argilosa, com fragmentos de rocha (arenito), vermelhar muito compacta
7	60	400	-	-		
8	60	434	-	-		

06-16 WTG						
Prof.	NSPT	V _s MASW	V _s -SCPT	q _c - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	60	-	-	0,00 a 0,25	Areia fina, média siltosa, com detritos vegetais, marrom escura
1	6	218	-	-	0,25 a 8,00	Areia fina, média argilosa, vermelha, pouco compacta a muito compacta
2	5	270	-	-		
3	13	365	-	-		
4	15	370	-	-		
5	12	410	-	-		
6	49	450	-	-		
7	44	490	-	-		
8	49	500	-	-		

06-21 WTG						
Prof.	NSPT	V _s MASW	V _s -SCPT	q _c - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	100	-	-	0,00 a 1,00	Areia fina, média siltosa, com detritos vegetais, marrom escura
1	3	130	-	-		
2	1	140	-	-	1,00 a 2,00	Areia fina a média siltosa, marrom escura fofa
3	1	164	-	-	2,00 a 5,00	Areia fina a média siltosa, amarela fofa, pouco compacta
4	6	200	-	-		
5	10	225	-	-		
6	17	350	-	-	5,00 a 6,00	Areia fina média siltosa vermelha medianamente compacta
7	44	600	-	-	6,00 a 7,00	Areia fina média siltosa amarela medianamente compacta
8	60	810	-	-	7,00 a 8,00	Areia fina a média, cinza, muito compacta

06-27 WTG						
Prof.	NSPT	V _s MASW	V _s -SCPT	q _c - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	120	-	-	0,00 a 1,00	Areia fina a média siltosa com detritos vegetais., marrom escura
1	4	206	-	-	1,00 a 6,00	Areia fina a média argilosa, amarela, fofa a pouco compacta
2	6	225	-	-		
3	3	260	-	-		
4	5	297	-	-		
5	8	320	-	-		
6	9	380	-	-	6,00 a 8,00	Areia fina a argilosa, vermelha, medianamente compacta a compacta
7	9	420	-	-		
8	15	550	-	-		

06-31 WTG						
Prof.	NSPT	Vs MASW	Vs -SCPT	qc - SCPT	Camadas	Descrição do solo
(m)		(m/s)	(m/s)	(kPa)	(m)	
0,2	0	120	-	-	0,00 a 1,00	Areia fina a média siltosa com detritos vegetais., marrom escura
1	4	324	-	-		
2	10	360	-	-		
3	13	390	-	-	1,00 a 8,00	Areia fina a média siltosa, amarela fofa a muito compacta
4	22	438	-	-		
5	31	439	-	-		
6	49	440	-	-		
7	55	441	-	-		
8	60	442	-	-		