UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

CENTRO TECNOLÓGICO

COLEGIADO DE ENGENHARIA CIVIL

NATHÁLIA LEMOS NUNES

USO DE MODELAGEM GEOTÉCNICA COMO FERRAMENTA PARA AUXÍLIO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA NA REGIÃO DE JARDIM CAMBURI E AEROPORTO DE VITÓRIA-ES.

VITÓRIA
2021

NATHÁLIA LEMOS NUNES

USO DE MODELAGEM GEOTÉCNICA COMO FERRAMENTA PARA AUXÍLIO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA NA REGIÃO DE JARDIM CAMBURI E AEROPORTO DE VITÓRIA-ES.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. DSc. Patrício José Moreira Pires.

VITÓRIA
2021

NATHÁLIA LEMOS NUNES

USO DE MODELAGEM GEOTÉCNICA COMO FERRAMENTA PARA AUXÍLIO DE DIMENSIONAMENTO DE HÉLICE CONTÍNUA NA REGIÃO DE JARDIM CAMBURI E AEROPORTO DE VITÓRIA-ES.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Mecânica dos Solos.

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. DSc. Patrício José Moreira Pires
Universidade Federal do Espírito Santo
Orientador

Prof. DSc. Rômulo Castello Henriques Ribeiro
Universidade Federal do Espírito Santo
Coorientador

Prof. DSc. Bruno Teixeira Dantas
Universidade Federal do Espírito Santo
Examinador Interno

Profª. DSc. Carla Therezinha Dalvi Borjaille Alledi
Instituto Federal do Espírito Santo
Examinadora Externa

VITÓRIA
2021

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostaria de externar minha gratidão a Deus, por sempre honrar com os sonhos mais íntimos do meu coração.

Agradeço aos meus pais, que com todo amor e compreensão, moldaram meu caráter, apoiaram e incentivaram meus quereres.

Agradeço aos meus amigos e aos meus familiares, que de muitas maneiras, me deram ânimo e determinação para chegar até aqui.

Aos colegas de formação, agradeço pelo apoio e momentos compartilhados.

Agradeço imensamente aos meus professores da Universidade Federal do Espírito Santo, que com toda sabedoria transmitida me capacitaram.

Em especial, agradeço aos professores que com enorme competência, paciência e dedicação me inspiraram a gostar da geotecnia: ao professor orientador Patrício José Moreira Pires e ao professor Rômulo Castello Henriques Ribeiro.

Por fim, deixo o meu muito obrigada a todos que contribuíram para este momento.

RESUMO

NUNES, N. L. **Uso de modelagem geotécnica como ferramenta para auxílio de dimensionamento de estacas hélice contínua na região de Jardim Camburi e Aeroporto de Vitória-ES.** 2021. 71p. Projeto de Graduação. Engenharia Civil – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

O conhecimento da distribuição espacial dos materiais do subsolo e das suas propriedades permitem uma melhor organização e orientação para utilização e ocupação dos subsolos, especialmente em áreas urbanas. Desta forma, modelos geológicos e geotécnicos em duas e três dimensões tornam-se cada vez mais presentes na engenharia geotécnica. Além disso, todas as construções necessitam de elementos de infraestrutura que dependem diretamente das características do solo no qual se apoiam para serem dimensionadas. O conhecimento do meio físico é fundamental para dimensionamento de estacas tipo hélice contínua. Esse tipo de solução para fundação tem sido cada vez mais recorrente por ser uma solução rápida, econômica e de pouca interferência a construções já existentes, possibilitada pelo avanço tecnológico na Engenharia de Fundações. De forma a estudar a capacidade de carga da região de Jardim Camburi e Aeroporto de Vitória, foram criados perfis e modelos sólidos do subsolo, a partir de filtros e algoritmos do *software* RockWorks™, construídos a partir de informações geotécnicas de sondagens à percussão SPT (*Standard Penetration Test*) que fornecem o índice de resistência à penetração N_{SPT} e resultados de cálculos da capacidade de carga para estacas hélices contínuas de diâmetros de Ø30cm, Ø40cm e Ø50 cm, em diferentes profundidades, utilizando o método de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996). Por fim, além do estudo abrangente da área, foi realizada uma análise comparativa de modelo global gerado pelo *software* para os Bairros Jardim Camburi e Aeroporto com os resultados de um projeto geotécnico de fundação que se situa na região de estudo. Os modelos estudados mostraram que o *software* é uma ferramenta eficaz às análises geotécnicas e que pode ser utilizado como guia ao pré-dimensionamento de fundações profundas tipo hélice contínua.

Palavras-chave: Capacidade de carga; Modelos geotécnicos; Fundação Profunda; Estacas Hélice Contínua; Dimensionamento de fundação profunda.

ABSTRACT

NUNES, NL. **Use of geotechnical modeling as a tool to aid in the design of continuous helix piles in the region of Jardim Camburi and Vitória-ES Airport.** 2021. 71p. Graduation Project. Civil Engineering – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

The knowledge of the spatial distribution of subsoil materials and their properties allows a better organization and orientation for the use and occupation of subsoils, especially in urban areas. Thus, geological and geotechnical models in two and three dimensions are increasingly present in geotechnical engineering. Furthermore, all buildings need infrastructure elements that directly depend on the characteristics of the soil on which they are supported in order to be dimensioned. The knowledge of the physical environment is fundamental for dimensioning continuous flight auger piles. This type of solution for foundations has been increasingly recurrent as it is a fast, economical and low interference solution to existing constructions, made possible by technological advances in Foundation Engineering. In order to study the carrying capacity of the Jardim Camburi and Vitória Airport region, solid underground profiles and digital models were generated using RockWorks^{TM} software filters and algorithms, constructed from geotechnical information from SPT (*Standard Penetration Test*) which provide the N_{SPT} penetration resistance index and results of calculations of the load capacity for continuous flight auger piles with diameters of Ø30cm, Ø40cm and Ø50 cm, at different depths, using the method of Décourt and Quaresma (1978, modified in 1996). Finally, in addition to the comprehensive study of the area, a comparative analysis of the global model generated by the software for the Jardim Camburi and Aeroporto neighborhoods was carried out with the results of a geotechnical foundation project located in the study region. The studied models showed that the software is an effective tool for geotechnical analysis and that it can be used as a guide for the pre-dimensioning of deep continuous flight auger piles.

Keywords: Load capacity; Geotechnical models; Deep Foundation; Continuous flight auger piles; Deep foundation sizing.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Ilustração da sequência executiva da estaca hélice contínua. 17

Figura 2 – Etapa de perfuração da estaca hélice contínua. 18

Figura 3 – Etapa de concretagem da estaca hélice contínua. 19

Figura 4 – Etapa de colocação da armadura da estaca hélice contínua. 21

Figura 5 – Armação da estaca hélice contínua com espaçadores tipo roletes. 21

Figura 6 – Boletim de execução de estaca hélice contínua monitorada. 22

Figura 7 – Equipamento de sondagem. 25

Figura 8 – Demonstração da diferença entre capacidade de carga das estacas hélice contínua. 26

Figura 9 – Volume constante (*voxels*) para construção do sólido. 31

Figura 10 – Modelo Litológico gerado com interpolação e sem Sobreposição, vista SW-NE. 32

Figura 11 – Modelo Estratigráfico sem Sobreposição, vista SW-NE. 32

Figura 12 – Seções do Modelo Litológico gerado com interpolação, vista NE-SW. ..32

Figura 13 – Modelo batimétrico 2D visualizado no *Google Earth* e Modelo batimétrico 2D com coordenadas em UTM com *datum* WGS84. 33

Figura 14 – Vista lateral do lado norte do modelo batimétrico 3D da Lagoa de Jacarepaguá (50V:1H). 33

Figura 15 – Fluxograma da metodologia do trabalho. 35

Figura 16 – Distribuição das sondagens da área de estudo. 36

Figura 17 – Modelo sólido litológico da área de estudo. 38

Figura 18 – Perfil litológico A-A'. 39

Figura 19 - Perfil litológico B-B'.Fonte: Santos e Bridi (2017). 39

Figura 20 – Perfil litológico C-C'. 40

Figura 21 – Planta de situação das sondagens e sondagens compreendidas no terreno do Edifício estudado. 40

Figura 22 – Visualização espacial do Edifício estudado. 41

Figura 23 – Locação das sondagens do Edifício estudado. 41

Figura 24 – Planta de Locação das estacas de diâmetro Ø40cm do Edifício estudado. 42

Figura 25 – Informações do furo de sondagem. 46

Figura 26 – Entrada de dados litológicos. 47

Figura 27 – Entrada de dados das resistências geotécnicas. 47

Figura 28 – Escaneamento das sondagens. 48

Figura 29 – Criação de modelos sólidos. 49

Figura 30 – Aba para criação do modelo sólido. 50

Figura 31 – Elaboração do modelo de furos de sondagens. 50

Figura 32 – Aba de criação dos modelos em “cerca”. 51

Figura 33 – Vista sudoeste do modelo sólido do índice $N_{SPT.}$ 53

Figura 34 – Seção do modelo de índice de N_{SPT}. 53

Figura 35 – Modelo 3D das resistências geotécnicas (em tf) para 01 estaca hélice Ø30cm. 54

Figura 36 – Modelo 3D das resistências geotécnicas (em tf) para 01 estaca hélice Ø40cm. 54

Figura 37 – Modelo 3D das resistências geotécnicas (em tf) para 01 estaca hélice Ø50cm. 55

Figura 38 – Mapa de locação dos perfis de resistência geotécnica. 56

Figura 39 – Capacidade de carga admissível (em tf) para 01 estaca hélice contínua Ø30cm. 57

Figura 40 - Capacidade de carga admissível (em tf) para 01 estaca hélice contínua Ø40cm. 57

Figura 41 - Capacidade de carga admissível (em tf) para 01 estaca hélice contínua Ø50cm. 58

Figura 42 – Modelo dos furos de sondagens do Edifício estudado. 60

Figura 43 – Mapa de traçados no terreno do Edifício estudado. 61

Figura 44 – Vista Leste dos perfis litológicos do Edifício estudado, do modelo sólido da região e perfil C-C’ geral. 61

Figura 45 – Vista oeste dos perfis litológicos do Edifício estudado, do modelo sólido da região e perfil C-C’ geral. 62

Figura 46 – Vista Leste dos perfis de número N_{SPT} do Edifício estudado e do modelo sólido da região. 63

Figura 47 – Vista Oeste dos perfis de número N_{SPT} do Edifício estudado e do modelo sólido da região. 63

Figura 48 – Vista Leste dos perfis de resistência geotécnica para uma estaca hélice contínua Ø40cm do Edifício estudado e perfis em “cerca” da região. 64

Figura 49 – Vista Oeste dos perfis de resistência geotécnica para uma estaca hélice contínua Ø40cm do Edifício estudado e perfis em “cerca” da região. 65

Figura 50 – Vista Sudeste do modelo de resistência geotécnica para uma estaca hélice contínuaØ40cm do Edifício estudado e do modelo sólido da região. 65

Figura 51 – Quadro de estacas do projeto geotécnico do Edifício estudado. 66

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Estado de compacidade e consistência. 24

Tabela 2 – Parâmetros α e β em função do tipo de estaca e do tipo de solo. 29

Tabela 3 – Coeficiente k para Método Décourt e Quaresma (1978, modificado 1996). 30

Tabela 4 – Comparativo entre a Classificação proposta pela NBR 6484 e a Categorização utilizada. 37

Tabela 5 – Quantidade de provas de carga. 43

Tabela 6 – Exemplo dos dados de entrada para cálculo da Resistência Lateral admissível. 43

Tabela 7 – Planilha de cálculo da Resistência Lateral admissível. 44

Tabela 8 – Planilha de cálculo da Resistência máxima admissível. 45

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 12

1.1 Objetivo geral 13

1.2 Objetivo específico 13

1.3. Sequência do trabalho 14

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 15

2.1 Fundações Profundas 15

2.1.1 Estaca Hélice Contínua Monitorada (EHC) 16

2.1.1.1 Perfuração 18

2.1.1.2 Concretagem 19

2.1.1.3 Armadura 20

2.1.1.4 Controle e Execução 21

2.2 Ensaios In Situ de Penetração 22

2.2.1 Teste de Penetração Padrão – SPT 23

2.3 Métodos de estimativa da capacidade de carga 25

2.4 Capacidade de Carga Axial 27

2.5 Métodos semi-empíricos para cálculo da capacidade de carga por meio do SPT 28

2.5.1 Método Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) 28

2.6 Modelagem Geológica e Geotécnica Computacional 31

3 METODOLOGIA E MATERIAIS 34

3.1 Área de Estudo 35

3.2 Informações do projeto geotécnico 40

3.3 Roteiro para cálculo e entrada de dados no *software* Rockworks™ 42

3.4 Modelagem no *software* RockWorks™ 45

3.4.1 Modelagem litológica e de resistência do solo 46

3.4.2 Elaboração dos modelos sólidos, modelos de sondagens e perfis em "cerca" 48

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES 52

4.1 Área geral de estudo 52

4.2 Projeto Geotécnico do edifício estudado 60

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES 68

REFERÊNCIAS 70

1 INTRODUÇÃO

Toda construção de engenharia transfere esforços para o solo ou rocha e necessita de algum elemento que propicie esta interface, sendo conhecido como fundação (BOWLES, 1997). Os elementos de fundação, desta forma, compõem um sistema de transmissão de esforços onde toda a carga proveniente da edificação é distribuída para as camadas resistentes de solo ou rocha afim de promover estabilidade à edificação.

BOWLES (1997) reitera que a concepção da fundação requer elementos básicos para análise, sendo assim, a construção de empreendimentos e demais formas de uso e ocupação do solo, passam por análises prévias de viabilidade técnica em relação às características geológicas e geotécnicas, por meio da qual se identificam as condições físicas do local de projeto e as alternativas de infraestrutura mais adequadas às condições de contorno da construção.

A ausência ou a baixa qualidade de informações técnicas do estudo da subsuperfície pode influenciar na execução, no tempo, no orçamento de obra, além de acarretar prejuízos maiores à estrutura e tornar a área de elevado risco geológico-geotécnico.

Conforme Turner (2006), um dos grandes problemas na interpretação dos dados geológicos do subsolo é a falta de representatividade dos mesmos, deste modo, qualquer incerteza relativa às condições geológicas e geotécnicas do local podem estar relacionadas não só às dificuldades nas obtenções de informações precisas, já que, por vezes, os ensaios de campo são requeridos em números mínimos especificados em norma, como também à heterogeneidade dos dados analisados, podendo comprometer a geração dos resultados.

Conforme Ceresino e Brito (2014), o emprego da modelagem geotécnica computacional vêm possibilitando o aumento na capacidade de soluções e resultados de maior confiabilidade em tempos de processamento cada vez menores. Neste viés, a utilização da modelagem geológica e geotécnica pode ser um importante recurso na execução de grandes obras, projetos de fundação, contenção e obras correlatas, além de auxiliar no planejamento adequado de

bairros e grandes regiões, melhorando o desenvolvimento econômico e social. (SANTOS; BRIDI, 2018).

1.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é partir das informações de litologia, índice de resistência à penetração N_{SPT} e capacidade de carga do subsolo dos bairros de Jardim Camburi e Aeroporto de Vitória para produzir modelos digitais através do *software* RockWorks™ que sirvam como ferramenta à análise dos parâmetros geotécnicos de resistência da região e auxiliem o pré-dimensionamento de fundações profundas tipo hélice contínua.

1.2 Objetivo específico

São objetivos específicos deste trabalho:

- Elaborar e analisar os modelos digitais de capacidade de carga para estacas tipo hélice contínua de diâmetros de Ø30cm, Ø40cm e Ø50cm;

- Elaborar modelos digitais litológicos, de índice de resistência à penetração N_{SPT} e de capacidade de carga relativos à área do projeto de fundação estudado;

- Realizar análises comparativas dos modelos digitais dos bairros Jardim Camburi e Aeroporto de Vitória com os modelos digitais gerados para área do projeto;

- Comparar os parâmetros geotécnicos definidos no quadro de carga do projeto com os modelos digitais realizados para área do mesmo.

1.3. Sequência do trabalho

Este trabalho foi estruturado em cinco capítulos, os quais são descritos abaixo, apresentando brevemente os assuntos abordados em cada um deles.

Após a introdução e os objetivos, o Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica onde são abordadas as fundações profundas, em específico, as estacas tipo hélice contínua, o Teste de Penetração Padrão – SPT, o método de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) e por fim, a utilização da modelagem geológica e geotécnica na engenharia.

No Capítulo 3 é apresentado a metodologia e os materiais, descrevendo a área de estudo, as informações do projeto geotécnico estudado, o roteiro para o cálculo da capacidade de carga da região e entrada de dados no *software* Rockworks™ e o passo-a-passo da modelagem para criação dos modelos apresentados neste trabalho.

O Capítulo 4 apresenta os resultados e discussões obtidos para a área geral e para a análise comparativa com os dados do projeto geotécnico estudado.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões do trabalho e as sugestões para a continuidade do estudo.

Por fim, além dos cinco capítulos descritos acima, as Referências Bibliográficas apresentam os materiais de apoio que foram citados no trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica deste trabalho é composta por quatro partes: primeiramente são apresentadas as fundações profundas do tipo estacas hélices contínuas monitoradas; após são descritas as características básicas das sondagens tipo SPT, em seguida é descrito o método de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) para o cálculo de capacidade de carga de fundações profundas e, por fim, os elementos necessários do *software* Rockworks™ para realização das modelagens feitas neste trabalho.

2.1 Fundações Profundas

Segundo Velloso e Lopes (2010), as fundações são convencionalmente separadas em dois grupos: fundações superficiais, também conhecidas como diretas ou rasas e as fundações profundas, que serão tratadas neste trabalho. A diferenciação destas duas categorias de fundações é segundo critério arbitrário, no qual a fundação profunda é aquela que o mecanismo de ruptura não atinge a superfície do terreno.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define fundação profunda como sendo o elemento capaz de transferir a carga para o terreno através da base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou até mesmo pela combinação das duas, onde sua ponta ou base deve estar assentada em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e, no mínimo, 3,0m. Neste tipo de fundação estão presentes as estacas e os tubulões. A norma ainda reitera que as estacas se distinguem dos tubulões apenas pelo método executivo, equipamentos ou ferramentas.

Conforme Schnaid (2012), as estacas podem ser constituídas por três tipos de materiais, sendo eles a madeira, o concreto, o aço ou uma mistura dos materiais. Quanto à execução, as estacas podem ser feitas através da cravação ou da escavação.

Velloso e Lopes (2010) trazem três classificações para as estacas, conforme o método executivo empregado, podendo ser separadas segundo o efeito no solo (ou tipo de deslocamento provocado), desta forma, podem ser classificadas em:

a) “De deslocamento”, onde classificam-se as estacas cravadas no geral, uma vez que o solo é deslocado horizontalmente para então a estaca ocupar o espaço;

b) “De substituição”, onde classificam-se as estacas escavadas no geral, uma vez que o solo é removido para então a estaca ocupar o espaço, gerando assim, algum nível de redução nas tensões horizontais geoestáticas.

As estacas hélice contínua, por exemplo, podem se enquadrar nas duas categorias, uma vez que, dependendo do processo executivo pode haver ou não a remoção do solo para execução da estaca, portanto, elas podem se aproximar de uma estaca escavada ou de uma estaca cravada (quando chamadas de “estacas hélice de deslocamento”).

2.1.1 Estaca Hélice Contínua Monitorada (EHC)

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2019), este tipo de estaca é composto por concreto, moldada in loco, executada com a introdução de um trado helicoidal contínuo no terreno que promove a injeção de concreto por uma haste central do trado, simultaneamente a sua retirada. A armação da estaca é colocada após a concretagem.

Segundo Brons e Kool (1988, apud NETO 2002), na década de 80, as estacas hélice contínua tornaram-se populares na Europa, devido às vantagens técnicas combinadas ao custo relativamente competitivo. No ano de 1987, as estacas hélice contínua foram introduzidas no Brasil através de equipamentos fabricados que se basearam em modelos estrangeiros. Conforme Antunes e Tarozzo (1998), os equipamentos possuíam torque de 35 kN.m, diâmetros de hélice de 275, 350 e 425 mm e permitiam execuções máximas de 15 m de profundidade.

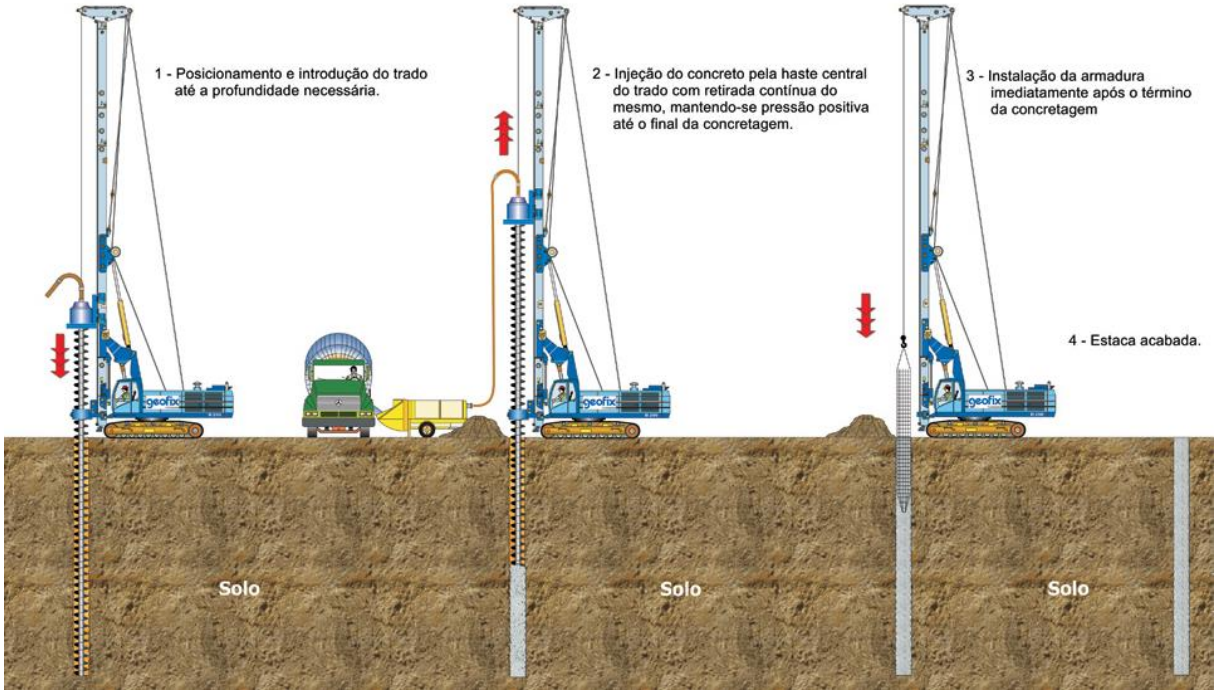
Segundo Velloso e Lopes (2010) as estacas hélice contínua têm uma grande aceitação por ter como principais vantagens o baixo nível de vibração e a elevada

produtividade. O uso recorrente deste tipo de técnica de fundação deve-se, além da capacidade de carga, a redução do cronograma físico-financeiro da obra, a possibilidade de monitoramento contínuo de cada estaca com registros da execução em computador, a possibilidade de execução abaixo do lençol freático, em solos coesivos e arenosos, além de não ser necessária a utilização de lama bentonítica no processo executivo, reduzindo os problemas ambientais da atividade.

Por outro lado, torna-se de difícil execução em terrenos rochosos ou com presença de matacões, necessitando, preferencialmente, de terrenos planos e com capacidade mínima de suporte para movimentação dos equipamentos, exige, também, grandes quantidades de concreto, além de uma quantidade mínima de estacas para a mobilização do equipamento. (NUERNBERG, 2014).

Na figura 1 abaixo pode-se observar a metodologia executiva de estacas hélice contínua, que compreende as seguintes etapas: perfuração, concretagem simultânea à retirada do trado do terreno e a colocação da armadura. Há também o controle e execução das estacas por meio de monitoramento eletrônico.

Figura 1 – Ilustração da sequência executiva da estaca hélice contínua.



Fonte: GEOFIX - http://www.geofix.com.br/servico-ehc.php. Acesso: 26 de julho de 2021.

2.1.1.1 Perfuração

Primeiramente é iniciada a perfuração do terreno por rotação do trado contínuo, sendo promovida pela mesa giratória do equipamento que impõe um torque capaz de superar a resistência do terreno (MAGALHÃES, 2005). Esta perfuração prossegue até se atingir a cota de assentamento estabelecida em projeto sem que a hélice seja retirada da perfuração em nenhum momento. (VELLOSO; LOPES, 2010).

A extremidade do trado é composta por uma tampa que impossibilita a entrada de solo ou água no tubo central durante a cravação e há ponteiras na borda da espiral para cortar o solo. Durante todo o processo de perfuração é feito o controle instantâneo pelo sistema de monitoração, da profundidade de penetração, torque aplicado pela mesa rotativa e velocidade de avanço, por exemplo. (MAGALHÃES, 2005). Uma imagem que ilustra o processo pode ser observada na figura 2.

Figura 2 – Etapa de perfuração da estaca hélice contínua.

Fonte: Universidade Trisul - https://www.universidadetrisul.com.br/etapas-construtivas/fundacao-em-estaca-helice-continua. Acesso: 23 de agosto de 2021.

2.1.1.2 Concretagem

Após atingir a cota especificada, inicia-se a injeção de concreto ao passo que vai sendo retirado o trado junto com o solo. Segundo Velloso e Lopes (2010), a velocidade de extração da hélice do terreno deve ser tal que promova uma pressão positiva, e acima do valor mínimo desejado, de injeção do concreto. Esta pressão positiva de injeção visa garantir o preenchimento de todos os vazios deixados pela extração do trado. Além disso, é preciso controlar a velocidade de subida do trado de modo a sempre garantir um sobreconsumo de concreto, ou seja, relação entre volume injetado e o volume teórico superior a 1. A figura 3 abaixo ilustra o processo de concretagem da estaca hélice contínua.

Figura 3 – Etapa de concretagem da estaca hélice contínua.

Fonte: Universidade Trisul - https://www.universidadetrisul.com.br/etapas-construtivas/fundacao-em-estaca-helice-continua. Acesso: 23 de agosto de 2021.

A concretagem é paralisada no topo do terreno. Velloso e Lopes (2010) alertam que é necessário estabilizar o solo do furo quando a cota de arrasamento fica muito abaixo da superfície do terreno, para que não haja instabilidade no trecho que não foi concretado.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) ainda prevê algumas exigências para o concreto bombeado, dentre elas:

Para concreto C30:

- Abatimento entre 220 mm e 260 mm;
- Consumo de cimento não inferior a 400kg/m³;
- Fator água/cimento ≤ 0,6;

Para concreto C40:

- Abatimento entre 220 mm e 260 mm;
- Consumo de cimento não inferior a 400kg/m³;
- Fator água/cimento ≤ 0,45;

2.1.1.3 Armadura

O processo executivo da estaca hélice contínua determina que a colocação da armadura seja feita após a retirada do trado (término da concretagem). A armadura montada é introduzida na estaca por operários, de forma manual, com ou sem auxílio de peso ou ainda com auxílio de vibrador (VELLOSO; LOPES, 2010), como observado na figura 4.

As estacas que são submetidas apenas a esforços de compressão, não necessitam de armadura em toda a sua extensão, sendo utilizada apenas uma armadura com o bloco de coroamento, em geral, com 4 m de comprimento, situada abaixo da cota de arrasamento da estaca. Caso haja esforços transversais ou de tração, a armadura deverá apresentar maiores comprimentos, da ordem de 12 m até 18m, em casos especiais. Na extremidade inferior, a gaiola deve apresentar um pequeno afunilamento das barras da armação, em formato de cone, o que facilita a introdução da mesma no concreto, além disto, a armadura deve ser espaçada por espaçadores tipo roletes (VELLOSO; LOPES, 2010), os quais podem ser observados na figura 5.

Figura 4 – Etapa de colocação da armadura da estaca hélice contínua.

Fonte: Universidade Trisul - https://www.universidadetrisul.com.br/etapas-construtivas/fundacao-em-estaca-helice-continua. Acesso: 23 de agosto de 2021.

Figura 5 – Armação da estaca hélice contínua com espaçadores tipo roletes.

Fonte: Universidade Trisul - https://www.universidadetrisul.com.br/etapas-construtivas/fundacao-em-estaca-helice-continua. Acesso: 23 de agosto de 2021.

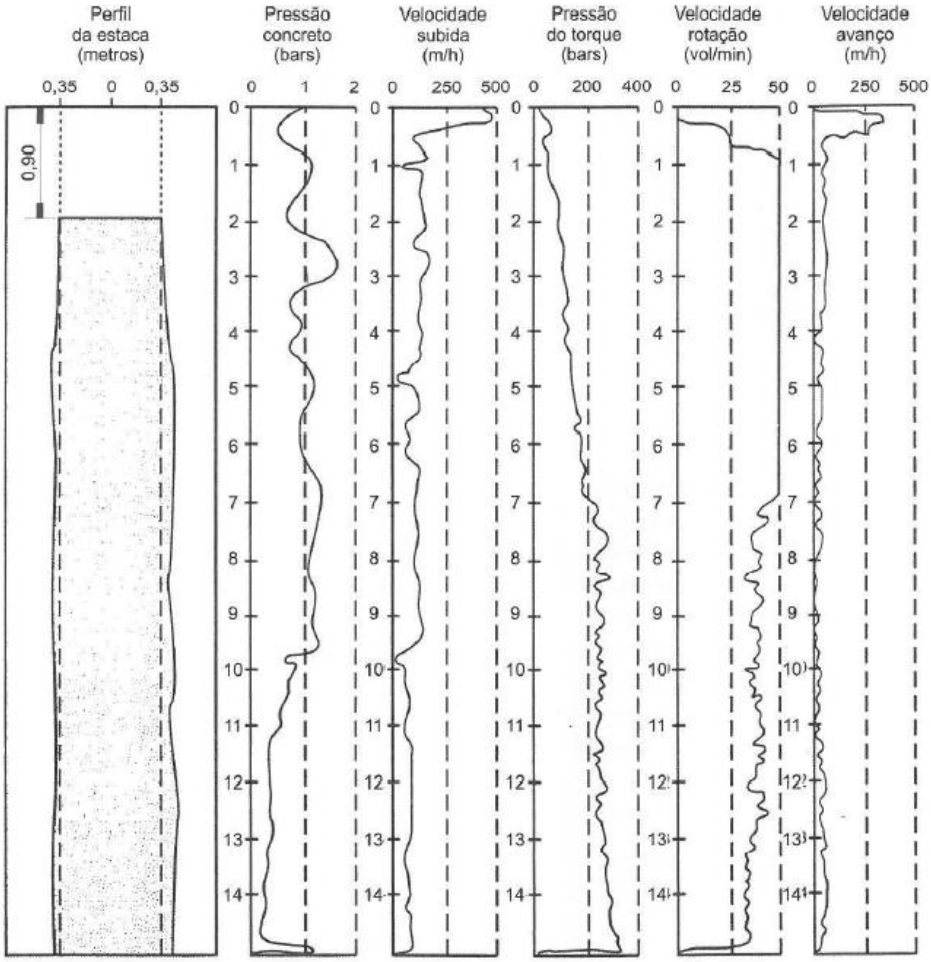
2.1.1.4 Controle e Execução

A execução das estacas pode ser monitorada eletronicamente através de sensores instalados na máquina e conectados a um computador. Segundo Neto (2002), a monitoração fornece dados tais como o comprimento executado da

estaca, tempo, a inclinação da torre, torque, pressão no concreto, velocidade de rotação e penetração do trado, velocidade de extração do trado, volume de concreto injetado e sobreconsumo de concreto, por exemplo.

Estes dados são acompanhados pelo operador da perfuratriz por um monitor instalado na cabine, em tempo real durante a execução da estaca. Após finalizar a execução, o equipamento produz um boletim de execução e através destas informações, o responsável técnico é capaz de avaliar a integridade e conformidade da estaca executada. Na figura 6 é possível ver um exemplo de folha de controle.

Figura 6 – Boletim de execução de estaca hélice contínua monitorada.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.2 Ensaios In Situ de Penetração

A elaboração de projetos geotécnicos exige um conhecimento detalhado do subsolo, para isto, torna-se essencial o conhecimento, por parte do projetista, da

estratigrafia do terreno, da classificação das camadas do solo, das propriedades mecânicas e da posição do lençol freático.

Conforme Mantuano (2013), o cálculo das tensões admissíveis dos solos, escolha do tipo de fundação a ser utilizada, a cota de arrasamento do elemento de fundão, o cálculo das previsões de recalques e da estimativa da capacidade de carga de ruptura são informações necessárias nos projetos de fundações. Algumas destas informações podem ser obtidas através de ensaios de campo ou de laboratório.

Os ensaios de campo são as opções mais utilizadas para investigações geotécnicas. No Brasil, os ensaios *in situ* mais utilizados são o SPT (*Standard Penetration Test*) que será abordado neste trabalho e o CPT (*Cone Penetration Test*).

2.2.1 Teste de Penetração Padrão – SPT

Conforme Schnaid (2012), a sondagem tipo SPT (*Standard Penetration Test*) é a mais conhecida, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em quase todo o mundo. A sondagem fornece dados indicativos não só da densidade de solos granulares como também a consistência de solos coesivos. A maioria dos métodos de rotina de cálculo de capacidade de carga usam o índice fornecido pela sondagem SPT como dado de entrada. A NBR 6484 (ABNT, 2010) fornece os dados dispostos na tabela 1 para classificação dos estados de compacidade e consistência dos solos de acordo com a quantidade de golpes por camada.

O ensaio SPT é a junção de uma medida de resistência dinâmica com uma sondagem de simples reconhecimento do solo. A perfuração é feita com trado ou circulação de água (ou lama bentonítica) utilizando um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. São coletadas amostras representativas de solo a cada metro de profundidade por meio do amostrador padrão com diâmetro externo de 50mm. O procedimento executivo do ensaio é composto pela cravação do amostrador no fundo de uma escavação (que pode ser revestida ou não) em que

se usa um martelo para queda com peso de 65 kg, caindo de uma altura de 750 mm. O valor de N_{SPT} é o número de golpes registrados para fazer o amostrador cravar 300 mm após a cravação inicial de 150 mm. O esquema pode ser visto na figura 7.

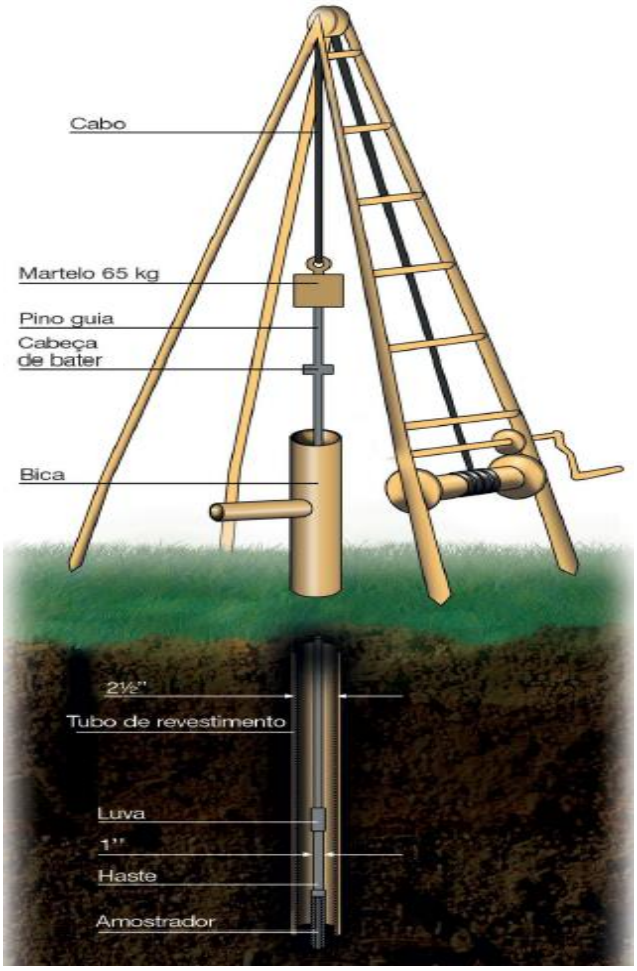
Tabela 1 – Estado de compacidade e consistência.

Solo	**Índice de resistência à penetração N**	**Designação [a]**
Areias e siltes	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

[a] As expressões empregadas para a designação da compacidade das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.

Fonte: ABNT NBR 6484:2010.

Figura 7 – Equipamento de sondagem.



Fonte: Schnaid (2012).

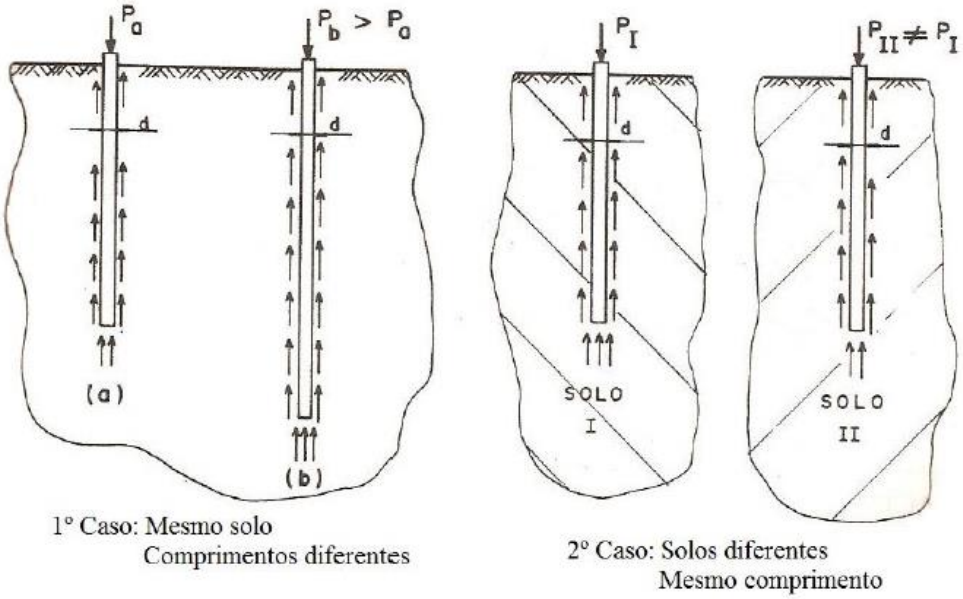
2.3 Métodos de estimativa da capacidade de carga

A capacidade de carga do sistema solo/fundação é utilizada para o dimensionamento de fundações profundas. A sua estimativa é fundamental para a adoção da chamada carga de trabalho, que deve atender a três critérios básicos de projeto:

- Deve existir um fator de segurança adequado, com relação à capacidade de carga do sistema solo/estaca;
- A resistência estrutural admissível do elemento de fundação não pode ser sobrepujada;
- Os recalques devem permanecer dentro de limites considerados admissíveis.

Conforme Alonso (1991), estacas profundas, de mesmo diâmetro e comprimentos diferentes apresentarão cargas de rupturas diferentes. Deste mesmo modo, fundações do mesmo tipo aplicadas a diferentes solos também apresentarão capacidades de cargas diferentes, como demonstrado na figura 8 abaixo.

Figura 8 – Demonstração da diferença entre capacidade de carga das estacas hélice contínua.



Fonte: Alonso (1991).

De acordo com Alonso (1991), no geral, há um maior controle sobre a capacidade de carga estrutural dos elementos de fundação quando comparado ao controle da capacidade de carga do solo, sendo assim, ao dimensionar uma estrutura de fundação, fixa-se a carga admissível máxima que a estrutura suporta e a partir deste valor calcula-se a profundidade que a estaca deve atingir no solo para que a capacidade geotécnica seja próxima à capacidade estrutural.

Há muitas incertezas a respeito da execução das fundações e sua capacidade de carga, visto que o material na qual elas estão inseridas seja proveniente da natureza e os processos de formação não podem ser assegurados, diferentemente dos produtos fabricados pelo homem, que possuem controle, qualidade e métodos confiáveis de execução. Dadas estas incertezas, a NBR 6122 (ABNT, 2019) prevê o dimensionamento de fundações sob um fator de segurança

que é empregado para a obtenção da carga admissível utilizada nos projetos geotécnicos.

Na equação 1 abaixo pode-se ver a relação entre a carga de ruptura da fundação e o fator de segurança, originando a carga máxima admissível de projeto.

$$Radm = \frac{\mathrm{R}}{\mathrm{FS}} \tag{1}$$

Onde:

Radm: É a carga máxima admissível de projeto que pode ser aplicada ao solo na profundidade especificada;

R: Capacidade de carga do sistema solo/estaca;

FS: Fator de segurança fixado pela norma NBR 6122 (ABNT, 2019) para cada tipo de fundação em função do método usado para estimar a carga de ruptura do solo.

Para a execução de estacas e tubulões é utilizado coeficientes de segurança iguais ou maiores que 2 (Alonso, 1991).

2.4 Capacidade de Carga Axial

A partir do dimensionamento de fundações profundas dá-se a distribuição da carga axial aplicada na estaca de modo a transmiti-la ao solo sob duas formas: a tensão cisalhante ao longo do fuste e a tensão normal na ponta.

De acordo com Magalhães (2005) há diversos métodos para estimativa da capacidade de carga já desenvolvidos que se dividem em Métodos Estáticos e Métodos Dinâmicos. Neste trabalho será abordado apenas o primeiro deles. Os Métodos Estáticos podem ser classificados da seguinte forma:

Métodos Racionais ou Teóricos:

1) métodos que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo;

2) Métodos Semi-Empíricos: métodos que se baseiam em ensaios in situ de penetração (CPT e SPT).

2.5 Métodos semi-empíricos para cálculo da capacidade de carga por meio do SPT

De acordo com Marangon (2018), a utilização dos resultados de ensaios na determinação da capacidade de carga das fundações, seja por ruptura ou por recalques pode ser feita de forma direta e por meio de correlações entre a carga de ruptura ou recalque e o índice de penetração N_{SPT}.

Schnaid (2012) reitera que no Brasil a técnica mais empregada e difundida de sondagem geotécnica é a tipo SPT, através da qual é capaz determinar a resistência geotécnica por meio de golpes do amostrador-padrão no solo. Tomando a grande empregabilidade e a necessidade de obtenção da capacidade de carga do subsolo, há anos são desenvolvidos métodos que relacionam os resultados N_{SPT}. Há muitos métodos para calcular a capacidade de carga por meio do N_{SPT} mas neste trabalho será apresentando o método de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996).

2.5.1 Método Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996)

Segundo Magalhães (2005), o método se adequou à previsão de estacas escavadas com novas tecnológicas e Décourt et. Al (1996) sugeriu uma modificação no método original proposto por Décourt e Quaresma (1978), criando os coeficientes α e β que multiplicam as parcelas de resistência de ponta e de atrito lateral, respectivamente. Para as estacas hélices contínuas o valor sugerido para α é de 0,3 e para β de 1,0. Além disto, há o coeficiente “k” que depende do tipo de solo analisado. A resistência geotécnica máxima é dada pela equação abaixo:

$$R = \mathrm{R}\ell + \mathrm{Rp} = \beta \,.\, 10 \,.\left(\frac{NLmédio}{3} + 1\right).\, U.L \;+\; \alpha \,.\, \mathrm{K} \,.\, \mathrm{Np} \,.\, \mathrm{Ap}\; em\;\; kN/m^2 \qquad (2)$$

Onde:

α: Coeficiente de resistência de ponta, apresentado na tabela 2;

K: Coeficiente de acordo com o tipo de solo, apresentado na tabela 3;

Np: É o número médio dos N_{SPT} imediatamente superior à ponta da estaca, o N_{SPT} da ponta da estaca e o imediatamente após a ponta da estaca;

Ap: Área da ponta da estaca (m²);

β: Coeficiente de resistência lateral, apresentado na tabela 2;

$N_{Lmédio}$: média do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca, sendo desconsiderados o N_{SPT} da cota de cálculo e o imediatamente acima da cota de cálculo;

U: perímetro do fuste (m);

L: Comprimento da estaca (m).

Vale ressaltar que na determinação dos números de N_{SPT} médios, os valores de N_{SPT} maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

Os parâmetros α e β em função do tipo de estaca podem ser obtidos conforme tabela 2.

Tabela 2 – Parâmetros α e β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Estaca	**Escavada (em geral)**		**Hélice Contínua**	
Solo	α	β	α	β
Argilas	0,85	0,80	0,30*	1,00*
Solos**	0,60	0,65	0,30*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	1,00*

*valores indicativos diante do reduzido número de dados disponíveis

**Solos intermediários

Fonte: Adaptado de Marangon (2018).

Os parâmetros k pode ser obtido conforme tabela 3 abaixo:

Tabela 3 – Coeficiente k para Método Décourt e Quaresma (1978, modificado 1996).

TIPO DE SOLO	K (tf/m²)
Argilas	12
Siltes argilosos (alt. de rocha)	20
Siltes arenosos (alt. de rocha)	25
Areias	40

Fonte: Décourt e Quaresma (1978, citado por VELLOSO; LOPES, 2010.)

Após calculada a resistência máxima, calcula-se a resistência admissível aplicando o fator de segurança (FS). Para estacas escavadas, adota-se um FS global igual a 2. Além disto, o método considera fatores de segurança parciais para a resistência lateral e para a resistência de ponta da estaca, conforme:

$$\mathrm{F} = \mathrm{Fp\ x\ Ff\ x\ Fd\ x\ Fw} \tag{3}$$

Onde:

Fp: Fator de segurança relativo aos parâmetros do solo (1,1 para o atrito lateral e 1,35 para a resistência de ponta);

Ff: Fator de segurança relativo à formulação adotada (1,0);

Fd: Fator de segurança para evitar recalques excessivos (1,0 para o atrito lateral e 2,5 para a resistência de ponta).

Fw: Fator de segurança relativo à carga de trabalho da estaca (1,2).

Com isso, para a resistência lateral e para resistência de ponta, tem-se, respectivamente:

$$\mathrm{Fs} = 1{,}1\ \mathrm{x}\ 1{,}0\ \mathrm{x}\ 1{,}0\ \mathrm{x}\ 1{,}2 \approx 1{,}3 \tag{4}$$

$$\mathrm{Fp} = 1{,}35\ \mathrm{x}\ 1{,}0\ \mathrm{x}\ 2{,}5\ \mathrm{x}\ 1{,}2 \approx 4{,}05 \approx 4 \tag{5}$$

Sendo assim, a carga admissível na estaca será dada pelo menor valor dentre as duas equações abaixo:

$$Radm = \frac{\mathrm{R}\ell}{1{,}3} + \frac{\mathrm{Rp}}{4} \tag{6}$$

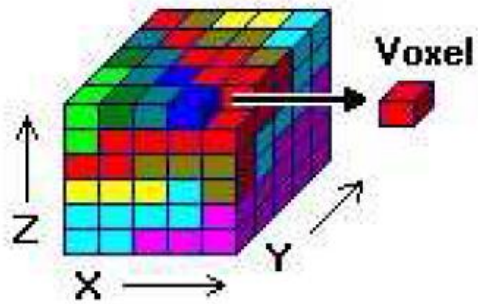
$$Radm = \frac{\mathrm{R}\ell + \mathrm{Rp}}{2} \tag{7}$$

2.6 Modelagem Geológica e Geotécnica Computacional

Conforme Ceresino e Brito (2014), as abordagens numéricas que envolvem modelagem geotécnica computacional têm sido mais utilizadas devido aos avanços da tecnologia e ao surgimento de novas arquiteturas de *hardware*, o que possibilita o uso de modelos matemáticos mais refinados e simulações mais fiéis em um menor tempo de execução.

O *software* Rockworks™, comercializado pela *Rockware Incorporated*, é um programa computacional de manipulação de dados geológicos da superfície e subsuperfície que gerencia, analisa e visualiza dados, trabalhando com uma malha de pontos na modelagem ou um sólido de blocos (volumes constantes ou *voxels)* para os modelos tridimensionais, como pode ser visto na figura 9.

Figura 9 – Volume constante (*voxels*) para construção do sólido.

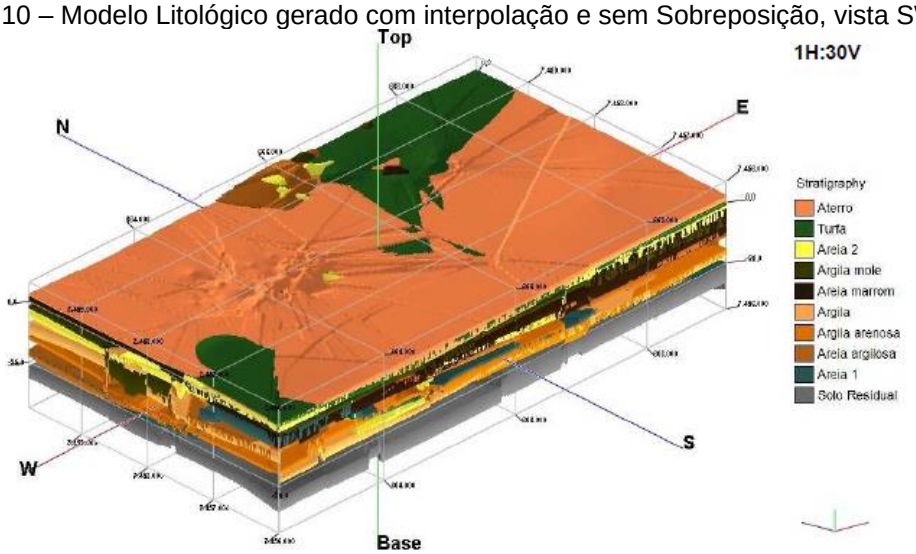


Fonte: RockWorks™ (2008) *apud* Almeida, (2011).

Introduzindo-se os dados de entrada no *software* é possível ter uma gestão integrada dos mesmos e realizar modelagens e visualizações como mapas, modelos bidimensionais e tridimensionais, seções transversais, cortes em planta, gráficos e planilhas de controle. O programa permite a elaboração de modelos conforme o tipo de propriedade (variável) que se deseja estudar (Almeida, 2011).

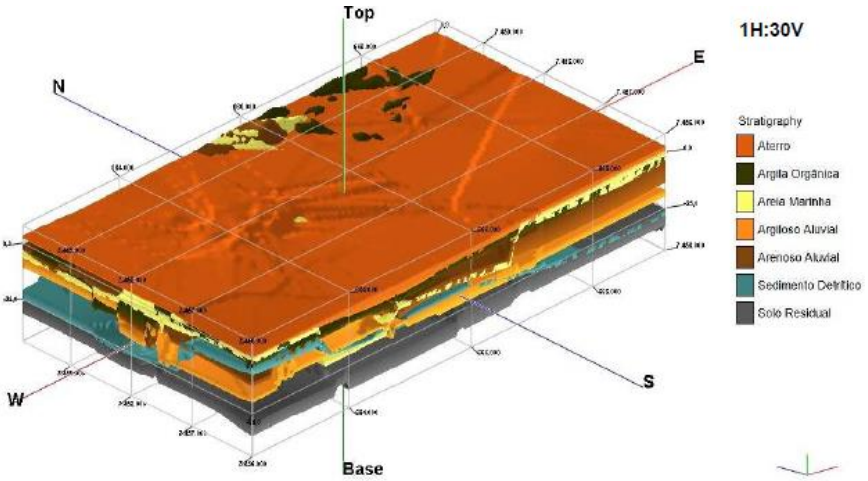
Almeida (2011) modelou a área no entorno da Lagoa de Jacarepaguá que constitui o Complexo Lagunar da Baixada de Jacarepaguá, situada na Zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro. Os dados de entrada foram obtidos por boletins de sondagens de diversos projetos localizados na região da Lagoa de Jacarepaguá e gerados modelos geológicos de litologia, estratigrafia e seções, como observados nas figuras 10, 11 e 12.

Figura 10 – Modelo Litológico gerado com interpolação e sem Sobreposição, vista SW-NE.



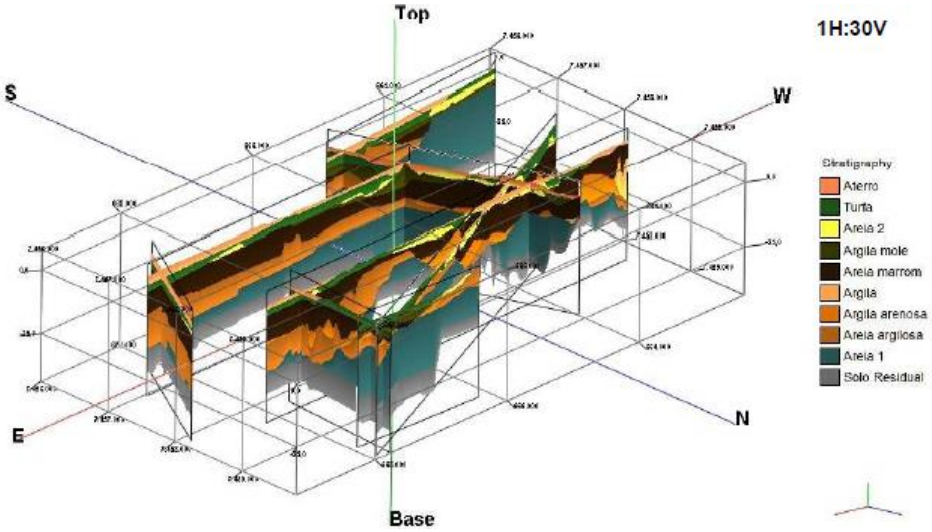
Fonte: Almeida (2011).

Figura 11 – Modelo Estratigráfico sem Sobreposição, vista SW-NE.



Fonte: Almeida (2011).

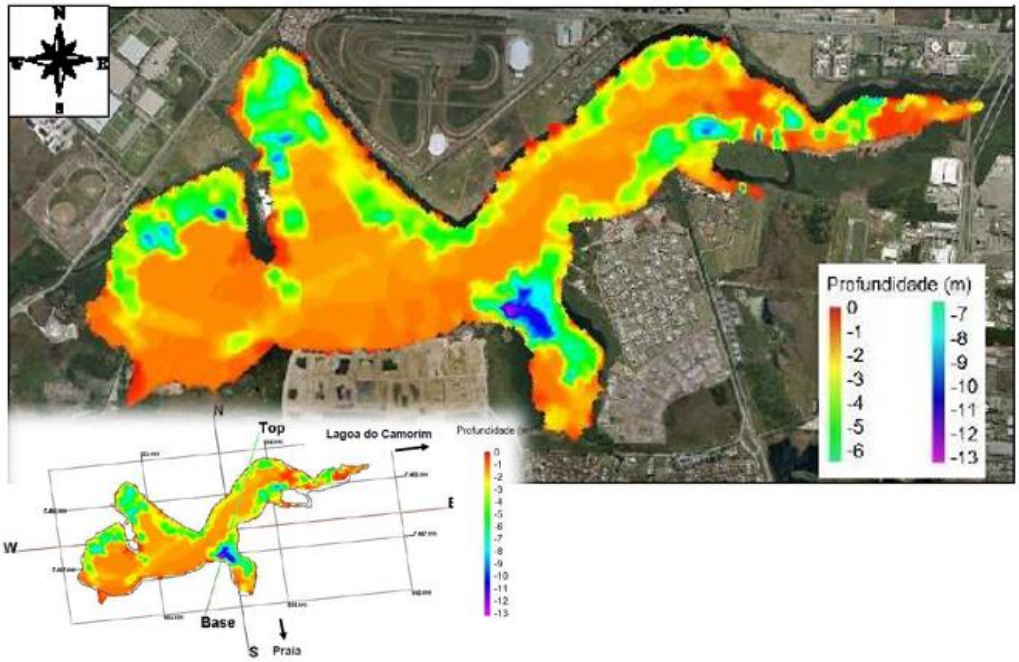
Figura 12 – Seções do Modelo Litológico gerado com interpolação, vista NE-SW.



Fonte: Almeida (2011).

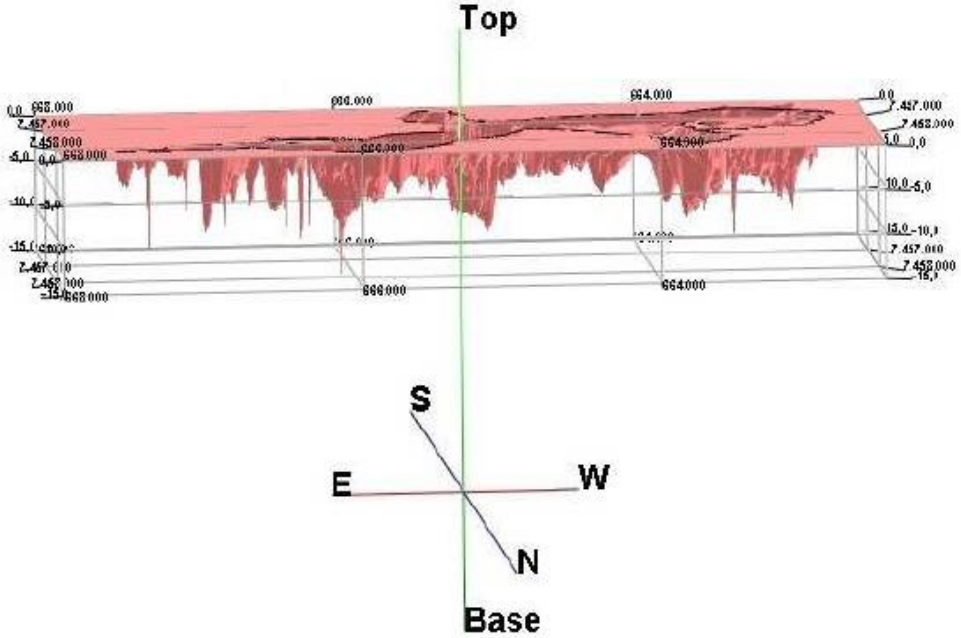
Benedetti (2011) utilizou o *software* Rockworks™ para elaborar modelos batimétricos em torno da lagoa de Jacarepaguá em duas e três dimensões, através de dados batimétricos obtidos em campo e processados em planilha eletrônica. Os modelos podem ser vistos nas figuras 13 e 14.

Figura 13 – Modelo batimétrico 2D visualizado no *Google Earth* e Modelo batimétrico 2D com coordenadas em UTM com *datum* WGS84.



Fonte: Benedetti (2011), modificado pelo Autor.

Figura 14 – Vista lateral do lado norte do modelo batimétrico 3D da Lagoa de Jacarepaguá (50V:1H).



Fonte: Benedetti (2011).

3 METODOLOGIA E MATERIAIS

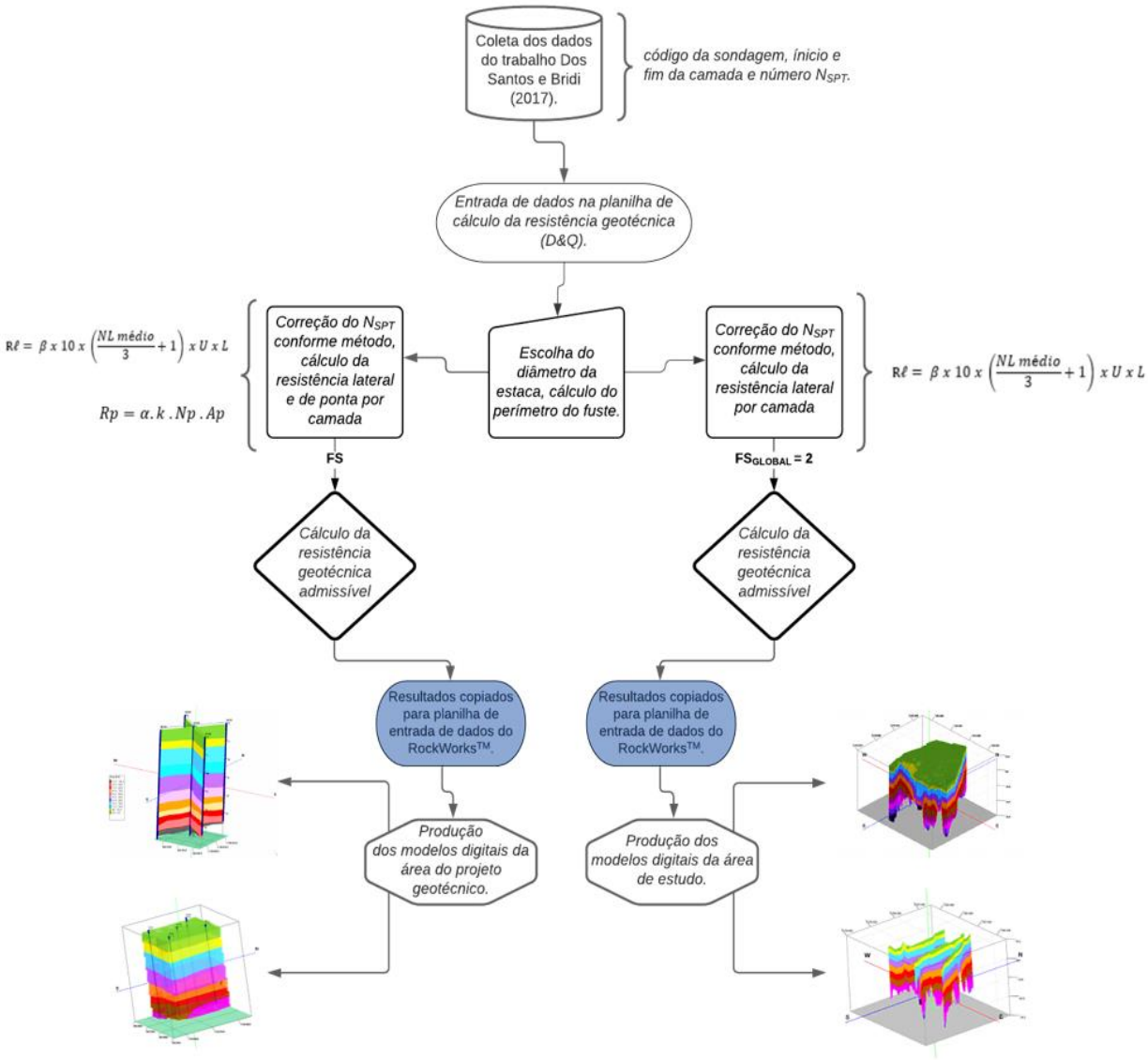
Para a realização deste trabalho, foram coletados os dados previamente tratados de Santos e Bridi (2017) sendo eles o código das sondagens, profundidades das camadas e índice N_{SPT}, então, elaborada uma planilha de cálculo automático de resistência geotécnica com o método de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) para análises das capacidades de carga geotécnicas para estacas de diâmetros de Ø30cm, Ø40cm e Ø50cm, foram também, estabelecidos parâmetros e considerações geotécnicas de cálculos para análise da área que abrange os bairros de Jardim Camburi e Aeroporto de Vitória.

Estas informações foram importadas ao programa por meio de uma planilha de entrada de dados do software RockWorks™, e assim, realizadas as modelagens apresentadas nos resultados. A figura 15 apresenta o fluxograma das atividades realizadas.

Além disso, foi realizada uma análise comparativa com projeto geotécnico de um edifício residencial concebido e estruturado na região, que compreende 5 das 414 sondagens analisadas.

É importante ressaltar que para análise da região geral, foi considerada apenas a capacidade lateral de carga das estacas para a geração dos modelos sólidos e perfis. Para os modelos gerados do terreno do edifício estudado foram consideradas tanto as capacidades laterais quanto as de ponta das estacas, visto que o projeto geotécnico foi elaborado sob estas condições.

Figura 15 – Fluxograma da metodologia do trabalho.



Fonte: Autor.

3.1 Área de Estudo

A coleta dos dados de sondagens tipo SPT foi realizada por meio de 72 boletins, cedidos por diversas empresas, cujas 414 sondagens foram realizadas entre os anos de 2006 e 2016 realizadas nos bairros de Jardim Camburi e Aeroporto de Vitória.

Com as coordenadas de cada ponto de sondagem, é possível reuni-las como marcadores no software Google Earth® e visualizar uma planta de locação dos furos, como a figura 16 vista a seguir. Cada um dos pontos marcados possui uma

longitude e uma latitude referenciadas de acordo com o sistema UTM (*Universal Transversa de Mercator*).

Figura 16 – Distribuição das sondagens da área de estudo.

Fonte: Google Earth® (modificado pelo Autor).

Os dados das sondagens SPT utilizados foram previamente tratados por Santos e Bridi (2017) nas categorias listadas na tabela 4, a qual tomou por base para a o agrupamento das camadas, a proposta de classificação apresentada no Anexo A da NBR 6484 (ABNT, 2020).

As cotas dos furos de sondagens, também trabalhados por Santos e Bridi (2017), foram definidas em relação ao plano RN (Referência de Nível). Deste modo, a altitude é o resultado da soma da elevação do RN, obtida nos marcadores do software Google Earth® e da respectiva cota relativa, encontrada nos boletins de sondagens.

Tabela 4 – Comparativo entre a Classificação proposta pela NBR 6484 e a Categorização utilizada.

NBR 6484 (2001) – Anexo A			**Categorias adotadas por Santos e Bridi (2017)**		
Solo	**Compacidade/ Consistência**	**Intervalo de N_{SPT}**	**Solo**	**Compacidade/ Consistência**	**Intervalo de N_{SPT}**
Areia e Silte Arenoso	Fofa	$N_{SPT} \leq 4$	Areia	Fofa a Pouco Compacta	$N_{SPT} \leq 8$
	Pouco Compacta	$5 \leq N_{SPT} \leq 8$			
	Medianamente Compacta	$9 \leq N_{SPT} \leq 18$		Medianamente Compacta	$9 \leq N_{SPT} \leq 18$
	Compacta	$19 \leq N_{SPT} \leq 40$		Compacta a Muito Compacta	$N_{SPT} \geq 19$
	Muito Compacta	$N_{SPT} \geq 41$			
Argila e Silte Argiloso	Muito Mole	$N_{SPT} \leq 2$	Argila e Silte	Muito Moles a Moles	$N_{SPT} \leq 5$
	Mole	$3 \leq N_{SPT} \leq 5$			
	Média	$6 \leq N_{SPT} \leq 10$		Médios	$6 \leq N_{SPT} \leq 10$
	Rija	$11 \leq N_{SPT} \leq 19$		Rijos a Duros	$N_{SPT} \geq 11$
	Dura	$N_{SPT} \geq 19$			

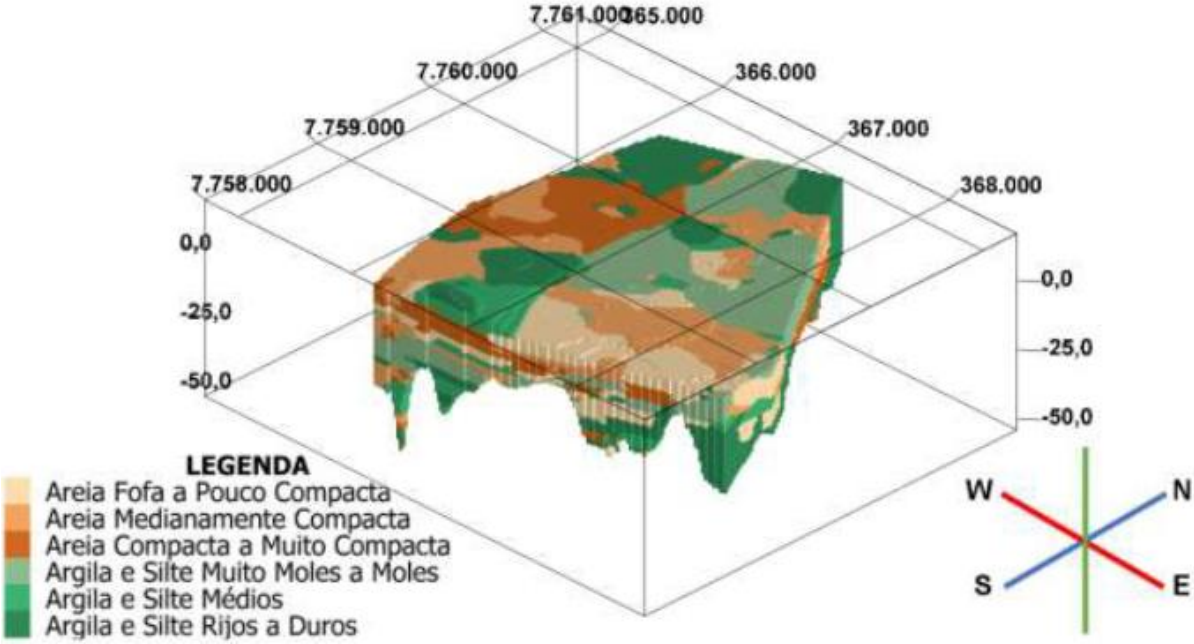
Fonte: Santos e Bridi (2017) (modificado pelo Autor).

Em relação ao cálculo do índice N_{SPT}, frequentemente não ocorre a penetração exata de cada um dos trechos de 15 cm do amostrador padrão, deste modo, os dados das sondagens passaram por uma proporcionalidade direta entre o número de golpes dos últimos dois trechos e a profundidade penetrada, sem que fosse empregado algum método de correção do número de golpes quanto à eficiência, tensão confinante e comprimento da haste.

Segundo Santos e Bridi (2017), as considerações realizadas para o índice N_{SPT} podem resultar em valores muito baixos para as camadas pouco resistentes e muito altos para camadas mais resistentes. Sendo assim, para este trabalho foi estabelecido o valor mínimo de 3 e máximo de 50 para o índice N_{SPT} nas sondagens utilizadas.

A figura 17 abaixo apresenta o modelo litológico criado por Santos e Bridi (2017) da região de estudo que compreende os bairros de Jardim Camburi e Aeroporto de Vitória. A área apresenta superfície heterogênea, composta por areias, argilas e siltes, enquanto nas mediações do Aeroporto de Vitória os solos superficiais predominantes são areias medianamente compactas a muito compactas. Na região próxima à orla da Praia de Camburi predominam areias fofas a medianamente compactas na superfície e argilas e siltes rijos a duros em camadas mais profundas do subsolo.

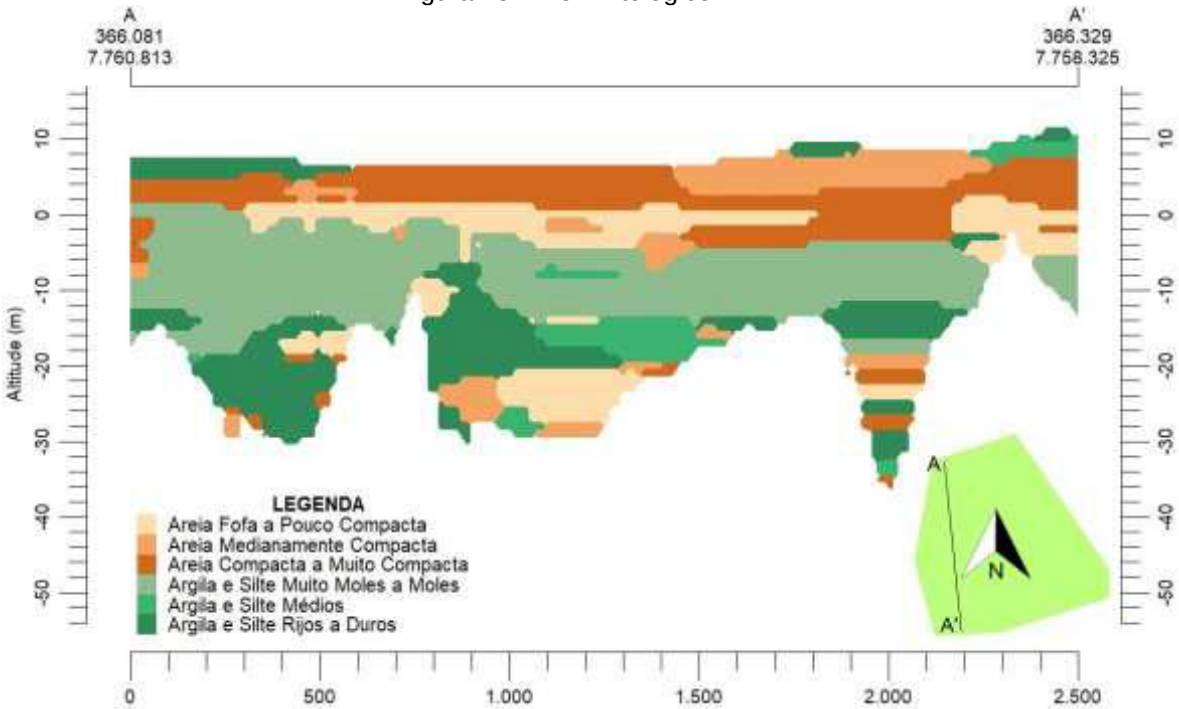
Figura 17 – Modelo sólido litológico da área de estudo.



Fonte: Santos e Bridi (2017).

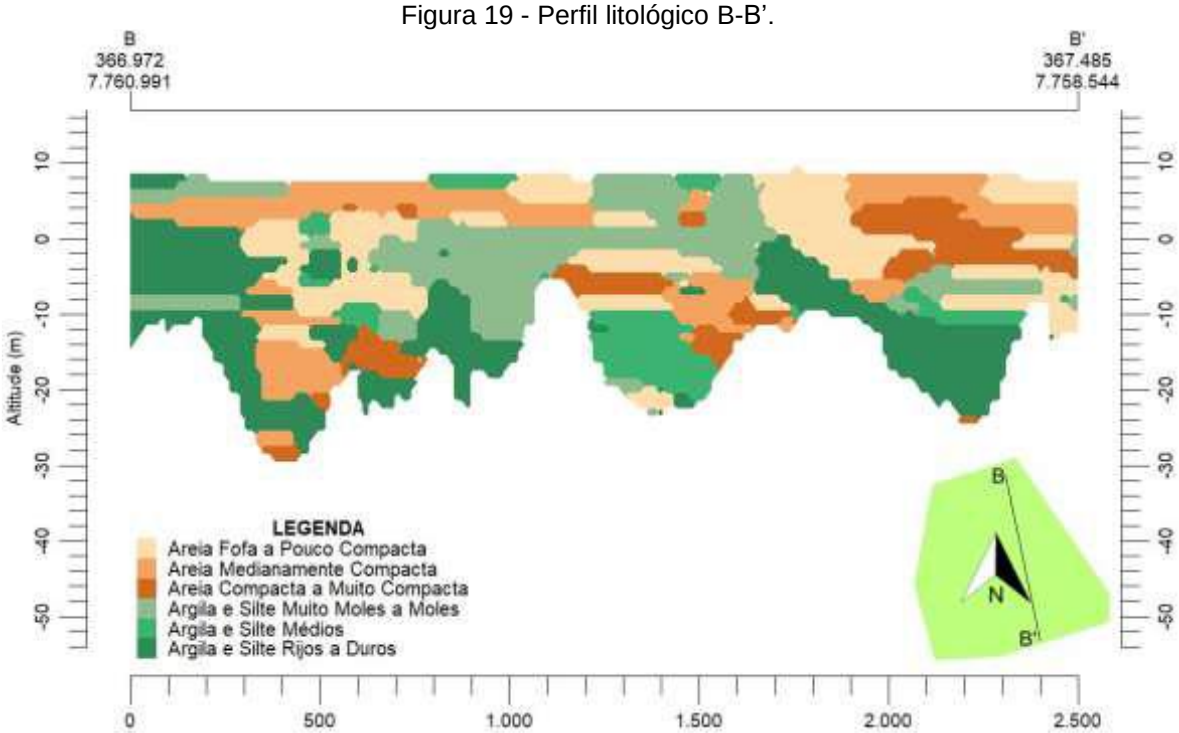
Além do modelo sólido da área de estudos, que através do qual é possível analisar a superfície da região, nas figuras 18, 19 e 20 abaixo podem ser visualizados três perfis litológicos criados por Santos e Bridi (2017) que mostram a composição das camadas do subsolo.

Figura 18 – Perfil litológico A-A'.



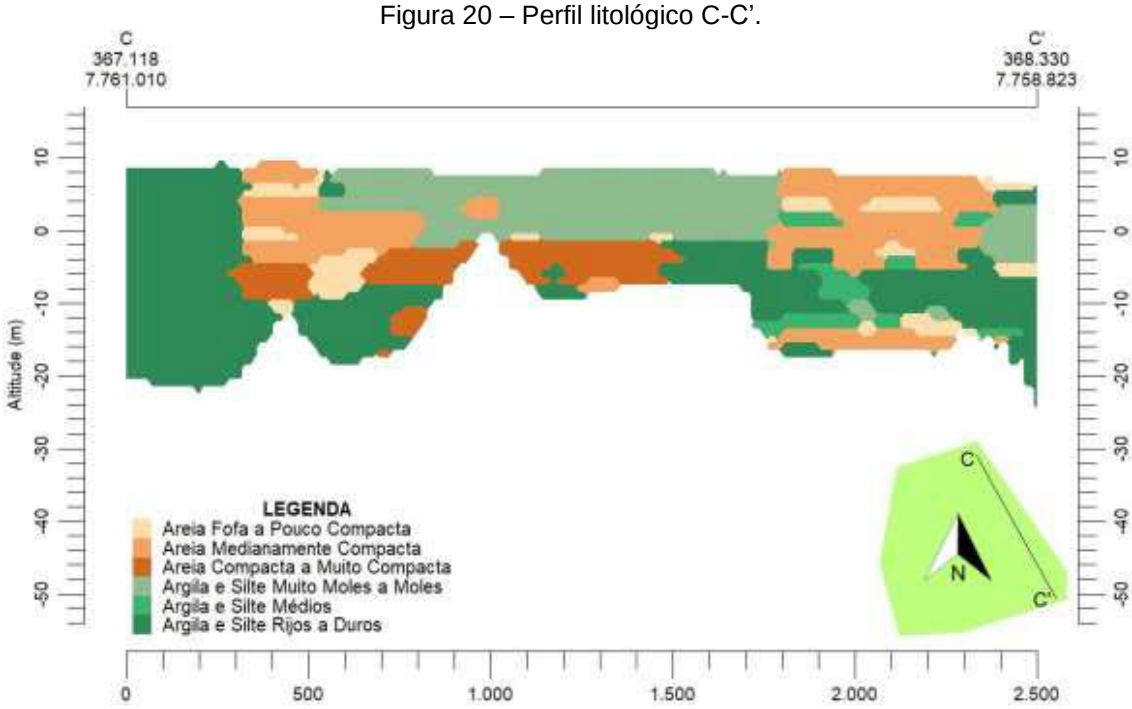
Fonte: Santos e Bridi (2017).

Figura 19 - Perfil litológico B-B'.



Fonte: Santos e Bridi (2017).

Figura 20 – Perfil litológico C-C'.



Fonte: Santos e Bridi (2017).

3.2 Informações do projeto geotécnico

As figuras 21 e 22 abaixo mostram a região que compreende o edifício analisado com as sondagens que foram realizadas no terreno e a visualização em elevação da construção, respectivamente.

Figura 21 – Planta de situação das sondagens e sondagens compreendidas no terreno do Edifício estudado.

Fonte: Google Earth®, modificado pelo Autor.

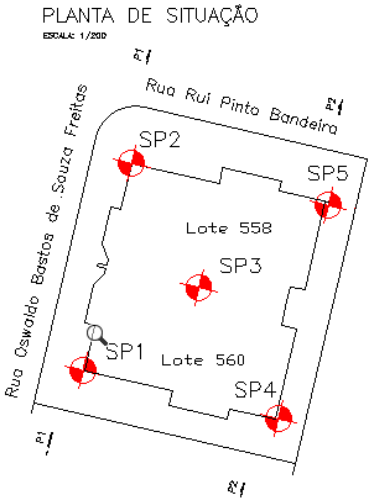
Figura 22 – Visualização espacial do Edifício estudado.

Fonte: Google Earth® (modificado pelo Autor).

Na figura 23 observa-se a locação das sondagens no projeto geotécnico analisado, onde a sondagem chamada de SP1 no projeto analisado corresponde à SP103, a SP2 corresponde à SP104, a SP3 corresponde à SP105, a SP4 corresponde à SP106 e, por fim, a sondagem SP5 corresponde à SP107.

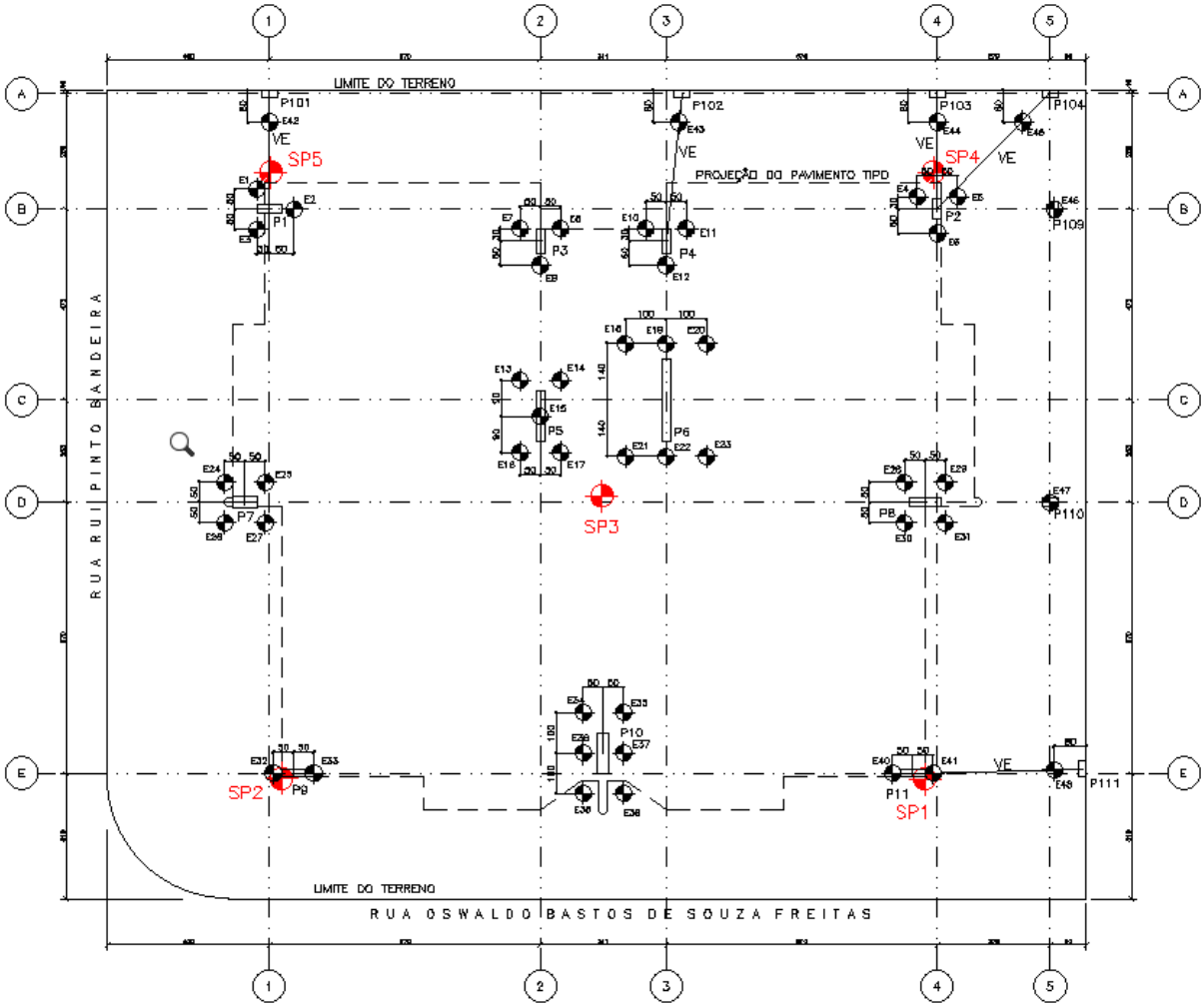
A fim de melhor interpretar os resultados gerados no software RockWorks™ foram analisados a planta de locação das estacas (figura 24), o quadro de cargas do projeto geotécnico com as resistências por estaca e o comprimento mínimo especificado em projeto. Foram analisados também, os perfis do terreno gerados através das cinco sondagens compreendidas no terreno.

Figura 23 – Locação das sondagens do Edifício estudado.



Fonte: Projeto Geotécnico estudado.

Figura 24 – Planta de Locação das estacas de diâmetro Ø40cm do Edifício estudado.



Fonte: Projeto Geotécnico estudado.

3.3 Roteiro para cálculo e entrada de dados no *software* Rockworks™

A forma de inserção dos dados dentro do programa RockWorks™ pode ser feito por meio do carregamento de planilhas tipo Excel, com todos os dados do projeto, como profundidade, coordenadas, altitude, identificação das sondagens, níveis d'água, classificação do solo por camada e outros dados tais como as resistências geotécnicas calculadas que possam ser manejados e interpolados pelo *software* usando intervalo de dados (*I-Data*), por exemplo.

Para a concepção deste trabalho foi elaborada uma planilha digital de cálculo a fim de calcular as resistências Laterais e de Ponta das estacas hélices contínuas, com diâmetros escolhidos, para se obter a resistência geotécnica admissível para

cada nível de profundidade e estes resultados foram carregados para uma planilha de inserção de dados dentro do programa RockWorks™.

O dimensionamento de fundações necessita da escolha prévia de parâmetros para a execução da estrutura. Deve ser escolhido o tipo de fundação e seu método de cálculo (ANDRADE, 2014). Este estudo toma por referência fundação profunda tipo Hélice Contínua Monitorada de diâmetros de 30 cm, 40 cm e 50 cm para os cálculos de capacidade de carga através do método de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) com tensões admissíveis para suporte de carga de até 5,0MPa, conforme preconiza a tabela 6 da norma brasileira ABNT NBR 6122 (2019).

Tabela 5 – Quantidade de provas de carga.

Tipo de estaca	**Tensão de trabalho abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna ao lado, (valores em Mpa)**	**Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga**
Pré-moldada	7,0	100
Madeira	-	100
Aço	0,5 fyk	100
Hélice e hélice de deslocamento	5,0	100
Franki	7,0	100
Strauss	4,0	100

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6122 (2019).

Para o cálculo da resistência lateral para estacas hélices contínuas de diâmetros de 30cm, 40cm e 50cm da região estudada em diferentes profundidades, entrou-se com dados do tipo da estaca, o diâmetro escolhido e o limite do N_{SPT} para cálculo, como demonstrado no exemplo da tabela 6 abaixo.

Tabela 6 – Exemplo dos dados de entrada para cálculo da Resistência Lateral admissível.

DADOS DE ENTRADA	
Fator Tipo de Estaca	Hélice Contínua
Ø Estaca	50
Limite N_{SPT}	50
DADOS AUTOMÁTICOS	
Perímetro de Calculo	157,08
FS global	2

Fonte: Autor.

Com os dados de entrada dispostos na tabela 6 é possível calcular a resistência lateral admissível para diferentes profundidades, conforme exemplo da tabela 7 abaixo.

Tabela 7 – Planilha de cálculo da Resistência Lateral admissível.

CÁLCULO DA RESISTÊNCIA LATERAL PARA ESTACA Ø50cm ($R\ell_{adm}$)

Código	Início (m)	Fim (m)	N_{SPT}	NL médio	$RL_{acumulado}$ (tf)	Radm (tf)
SP004	0,00	1,00	10	0	0,0	0,0
SP004	1,00	2,00	13	0	0,0	0,0
SP004	2,00	3,00	8	10	13,6	6,8
SP004	3,00	4,00	18	12	22,8	11,4
SP004	4,00	5,00	7	10	27,9	14,0
SP004	5,00	6,00	3	12	39,9	20,0
SP004	6,00	7,00	6	11	44,6	22,3
SP004	7,00	8,00	3	10	47,0	23,5
SP004	8,00	9,00	5	9	51,5	25,7
SP004	9,00	10,00	6	9	54,2	27,1
SP004	10,00	11,00	7	8	58,2	29,1
SP004	11,00	12,00	7	8	62,8	31,4
SP004	12,00	13,00	7	8	68,0	34,0
SP004	13,00	14,00	9	8	73,2	36,6
SP004	14,00	15,00	12	8	78,4	39,2
SP004	15,00	16,00	11	8	84,7	42,4
SP004	16,00	17,00	12	8	92,7	46,4
SP004	17,00	18,00	10	8	100,1	50,1
SP004	18,00	19,00	11	8	108,1	54,1
SP004	19,00	20,00	7	9	115,0	57,5

Fonte: Autor.

Verifica-se que para o cálculo da resistência geotécnica admissível (R_{adm}) considerando apenas a resistência lateral, aplica-se o fator de segurança (FS) global adotado como 2, sobre o valor da resistência lateral acumulada por camada ($RL_{acumulado}$). O mesmo procedimento foi feito para as estacas de Ø30 cm e Ø40cm e para todas as sondagens estudadas neste trabalho.

Vale frisar que para a análise comparativa do projeto geotécnico fornecido, foi necessária a realização do cálculo da resistência de ponta para as estacas hélices contínuas Ø40cm adotadas em projeto, além do cálculo da resistência lateral admissível e então a geração de novos perfis e modelos locais com estes dados de entrada no software RockWorks™.

Para isto, entrou-se com os dados de cálculo do projeto na planilha tais como o diâmetro da estaca, as profundidades das camadas e o número de golpes N_{SPT}, na planilha de cálculo com método Décourt e Quaresma (1978, modificado 1996) elaborado pelo autor.

O cálculo da resistência máxima admissível é dado pelo menor valor das equações (2) e (3) deste trabalho. O exemplo de cálculo para uma das sondagens presentes no terreno do edifício analisado, pode ser vista na tabela 8 abaixo, onde β foi tomado como 1,00 e K como 40,00 tf/m² para as camadas demonstradas.

Tabela 8 – Planilha de cálculo da Resistência máxima admissível.

CÁLCULO DA RESISTÊNCIA ADMISSÍVEL (Radm) PARA ESTACAS Ø40cm											
Cód.	**Início (m)**	**Fim (m)**	**N_{SPT}**	**Tipo solo**	**$NL_{médio}$**	**$RL_{acumulado}$ (tf)**	**Np**	**α**	**Rp (tf)**	**R (tf)**	**R_{adm} (tf)**
SP103	0,00	1,00	19	ACMC	19	0,0	11	0,3	0,0	0,0	0,0
SP103	1,00	2,00	3	AFC	19	0,0	11	0,3	16,1	16,1	4,0
SP103	2,00	3,00	10	AMC	19	18,4	5	0,3	8,0	26,5	13,2
SP103	3,00	4,00	3	AFC	11	17,6	5	0,3	8,0	25,6	12,8
SP103	4,00	5,00	3	AFC	11	22,9	4	0,3	6,5	29,4	14,7
SP103	5,00	6,00	7	AFC	9	24,6	5	0,3	7,0	31,6	15,8
SP103	6,00	7,00	4	AFC	8	26,6	5	0,3	7,0	33,7	16,8
SP103	7,00	8,00	3	AFC	8	30,8	4	0,3	5,5	36,3	18,2
SP103	8,00	9,00	4	AFC	7	33,5	4	0,3	6,0	39,5	19,8
SP103	9,00	10,00	5	AFC	7	35,8	7	0,3	10,1	45,9	22,9

LEGENDA	
ACMC	Areia compacta a muito compacta
AFC	Areia fofa a pouco compacta
AMC	Areia medianamente compacta

Fonte: Autor.

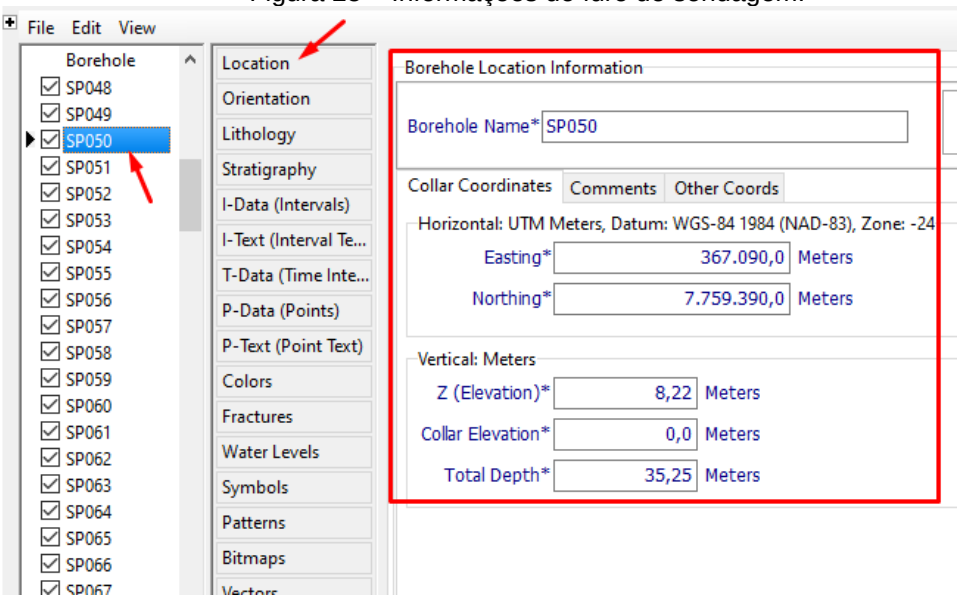
3.4 Modelagem no *software* RockWorks™

Neste item serão abordados os procedimentos que foram realizados para entrada de dados tratados das sondagens e os resultados obtidos das planilhas de cálculo digitais.

3.4.1 Modelagem litológica e de resistência do solo

Os dados das sondagens apresentam informações de localização, litologia e de N_{SPT} que podem ser fornecidos ao programa para geração dos modelos gráficos. Desta forma, foram importados para o programa, através de planilha Excel, os dados de código, localização, elevação e profundidade total dos furos, além dos dados litológicos e dos dados de capacidade de cargas obtidos nos cálculos. A figura 25 abaixo mostra as informações de localização da sondagem SP050.

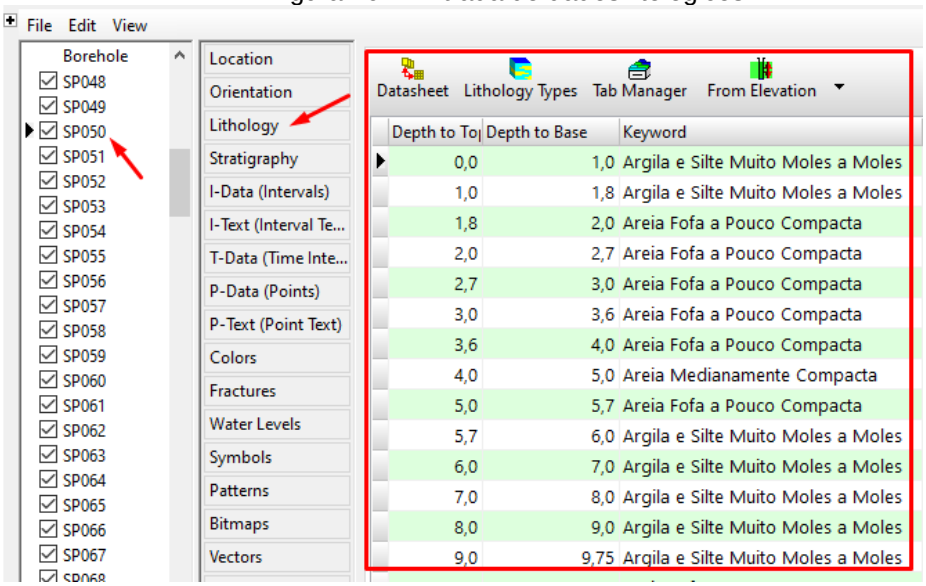
Figura 25 – Informações do furo de sondagem.



Fonte: criado com RockWorks™.

Em seguida, foram fornecidos os dados de litologia para cada camada contendo o início e fim da camada e sua respectiva descrição, como mostrado na figura 26 tomando como exemplo a sondagem SP050.

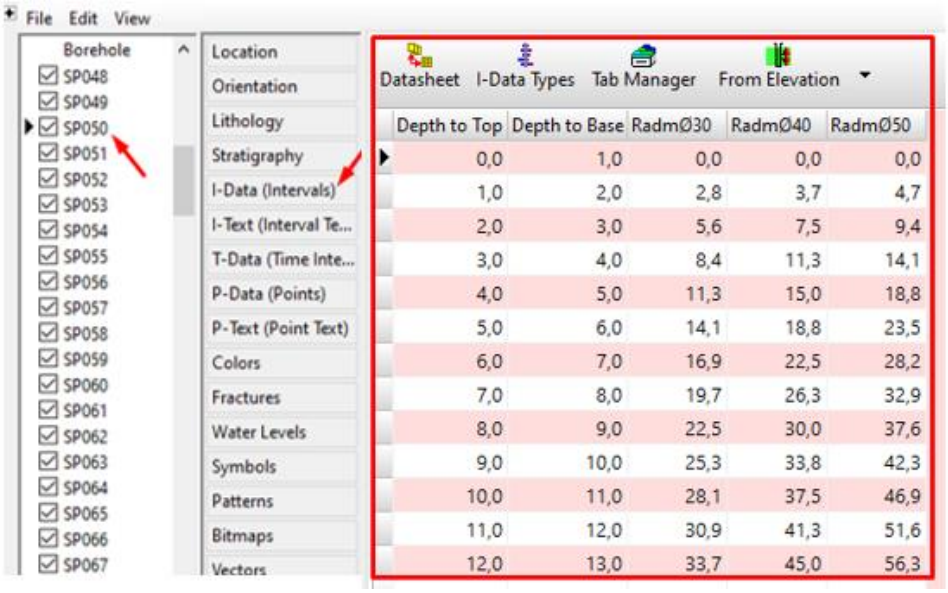
Figura 26 – Entrada de dados litológicos.



Fonte: criado com RockWorks™.

Por fim, foram implementados os dados de capacidade de carga para diferentes diâmetros escolhidos (Ø30cm, Ø40cm e Ø50cm) para cada metro de profundidade na Aba *I-Data*. Para que o programa identifique os três tipos de capacidade de carga, é necessário a declaração das resistências admissíveis para as estacas de Ø30cm, para as de Ø40cm e também para as estacas de Ø50cm na opção *I-Data Types*. O mesmo processo foi realizado para declarar os dados de N_{SPT}. A figura 27 mostra como exemplo o ponto de sondagem SP050.

Figura 27 – Entrada de dados das resistências geotécnicas.



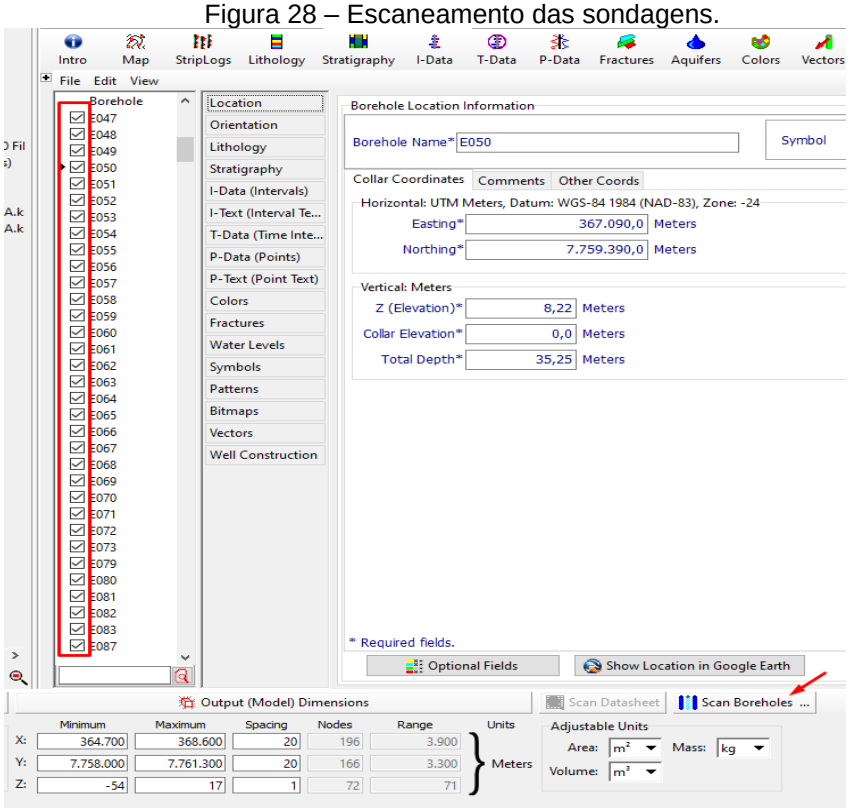
Fonte: criado com RockWorks™.

3.4.2 Elaboração dos modelos sólidos, modelos de sondagens e perfis em “cerca”

Neste item é descrita a metodologia para a criação dos modelos tridimensionais para a visualização do número de golpes N_{SPT} das sondagens por profundidade, das resistências geotécnicas admissíveis por camada para cada diâmetro de estaca estudado neste trabalho e também a criação de perfis geotécnicos em “cerca” utilizando como dados de entrada as resistências geotécnicas calculadas.

O *software* RockWorks™ dispõe de ferramentas de fácil manipulação e compreensão para a criação dos modelos sólidos e perfis que serão apresentados neste trabalho. Após a importação dos dados dos furos, o primeiro passo é fazer com que o programa leia estes dados, por meio da ferramenta “*Scan Boreholes”.* O programa pode apontar erros na leitura dos dados dos furos caso os mesmos sejam inconsistentes. Na figura 28 abaixo é mostrado este processo.

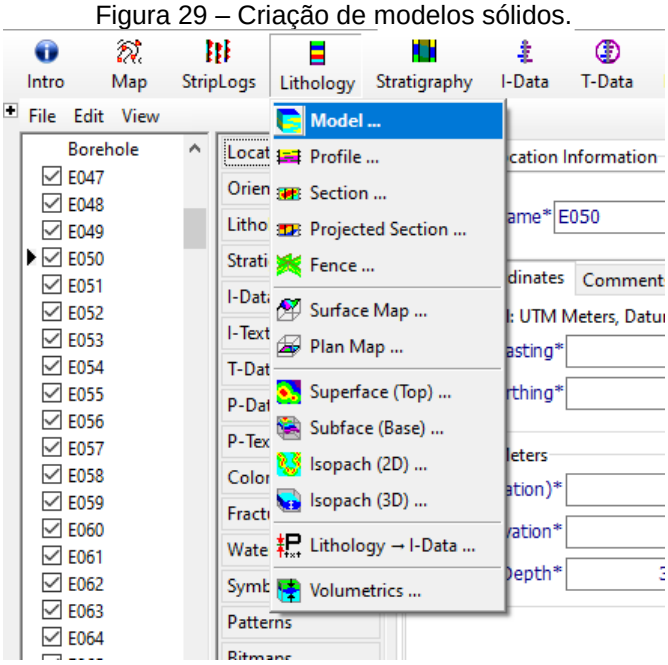
Figura 28 – Escaneamento das sondagens.



Fonte: criado com RockWorks™.

O próximo passo é a criação do modelo propriamente dito, utilizando o caminho demonstrado na figura 29, clicando na aba *Lithology>Model* que direcionará para uma janela de criação.

Figura 29 – Criação de modelos sólidos.

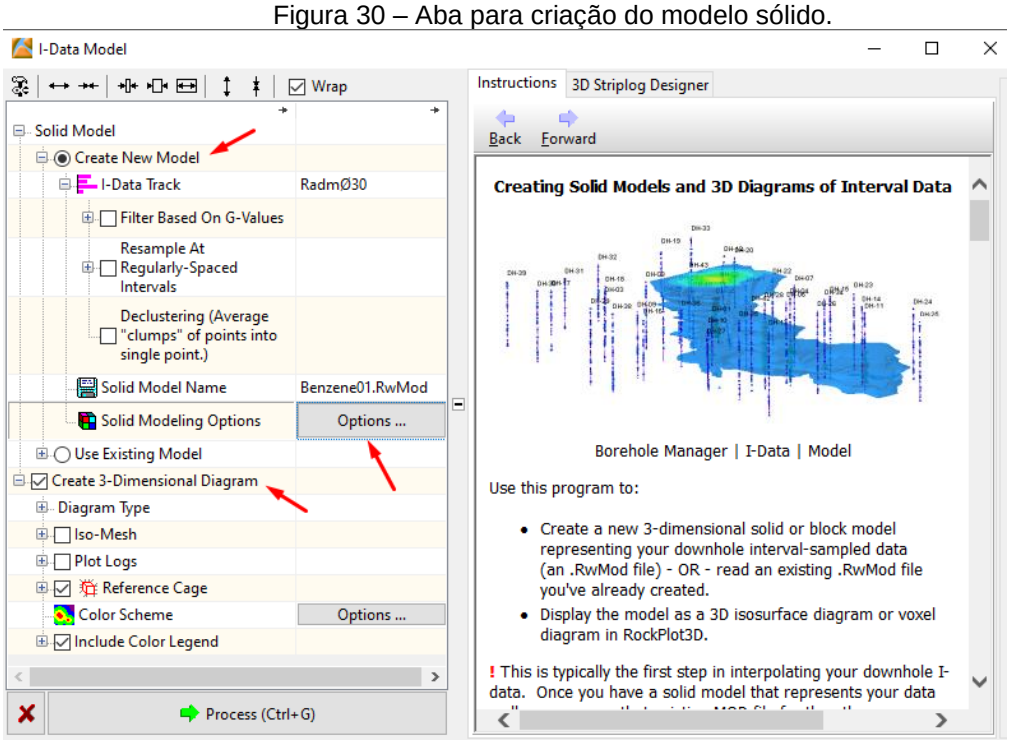


Fonte: criado com RockWorks™.

Na janela de criação do modelo mostrada na figura 30 abaixo, deve ser selecionada a opção *"Create New Model"* e na opção "*I-Data Track"* selecionar o tipo de dado que será trabalhado para a criação do modelo sólido. Neste trabalho foram selecionados quatro tipos de "*I-Data Track"*, o primeiro deles foi o N_{SPT}, depois os dados de resistência geotécnicas para estacas de diâmetro de 30cm (RadmØ30), em seguinte o RadmØ40cm e por fim o RadmØ50cm.

É necessário, ainda, selecionar o tipo de modelo sólido que será trabalhado clicando na opção *"Solid Modeling Options"* que abrirá uma janela de opções e será possível marcar a opção de Modelo anisotrópico do Inverso da Distância, o qual foi usado neste trabalho. A opção *"Create 3-Dimensional Diagram"* também deve estar selecionada. Para a criação do modelo basta finalizar clicando em *"Process"*, conforme figura 30.

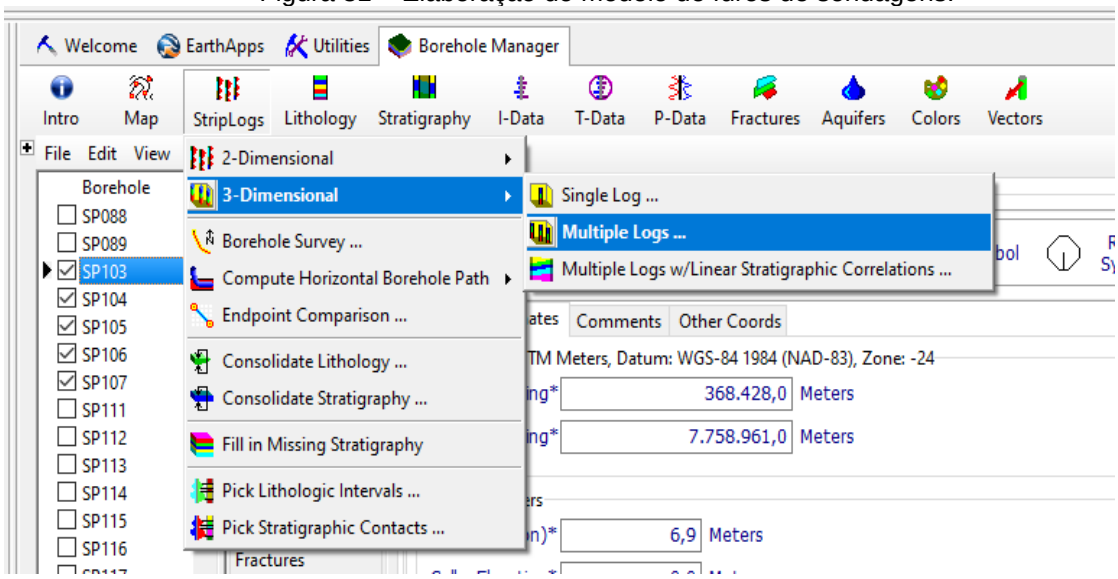
Figura 30 – Aba para criação do modelo sólido.



Fonte: criado com RockWorks™.

Para a visualização dos furos de sondagem de forma tridimensional, é necessário seguir o caminho *StripLogs>3-Dimensional>Multiple Logs* disposto na figura 31, que direcionará a uma aba de criação do modelo onde podem ser escolhidas as informações dos furos de sondagem que serão apresentados.

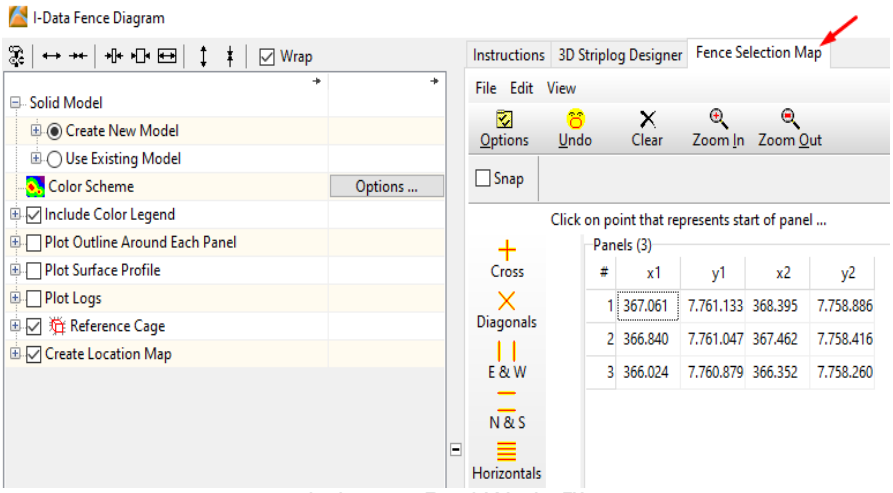
Figura 31 – Elaboração do modelo de furos de sondagens.



Fonte: criado com RockWorks™.

A elaboração dos modelos em “cerca” segue o caminho *I-Data>Fence* que inicia uma aba com opções do modelo. Assim como realizado com o modelo sólido, na criação dos modelos em “cerca” deve ser selecionado o tipo de dado que será trabalhado selecionado na opção “*I-Data Track”*. No caso deste trabalho, foram selecionadas as resistências geotécnicas calculadas para os três diâmetros diferentes de estacas. Além disto, deve-se traçar os perfis que deseja modelar na opção *“Fence Selection Map”* e então processar, como visto na figura 32.

Figura 32 – Aba de criação dos modelos em “cerca”.



Fonte: criado com RockWorks™.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados e discussões foram subdivididos em dois itens, o primeiro aborda os resultados gerados e analisados para a área geral de estudo, que compreende os bairros de Jardim Camburi e Aeroporto de Vitória. O segundo item discorre sobre os resultados gerados para o edifício estudado que abrange 5 das 414 sondagens analisadas na região.

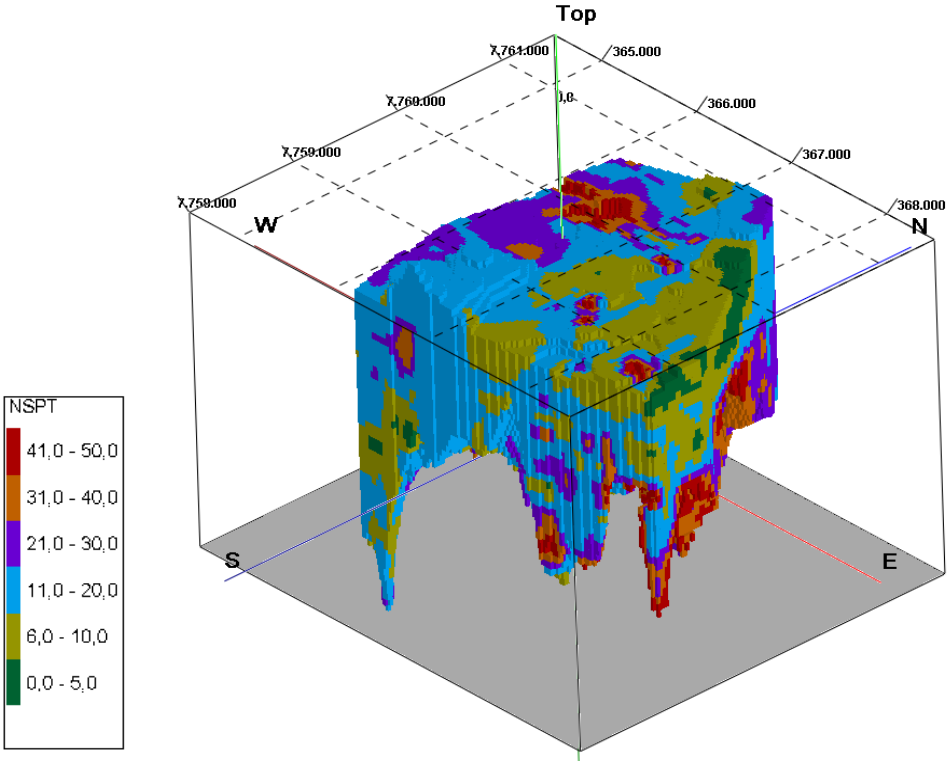
4.1 Área geral de estudo

Os resultados gráficos exportados pelo software RockWorks™ são de simples manipulação e de fácil compreensão. É possível verificar, na figura 33 abaixo o modelo 3D do índice N_{SPT} da área estudada e uma seção do modelo (figura 34), sendo possível visualizar graficamente os dados disponíveis nos boletins de sondagens utilizados.

No modelo apresentado, pode-se observar que a maior parte das camadas superficiais de solo apresentam índice N_{SPT}, entre 0 e 20 golpes, com exceção da área sudoeste, próximo ao Aeroporto de Vitória, onde os solos predominantes superficialmente são areias medianamente compactas a muito compactas, atingindo N_{SPT} da ordem de 20 a 40.

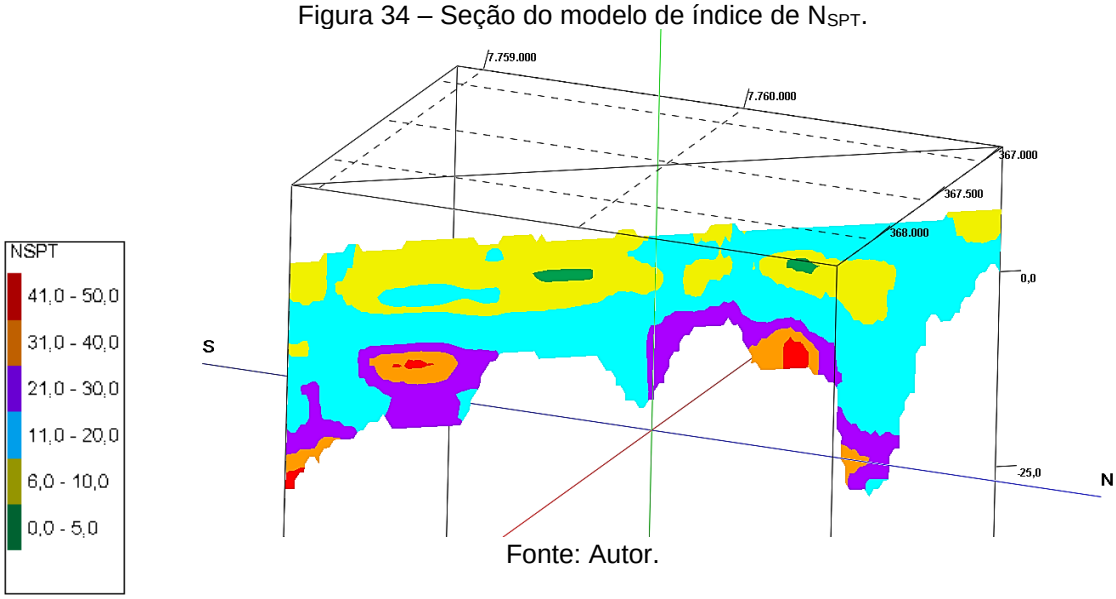
Além disto, por meio do modelo é possível observar não só a subsuperfície da região e possíveis critérios de paralisação das sondagens, como também, regiões onde há presença de maiores valores de resistência ou camadas impenetráveis ao trépano, como na região sudeste que apresenta índice N_{SPT} da ordem de 50, em maiores profundidades.

Figura 33 – Vista sudoeste do modelo sólido do índice N_{SPT}.



Fonte: Autor.

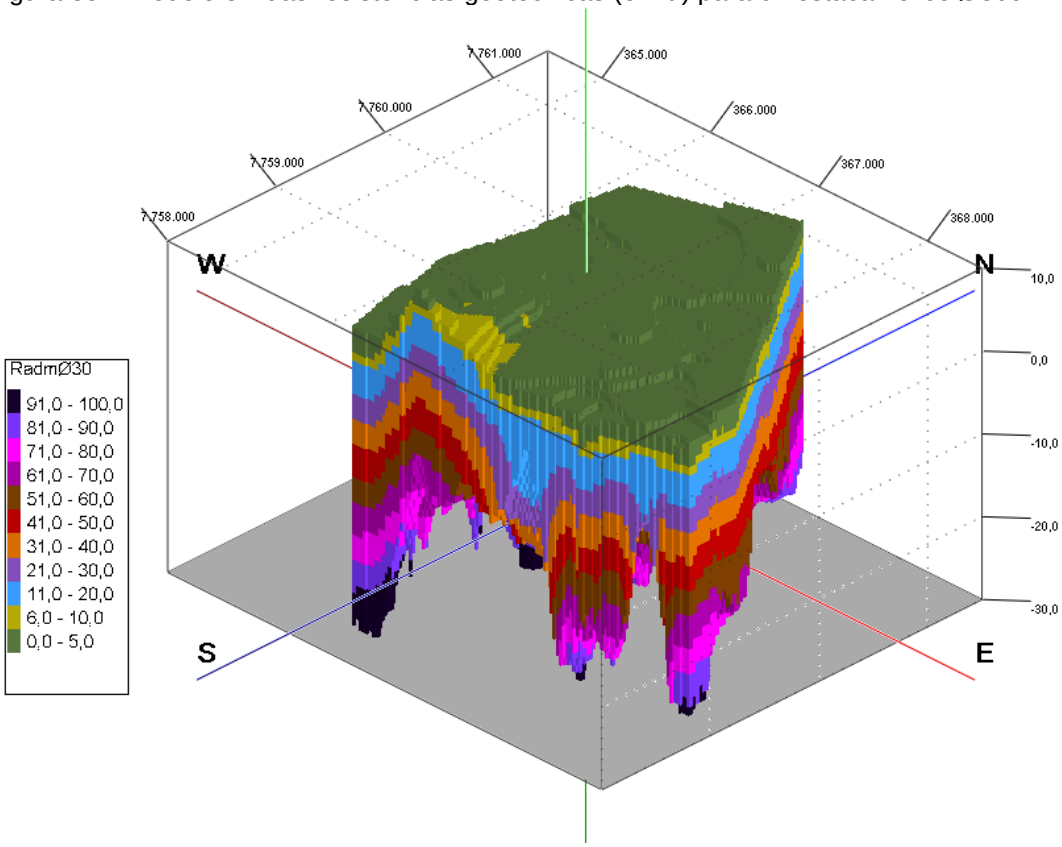
Figura 34 – Seção do modelo de índice de N_{SPT}.



Fonte: Autor.

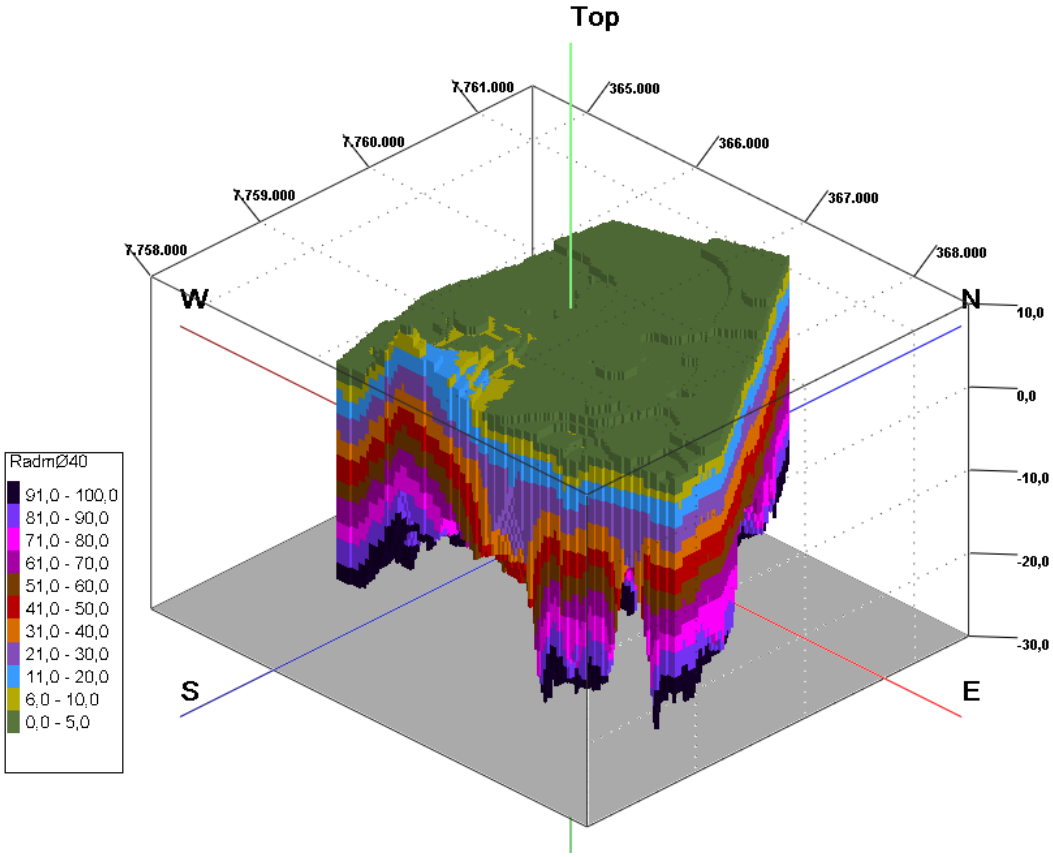
Com os dados de capacidade de carga calculados pelo método de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) é possível gerar modelos sólidos que representem graficamente os valores obtidos, como visto nas figuras 35, 36 e 37 abaixo, que representam os resultados da capacidade de carga atingida de acordo com a profundidade, calculados para 1 (uma) estaca hélice contínua de diâmetros de Ø30cm, Ø40cm e Ø50cm.

Figura 35 – Modelo 3D das resistências geotécnicas (em tf) para 01 estaca hélice Ø30cm.



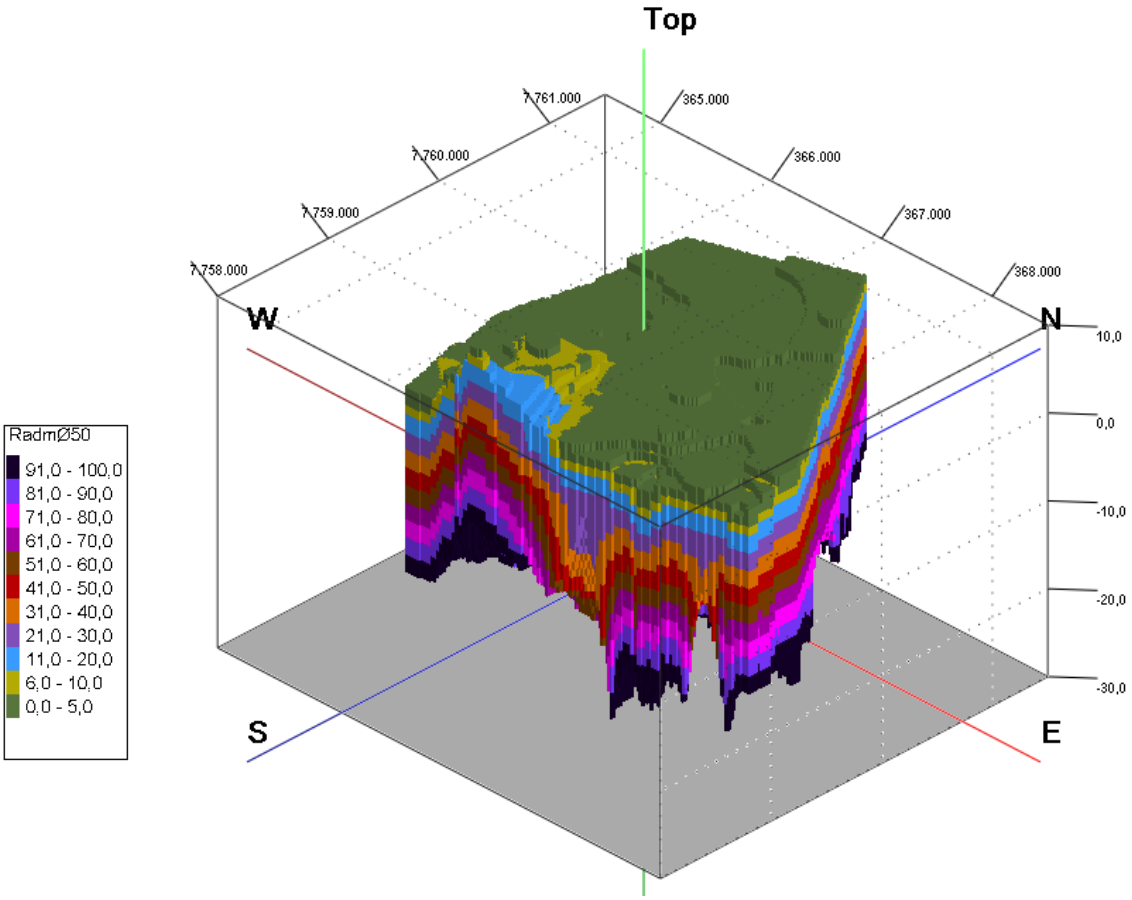
Fonte: Autor.

Figura 36 – Modelo 3D das resistências geotécnicas (em tf) para 01 estaca hélice Ø40cm.



Fonte: Autor.

Figura 37 – Modelo 3D das resistências geotécnicas (em tf) para 01 estaca hélice Ø50cm.



Fonte: Autor.

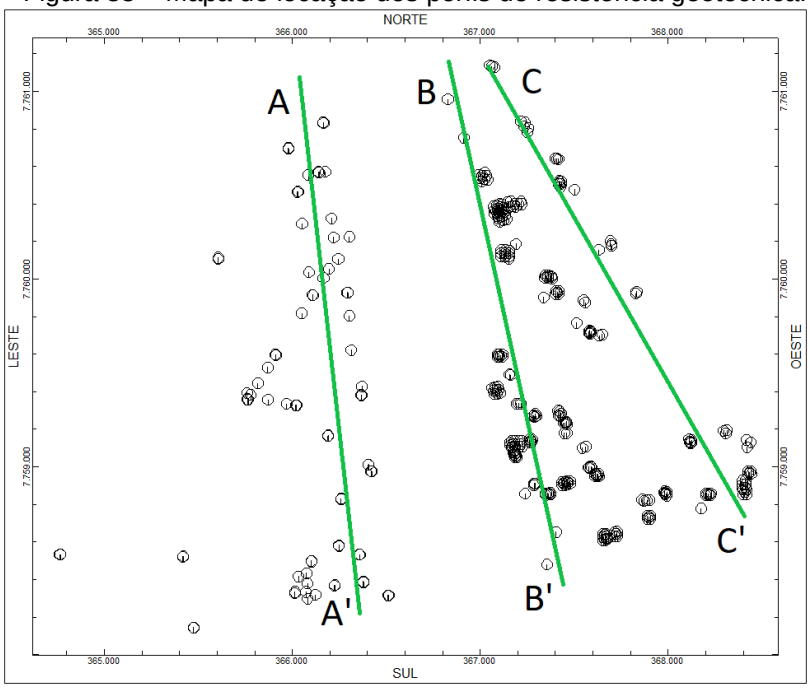
Analisando, em conjunto, os modelos sólidos de índice N_{SPT} com os modelos tridimensionais de capacidade de carga para as resistências laterais geotécnicas admissíveis, observa-se que são atingidas capacidades de carga superiores nas regiões onde as sondagens atingem maiores profundidades e nas áreas que apresentam solos mais resistentes na superfície, como na região sudoeste do modelo que compreende parte da área do aeroporto. Considerando-se a resistência de ponta em conjunto com a lateral, é provável que, maiores capacidades de carga poderiam ser alcançadas em profundidades menores.

É possível perceber que próximo à região sudeste, onde os solos superficiais apresentam baixa resistência à penetração, na maioria entre 0 a 10 golpes e maiores resistências em profundidade, onde atingem valores de 30 a 50 golpes, capacidades de carga da ordem de 91tf a 100 tf são atingidas em profundidades maiores que na região sudoeste dos modelos, onde os solos superficiais apresentam-se mais resistentes e as capacidades de carga se igualam e até

mesmo superam a capacidade de carga da região sudeste para profundidades da mesma ordem.

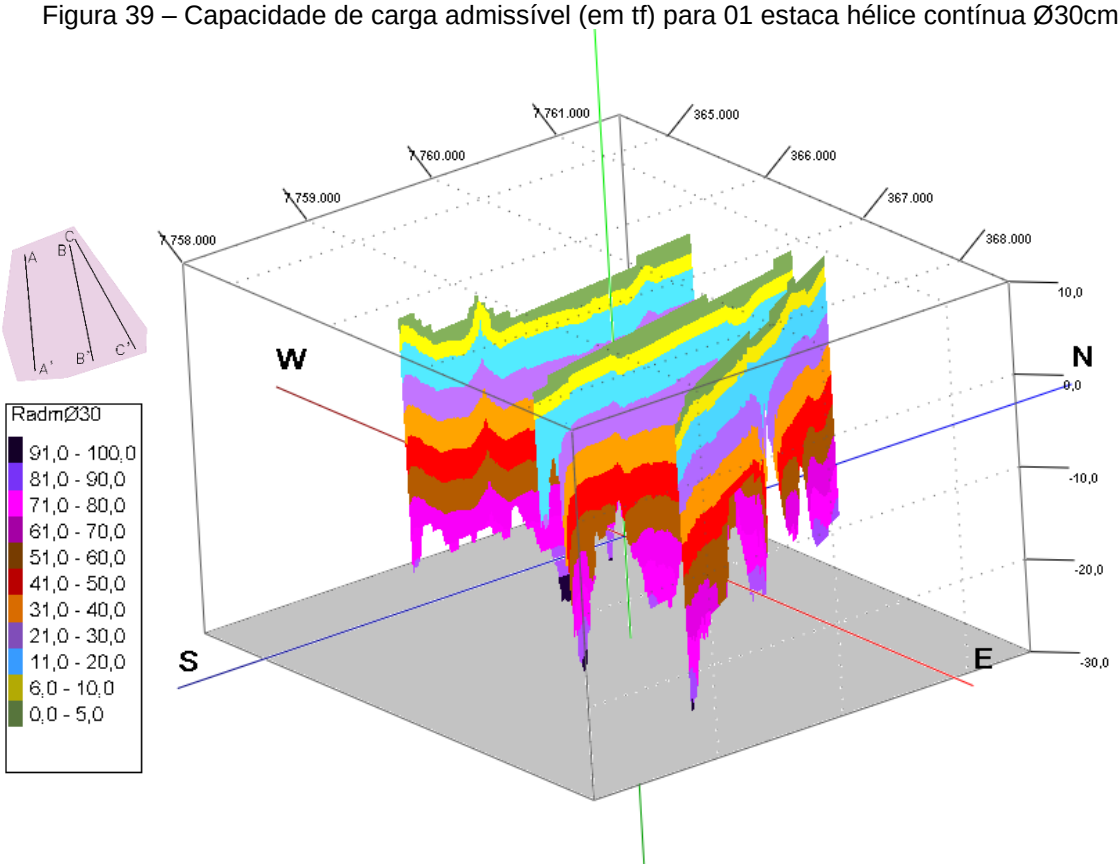
Nos modelos tridimensionais foram realizadas vistas em “cerca” das sessões A-A’, B-B’ e C-C’ que passam pelas regiões com maior número de sondagens. O mapa das sessões pode ser visto na figura 38 e as sessões de capacidade de carga para estacas de diâmetro de 30cm, 40cm e 50cm podem ser visualizadas nas figuras 39, 40 e 41, respectivamente.

Figura 38 – Mapa de locação dos perfis de resistência geotécnica.



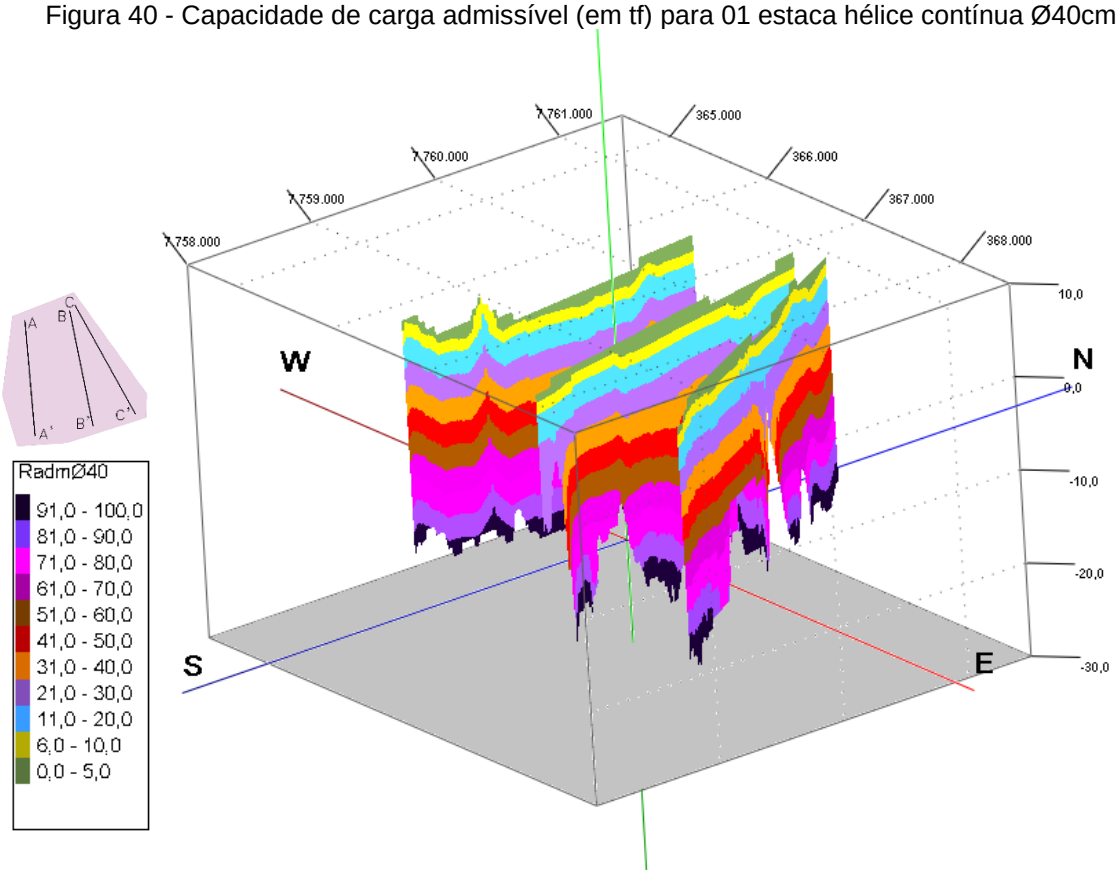
Fonte: Autor.

Figura 39 – Capacidade de carga admissível (em tf) para 01 estaca hélice contínua Ø30cm.



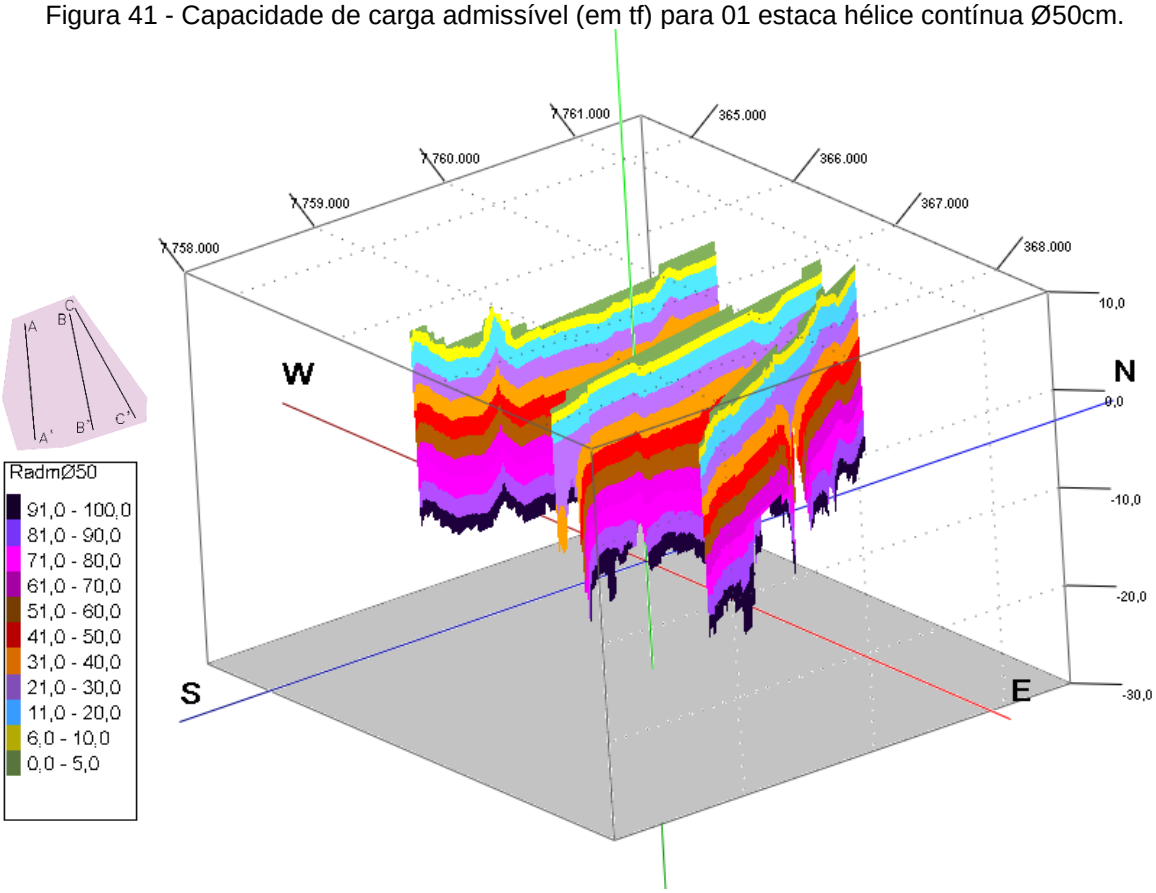
Fonte: Autor.

Figura 40 - Capacidade de carga admissível (em tf) para 01 estaca hélice contínua Ø40cm.



Fonte: Autor.

Figura 41 - Capacidade de carga admissível (em tf) para 01 estaca hélice contínua Ø50cm.



Fonte: Autor.

Com relação aos perfis em “cerca”, nota-se que, à medida que aumenta o diâmetro das estacas e, por consequência há o aumento da capacidade de carga geotécnica, as profundidades de assentamento da fundação ficam menores para um mesmo carregamento. Além do acréscimo de capacidade de carga ao longo da profundidade, com o aumento dos diâmetros das estacas é possível obter cargas maiores, como é o caso das estacas de Ø50cm que atingem resistências da ordem de 91 a 100tf para profundidades de 30 m (cota -20), enquanto as de Ø40 cm atingem o mesmo suporte em apenas alguns pontos e as estacas de Ø30cm que atingem valores máximos de 90 tf para as mesmas profundidades.

Percebe-se que o perfil C-C’ (extremidade direita) apresenta perdas na continuidade lateral por falhas (podendo ser confirmada no perfil litológico apresentado na figura 20) e índices maiores de N_{SPT} na região, o que indica solos mais resistentes. A este fato, corrobora o provável aumento de carga caso fossem analisadas as resistências de ponta em conjunto com as resistências laterais, onde as estacas poderiam necessitar de cotas de assentamento menores para um

mesmo carregamento. Com relação aos modelos de capacidade de carga geotécnica, é imprescindível que sejam estudados em conjunto com os modelos litológicos e de índice N_{SPT} para que desta forma haja uma total compreensão dos parâmetros geológicos e geotécnicos da área.

Em termos de projeto e como indicador para o pré-dimensionamento de fundações em hélice contínua, a visualização do modelo torna-se interessante pois proporciona uma compreensão geral da capacidade de carga do terreno, sendo possível estimar a profundidade média necessária para fundações em diferentes pontos diferentes da região. Nos métodos clássicos de análise do subsolo, a visualização do terreno é feita por cortes e perfis em duas dimensões, elaborados manualmente, por engenheiros projetistas e geólogos.

Com a análise, percebe-se que a versatilidade da utilização de softwares de modelagem geológica vai além do cadastro do subsolo. Por meio de modelos de interpolação, perfis litológicos e geotécnicos de pequenas e grandes regiões podem ser produzidos. Esses programas também permitem cadastro de informações complementares de grande interesse em obras de geotecnia, como por exemplo perfis de valores N_{SPT}, como realizado neste trabalho, parâmetros ambientais do meio físico, determinação de direção do fluxo de água subterrânea entre outras aplicações.

Neste viés, as informações que são inseridas dentro do programa podem proporcionar uma integralidade entre várias características do subsolo da região, não apenas os dados litológicos e geotécnicos, como também os resultados provenientes do acompanhamento de obras, recalques de fundação, ensaios de diversas naturezas e demais controles executivos, além de melhorar a interpolação e resultados à medida que mais dados são inseridos no *software*.

Assim como há projetos públicos como o projeto MAPENCO (Mapeamento Geológico-geotécnico das Encostas do Município de Vitória) e empresas públicas como a CPRM (Serviço Geológico do Brasil) por exemplo, que disponibilizam modelos e mapas da região com o intuito de localizar, caracterizar e classificar solos regionais, geológica e geotecnicamente, para tomada de decisões do poder público, para intervenções em áreas de risco e prevenção de desastres, os modelos

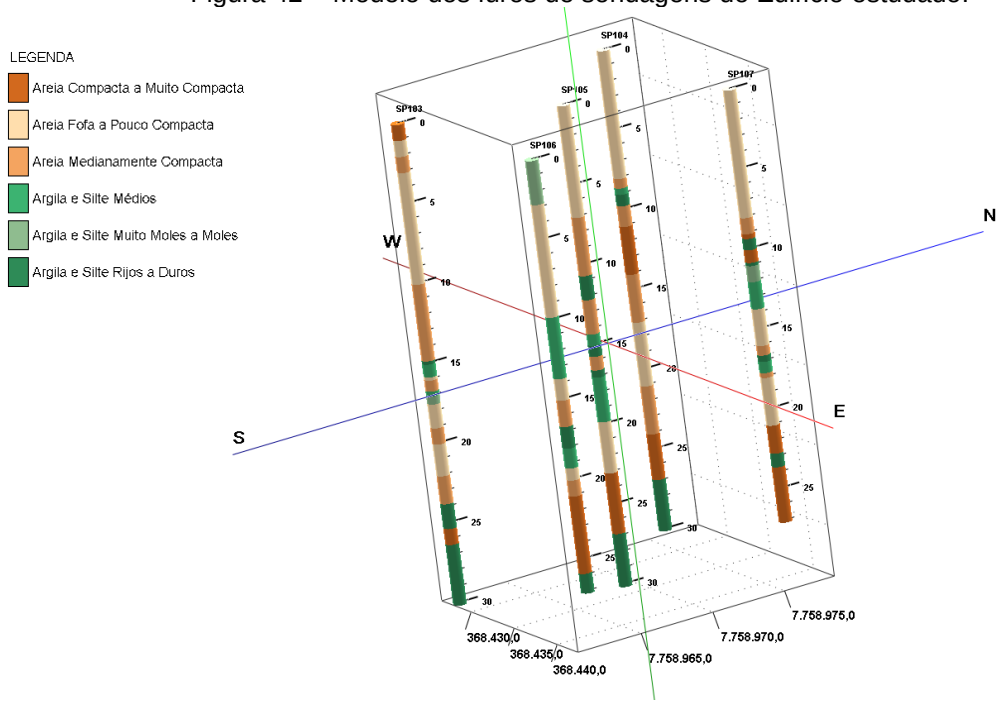
criados a partir do RockWorks™ poderiam instruir e atuar como base de dados para engenheiros, estudantes e à população geral de diversas localidades como uma análise preliminar de projeto, uso e ocupação do local juntamente com os planos diretores urbanos de cada município, com intuito de melhorar o aproveitamento da região e ajudar na tomada de decisão para construção de empreendimentos.

4.2 Projeto Geotécnico do edifício estudado

Primeiramente, para analisar o projeto geotécnico inserido no contexto da região estudada, localizou-se as sondagens que estão compreendidas no terreno do edifício estudado, demonstradas na figura 21. O posicionamento do edifício encontra-se na região sudeste do Bairro de Jardim Camburi, desta forma, as análises da modelagem geotécnica do subsolo do edifício foram comparadas aos perfis C-C' da área de estudo.

Na figura 42 abaixo é possível observar o posicionamento dos furos das sondagens compreendidas no terreno e a litologia classificada por Santos e Bridi (2017).

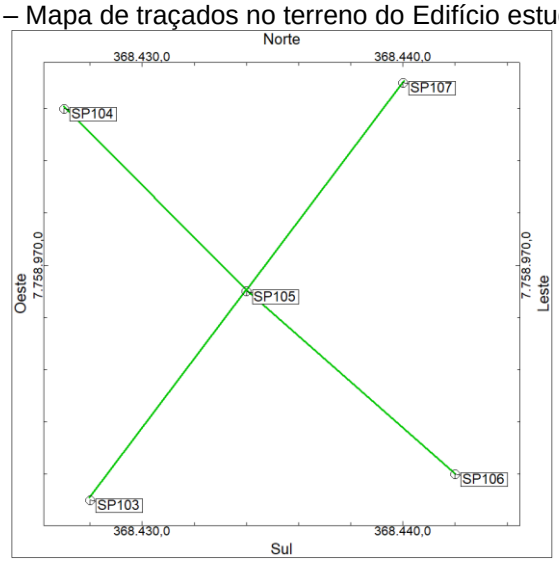
Figura 42 – Modelo dos furos de sondagens do Edifício estudado.



Fonte: Autor.

Realizou-se as mesmas seções de perfis em “cerca” que foram traçadas no projeto geotécnico estudado, o traçado pode ser visto na figura 43 abaixo.

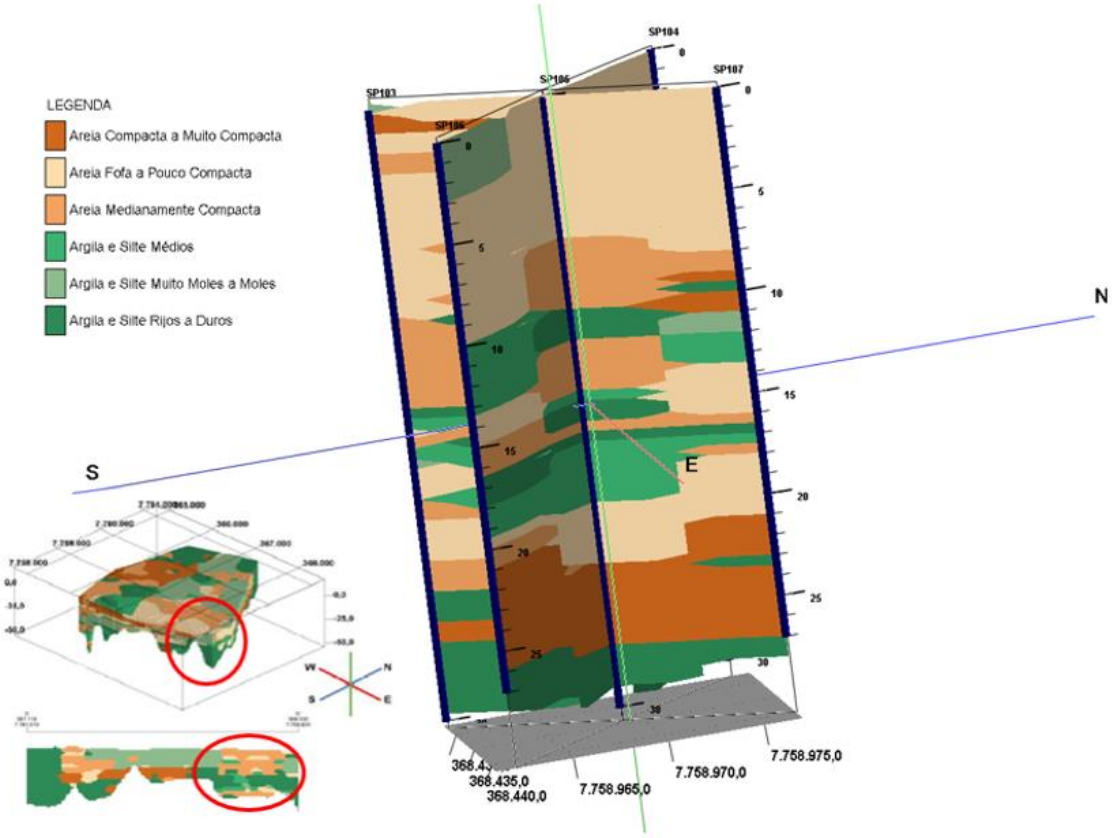
Figura 43 – Mapa de traçados no terreno do Edifício estudado.



Fonte: Autor.

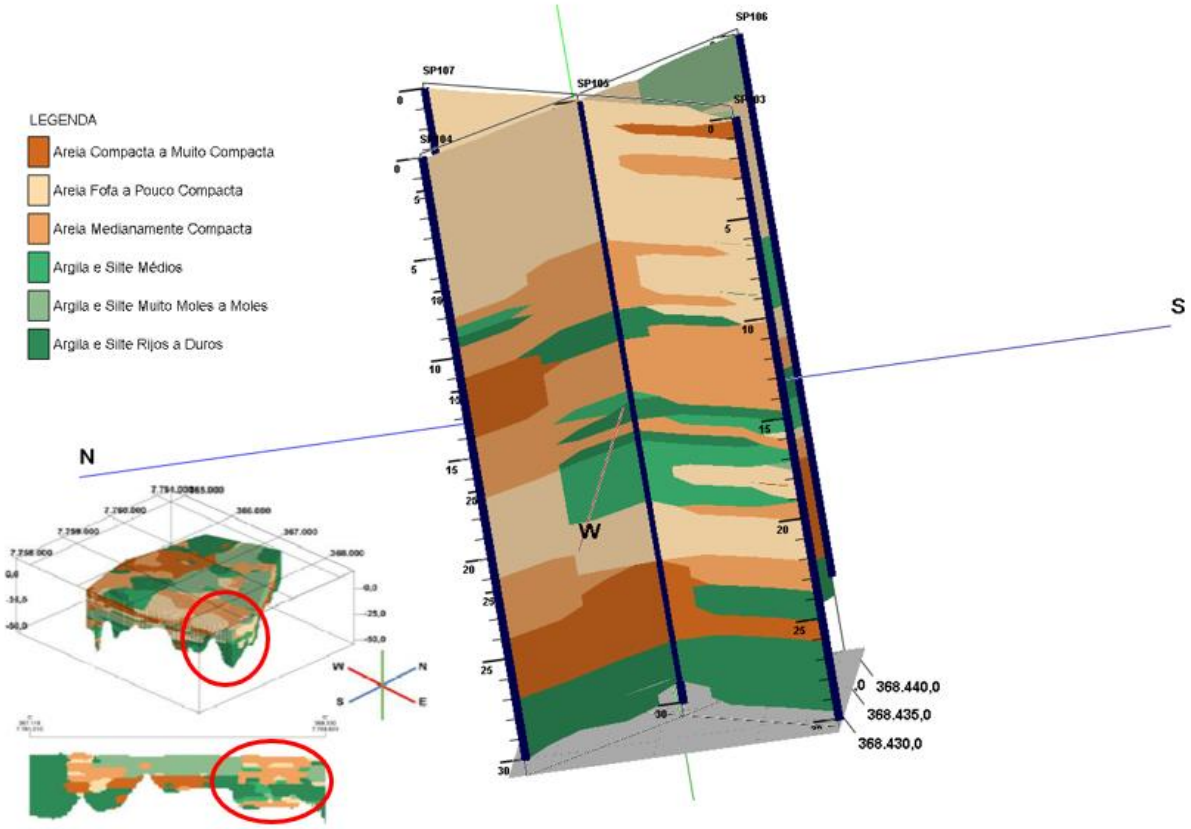
O primeiro modelo de perfis em “cerca” foi o de litologia do solo. Foram realizadas duas vistas como demonstradas nas figuras 44 e 45 abaixo.

Figura 44 – Vista Leste dos perfis litológicos do Edifício estudado, do modelo sólido da região e perfil C-C’ geral.



Fonte: Autor.

Figura 45 – Vista oeste dos perfis litológicos do Edifício estudado, do modelo sólido da região e perfil C-C' geral.

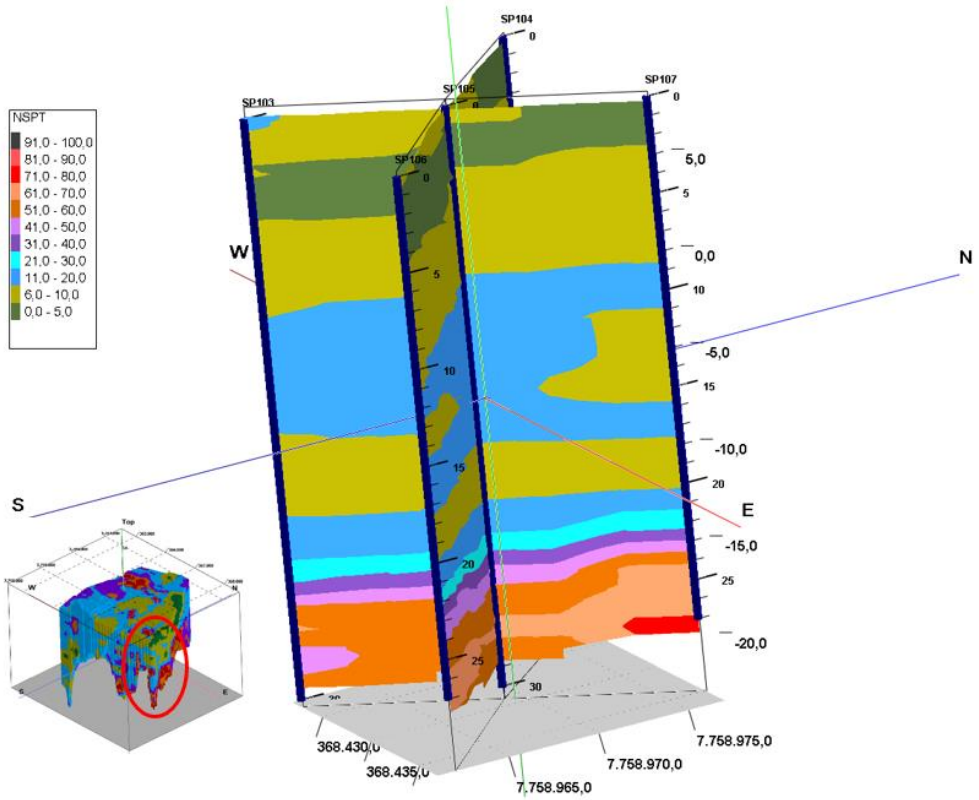


Fonte: Autor.

As vistas leste e oeste dos perfis geológicos foram comparadas à região sudeste do modelo e à seção C-C' representada na figura 20. Percebe-se que a composição do solo para as camadas que apresentam maior espessura, são as mesmas, tanto no modelo da área estudada quanto no modelo do edifício, sendo compostos por camadas superficiais de areia sobrejacentes às camadas de solos mais consolidados, como argilas e siltes rijos a duros, em profundidade.

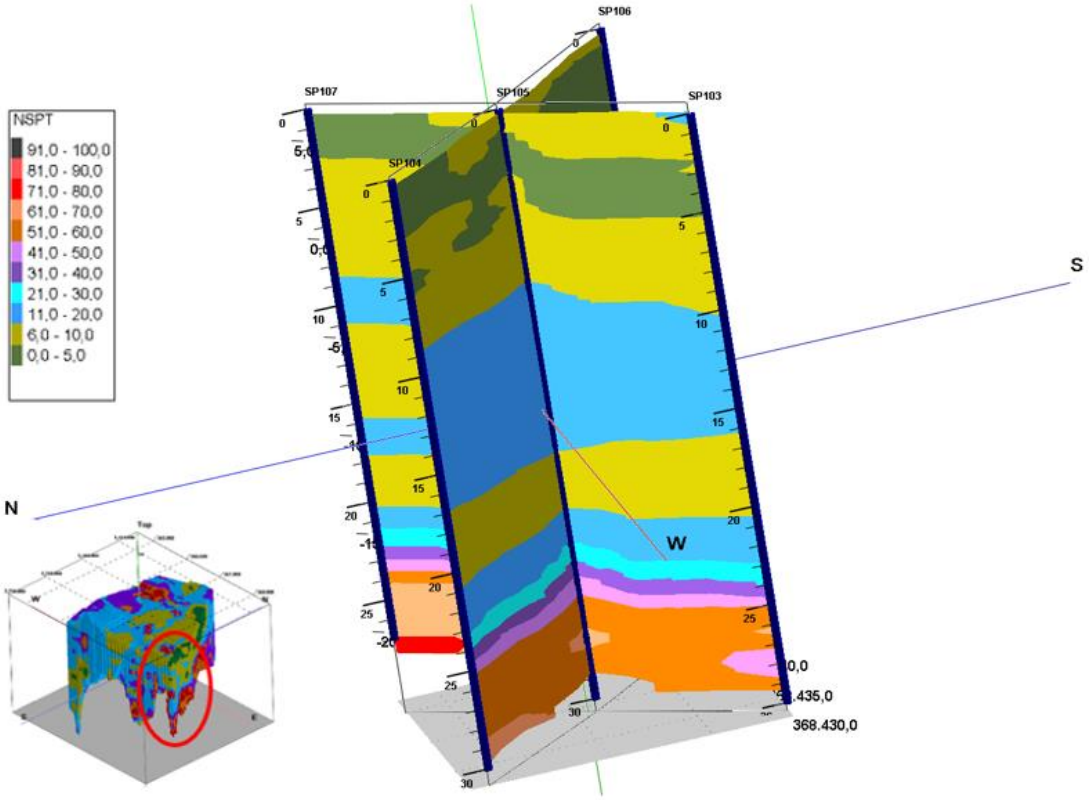
A mesma análise foi feita com o índice N_{SPT}, observando que as heterogeneidades do modelo da área estudada também se apresentam no modelo do edifício estudado, mas a disposição do índice N_{SPT} é similar em ambas as representações, como pode ser observado nas figuras 46 e 47 abaixo.

Figura 46 – Vista Leste dos perfis de número N_{SPT} do Edifício estudado e do modelo sólido da região.



Fonte: Autor.

Figura 47 – Vista Oeste dos perfis de número N_{SPT} do Edifício estudado e do modelo sólido da região.

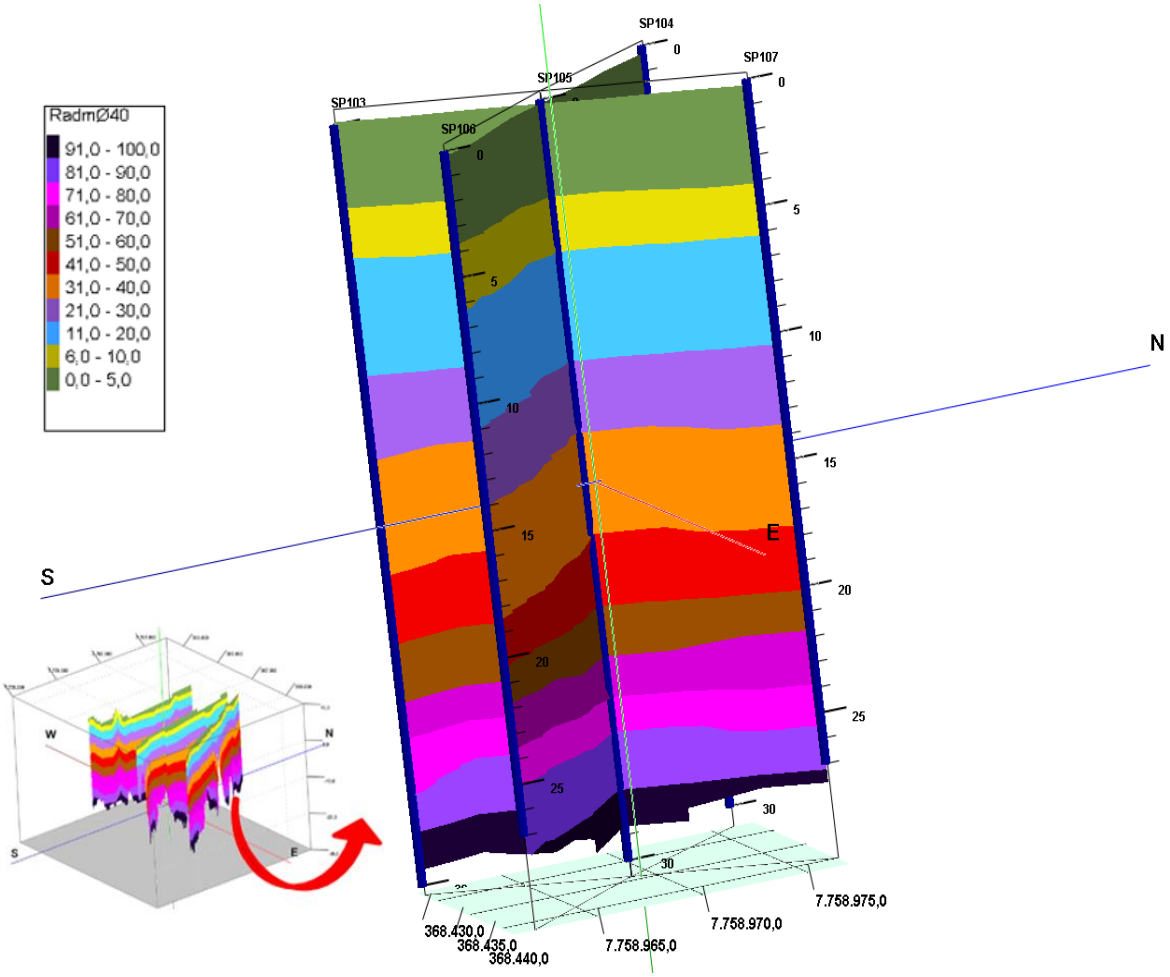


Fonte: Autor.

Por fim, foram modeladas as seções dos perfis para a resistência geotécnica considerando estaca hélice contínua de diâmetro Ø40cm, conforme adotadas no projeto geotécnico estudado. É possível observar o mesmo comportamento de capacidade de carga do solo em camadas mais profundas, como se esperava analisando os perfis geológicos e geotécnicos do terreno do edifício e o modelo geral da área, onde camadas mais resistentes de solo, que atingem N_{SPT} da ordem de 50 golpes, encontram-se em profundidades situadas a partir de 20 metros da superfície do terreno.

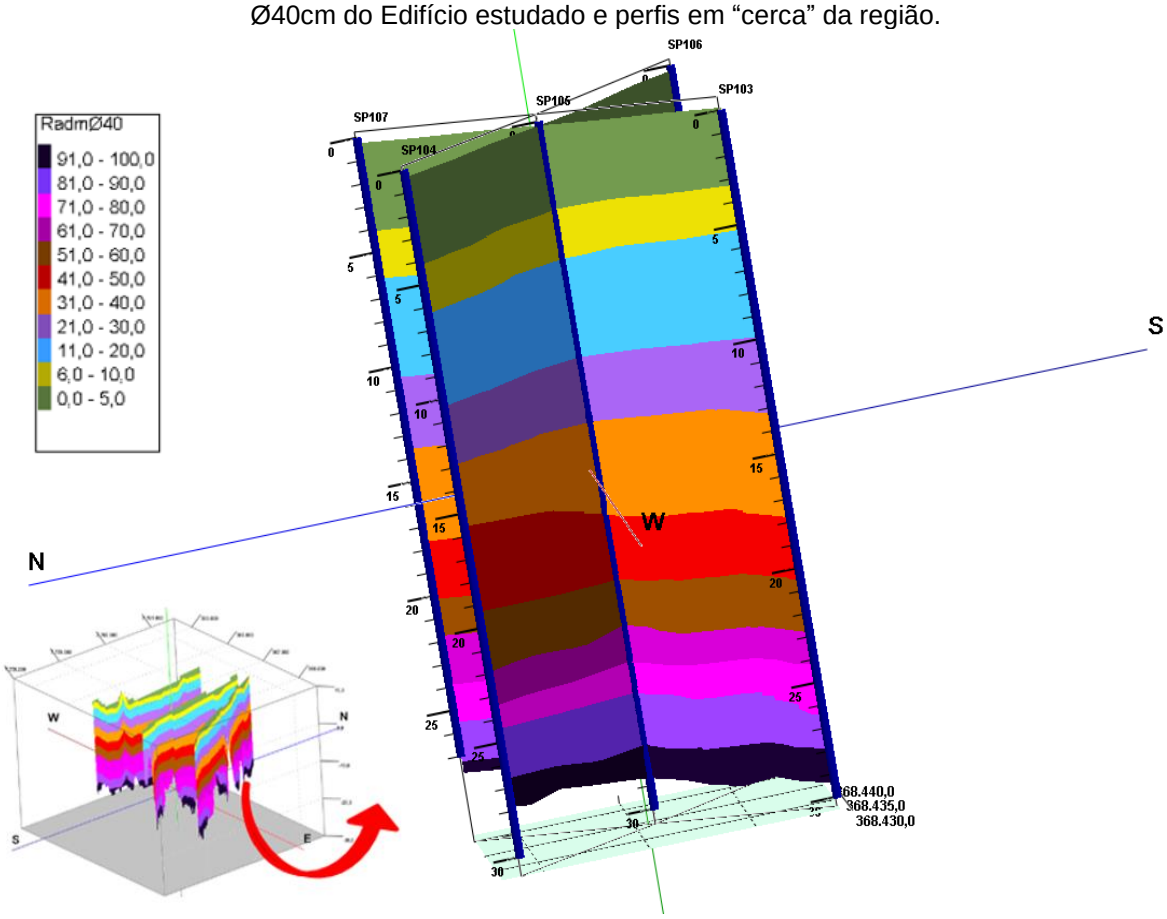
Nas figuras 48 e 49 é possível visualizar os perfis de resistência geotécnica estudadas no projeto e na figura 50 é apresentado o modelo tridimensional da resistência geotécnica.

Figura 48 – Vista Leste dos perfis de resistência geotécnica para uma estaca hélice contínua Ø40cm do Edifício estudado e perfis em “cerca” da região.



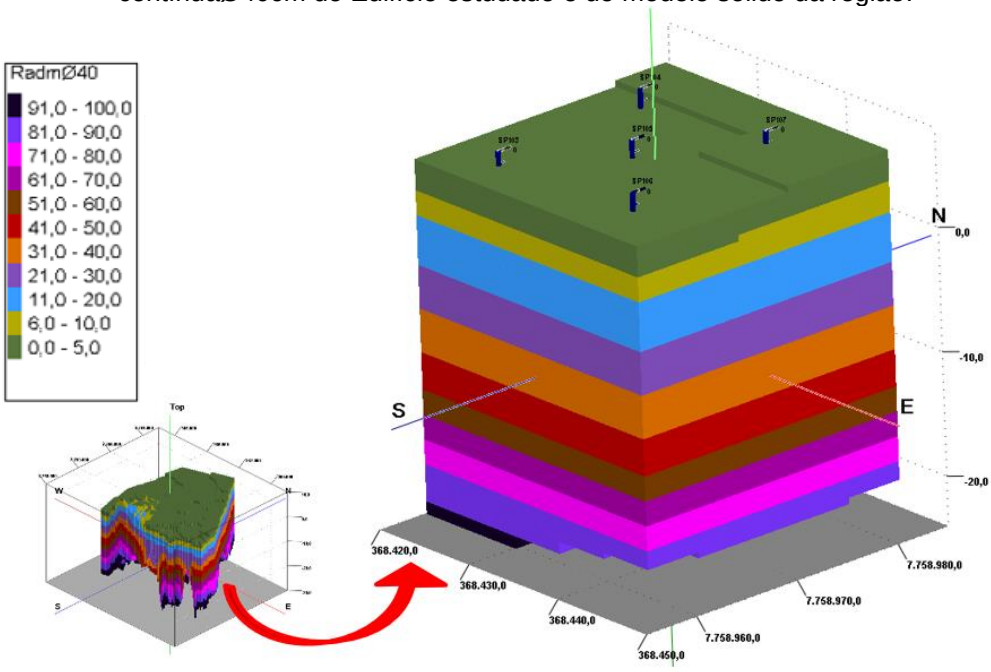
Fonte: Autor.

Figura 49 – Vista Oeste dos perfis de resistência geotécnica para uma estaca hélice contínua Ø40cm do Edifício estudado e perfis em “cerca” da região.



Fonte: Autor.

Figura 50 – Vista Sudeste do modelo de resistência geotécnica para uma estaca hélice contínuaØ40cm do Edifício estudado e do modelo sólido da região.



Fonte: Autor.

Feita as correlações geológicas, geotécnicas e de capacidade de carga para o mesmo tipo de fundação entre os modelos situados a sudeste da área geral estudada e os modelos do terreno do edifício, percebeu-se que as interpolações e características do solo se mantiveram do modelo geral da área para o modelo localizado em uma região. Além desta análise, a fim de verificar as similaridades entre os resultados obtidos, comparou-se os modelos geotécnicos gerados para o terreno com o quadro de estacas especificado no projeto geotécnico desenvolvido para a construção do edifício estudado.

Na figura 24 observa-se que próximo à sondagem SP-107 (chamada de SP5 no projeto geotécnico) situam-se três estacas locadas para o pilar P1 do projeto e próximo à sondagem SP-106 (chamada de SP4 no projeto geotécnico) situam-se as estacas locadas para o pilar P2. Desta forma, em análise ao quadro de cargas do projeto (figura 51), para as estacas próximas à sondagem SP-107, sugere-se um carregamento por estaca da ordem de 55 tf para comprimento mínimo de 21 m e para a sondagem SP-106 sugere-se o mesmo carregamento para comprimento mínimo de estacas de 22m.

Figura 51 – Quadro de estacas do projeto geotécnico do Edifício estudado.

QUADRO DE ESTACAS

ESTACA HÉLICE ø 400mm

PILARES		VIGA DE EQUILÍBRIO (tf)	ESTACAS				
Nº	CARGA VERTICAL (tf)		QUANTIDADE	CARGA/ ESTACA (tf)	Nº	METRAGEM MÍNIMA	TOTAL
P1	160		3	54,9	3	21	63,0
P2	160		3	54,9	6	22	66,0
P3	180		3	61,8	9	22	66,0
P4	180		3	61,8	12	22	66,0
P5	360		5	74,2	17	24	120,0
P6	360		6	61,8	23	23	138,0
P7	280		4	72,1	27	24	96,0
P8	280		4	72,1	31	25	100,0
P9	150		2	77,3	33	24	48,0
P10	400		6	68,7	39	25	150,0
P11	150		2	77,3	41	25	50,0
P101	15	4,9	1	20,5	42	9	9,0
P102	15	3,6	1	19,1	43	10	10,0
P103	15	4,9	1	20,5	44	11	11,0
P104	15	4,9	1	20,5	45	11	11,0
P109	15		1	15,5	46	9	9,0
P110	20		1	20,6	47	11	11,0
P111	15	3,0	1	18,5	48	10	10,0

Fonte: Projeto geotécnico fornecido.

Desta forma, comparando-se o carregamento e comprimento mínimo especificados para as estacas próximas à sondagem SP-106, observa-se, pela figura 48 que na profundidade de 21m, as estacas suportam carregamentos da ordem de 60 tf. Para a sondagem SP-107 as estacas estimadas com comprimento mínimo de 22m ficam na mesma faixa de carregamento. Deste modo, os valores do modelo foram fiéis aos valores estabelecidos no projeto geotécnico, o que demonstra uma boa aproximação dos resultados obtidos pela interpolação e representação do *software*.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Com a ferramenta computacional RockWorks™ é possível perceber a facilidade em representar a subsuperfície através da espacialização das informações inseridas no programa e realizar diversas análises e previsões do comportamento geotécnico, através dos modelos digitais em duas e três dimensões. Estes modelos são uma importante ferramenta no campo da engenharia, tanto para o planejamento quanto para a concepção de novas infraestruturas, visto que, por vezes, a ausência ou baixa qualidade técnica de investigações é uma realidade nas obras.

Os modelos gerados podem auxiliar e facilitar o estudo de grandes áreas para o planejamento, destinação, uso e ocupação de regiões, além de proporcionar o estudo isolado de pequenas áreas do subsolo, apresentando uma boa representatividade dos dados para pequenas e grandes áreas. Esta vantagem permite uma melhor análise de forma a atender as necessidades de projetos e a redução de possíveis incompatibilidades na escolha adequada da infraestrutura.

Muitos são os fatores envolvidos no processo de modelagem, como a quantidade de dados, a distribuição, a variabilidade e a confiabilidade dos cálculos, que deve ser verificada pelo modelador. Além disto, um mesmo parâmetro pode ser representado de diversas maneiras pelo *software*, ficando a cargo do responsável pela análise definir a melhor forma de apresentação para o problema.

O algoritmo de interpolação usado no *software* RockWorks™ representou de forma adequada o comportamento esperado da área de estudo, obtido através dos dados de entrada. Diante da complexidade, neste trabalho, o objetivo principal era o de demonstrar o comportamento da capacidade de carga para estacas hélice contínua de diferentes diâmetros utilizando o índice de resistência N_{SPT}, considerando a resistência lateral das mesmas, tornando o processo de análise mais simplificado.

Ademais, o programa mostrou não só a coerência dos dados geológicos e geotécnicos contidos para a grande região de estudo (Jardim Camburi e Aeroporto de Vitória) com os dados geológicos e geotécnicos da área localizada na região (Edifício estudado), como também foi percebida a confirmação das informações

modeladas para o edifício com o projeto geotécnico concebido para o mesmo, que foi realizado da maneira tradicional, onde o subsolo é estudado traçando-se perfis manuais.

As funcionalidades do RockWorks™ e a integração da ferramenta com outros *softwares,* podem facilitar a consulta para obras posteriores, obras de manutenção e servir de referência inicial para áreas vizinhas. Contudo, vale ressaltar que, de forma alguma, o uso de *softwares* torna indispensável as análises convencionais e novas investigações geotécnicas específicas para a região que se pretende construir. Além disso, cabe ao responsável técnico confirmar e validar as informações e resultados produzidos pelo programa.

Sugere-se, para trabalhos futuros, a elaboração de novos modelos de capacidade de carga que considerem a resistência de ponta, além da resistência lateral.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

ALMEIDA, R. F. R. **Modelagem geológica do Entorno da Lagoa de Jacarepaguá**. 2011. 161p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações: uma introdução ao controle da qualidade em fundações**. São Paulo: E. Bulcher, 1991.

ANDRADE, C. M. S. **Uso de modelo geológico digital como ferramenta de orientação de dimensionamento de fundação.** 2014. 93p.(Trabalho de conclusão de curso). Universidade Federal do Espírito Santo, Curso de Engenharia Civil Vitória.

ANTUNES, W.; TAROZZO, H. **Estacas hélice contínua.** In: HACHICK, W. et al. Fundações: teoria e prática. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 9, p. 34-38.

BENEDETTI, P. E. **Caracterização Geoambiental dos Sedimentos da Lagoa de Jacarepaguá – RJ.** 2011. 235p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – RJ.

BOWLES, Joseph E. **Foundation Analysis and Design**. 5 ed. Peoria: McGraw-Hill Book, 1997.

CERESINO, A. B., BRITO, L. J. **Modelagem geológica e geotécnica de uma região do Vale Encantado em Vila Velha – ES**. Trabalho de conclusão de Curso**.** Universidade Federal do Espírito Santo, Curso de Engenharia Civil, Vitória. 2014.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL**. Planejamento estratégico**. Disponível em: < http://www.cprm.gov.br/publique/Sobre/Planejamento-Estrategico-326>. Acesso em 28 de julho de 2021.

GEOFIX. **Hélice Contínua Monitorada.** Catálogo técnico. Disponível em: < http://www.geofix.com.br/servico-ehc.php>. Acesso em 26 de julho de 2021.

GOOGLE EARTH®. *Manual do software Google Earth®*. 131 p. Disponível em: <http://static.googleusercontent.com/media/earth.google.com/pt-BR//userguide/v4/google_earth_user_guide.pdf>. Acesso em 01 de junho de 2021.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga.** 2005. 243p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

MANTUANO, R. M. **Comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice.** 2013. 171 f. Trabalho de conclusão de curso - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

MARANGON, M. Geotecnia de Fundações e Obras de Terra. **Capacidade de carga de fundações profundas.** 2018. Disponível em: < http://www.fatecpindamonhangaba.edu.br/downloads/projetos/como_fazer_citacoes_e_referencias_2014.pdf>. Acesso em 05 de maio de 2021.

NETO, J. A. A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – aspectos executivos.** 2002. 174p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

NUERNBERG, M. F. **Estacas do tipo hélice contínua monitorada (ehc): dimensionamento através de métodos semiempíricos.** Trabalho de conclusão de curso. Universidade de Federal de Santa Catarina, Curso de Engenharia Civil, 2014.

Portal do Projeto MAPENCO (Mapeamento das Áreas de Riscos das Encostas do Município de Vitória). **História**. Disponível em: < https://www.mapenco.com.br/pt-br/node/1>. Acesso em 28 de julho de 2021.

ROCKWORKS16. **Manual do software RockWorks16**. 1.ed. Golden, 2016. 127p.

SANTOS, A. A. M.; BRIDI, L. O. **Caracterização da subsuperfície na transição entre Formação Barreiras e Depósitos Quaternários em Vitória – ES.** 2017. 27 p.Projeto de Graduação. Engenharia Civil – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações.** 2ª edição. São Paulo. Oficina de Textos, 2012.

TURNER, A. K**. Challenges and trends for geological modeling and visualizations. Bulletin of Engineering Geology and the Environment.** v.65, p.109 - 127, 2006.

UNIVERSIDADE TRISUL. **Fundação em estaca hélice contínua.** Disponível em: <https://www.universidadetrisul.com.br/etapas-construtivas/fundacao-em-estaca-helice-continua.> Acesso: 23 de agosto de 2021.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. v. 2: fundações profundas. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2010.