



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ROGÉRIO QUERINO DE LIMA

CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA MEDIANTE
UTILIZAÇÃO PLAXIS 3D FOUNDATION

Caruaru

2018

ROGÉRIO QUERINO DE LIMA

CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA MEDIANTE UTILIZAÇÃO PLAXIS 3D FOUNDATION

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para a disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. José Moura Soares

Caruaru

2018

Catálogo na fonte:
Bibliotecária – Simone Xavier - CRB/4 – 1242

L732c Lima, Rogério Querino de.
Cálculo da capacidade de carga mediante a utilização plaxis 3D Foundation. / Rogério Querino de Lima. - 2018.
75f.; il. : 30 cm.

Orientador: José Moura Soares.
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências.

1. Fundações (Engenharia). 2. Modelagem. 3. Software - Engenharia. 4. Elementos finitos. I. Soares, José Moura (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2018-129)

ROGÉRIO QUERINO DE LIMA

CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA MEDIANTE UTILIZAÇÃO PLAXIS 3D FOUNDATION

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para a disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II.

Área de concentração: Geotecnia

A banca composta pelos professores abaixo, considera O ALUNO ROGÉRIO QUERINO DE LIMA APROVADO COM NOTA _____.

Caruaru, 25 de Julho de 2018.

Banca examinadora:

Prof. Dr. José Moura Soares _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof^a. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliadora)

Prof^a. Dra. Leila Brunet de Sá Beserra _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. Dr. Elder Alpes de Vasconcelos _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

DEDICATÓRIA

Dedico à meu pai Severino Martins (in memoriam) que já se foi, sei que, de algum lugar, ele olha por mim. À minha mãe Eliane Querino que não me deixou desistir, aos meus queridos irmãos Roberto e Roberta Querino que me apoiaram nessa jornada, à meu sobrinho Pedro Henrique Querino que encheu nossa família de alegria.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que em todas adversidades não me deixou desistir e nem desanimar e mudou a minha história, me permitindo alcançar esse sonho no seu tempo.

Aos meus pais, Severino Martins de Lima e Eliane Querino de Lima e irmãos Roberto e Roberta pelo amor, exemplo e orientação que não mediram esforços para me ajudar a alcançar esse sonho. A Patrícia Maria que considero uma irmã e sempre ajudou a cuidar dos meus pais.

A minha segunda família Luiz e Fal que me adotaram com amor e me apoiarem também nesse sonho e a meus irmãos Maria Eduarda, Eduardo José e Elton Luiz que sempre deu muita força para que tudo isso se tornasse realidade.

As pessoas que Deus colocou na minha vida quando vim para Caruaru e eu sempre vou levar comigo no coração, os parceiros de luta Antônio Soares, Raimundo Paulo (um Irmão). E aos amigos Germano, Carlos Dyego, Pedro Ayres, Halan Klessio, Anderson Viana, Arthur, Andrew, Hugo, Danilo, Moura Kleber, Vinicius M, Piseta, Yago, Gisele, Lacerda, Julio entre tantos outros.

A Mariana Azevedo que sempre foi tão companheira e ajudou bastante com apoio e incentivo a realizar esse sonho.

Ao professor Dr. José Moura Soares pela atenção sempre disposto ajudar, suporte e incentivo ao decorrer deste trabalho.

A coordenadora do Curso de Engenharia Civil Dra. Isabela Bello que sempre esteve disposta a ajudar a resolver os problemas de falta de vaga e choques de horário dos alunos transferidos e que sem seu apoio não estaria me formando agora.

Ao Prof. Gérson Jacques Miranda dos Anjos por disponibilizar a planilha de Cálculo de Capacidade de Carga (Métodos semi-empíricos baseados no SPT) para fornecer o suporte para desenvolvimento deste trabalho.

À Universidade de Brasília (Unb) por possibilitar o uso do PLAXIS®.

Agradeço também, a todos que, direta ou indiretamente contribuíram de alguma forma para que eu cumprisse mais uma etapa de minha vida.

RESUMO

Determinar a capacidade de carga é uma etapa importante no desenvolvimento de projetos de fundações, por este motivo a engenharia de fundações vem evoluindo constantemente em busca de novos elementos e métodos de cálculo de fundação. O trabalho apresenta a modelagem e cálculo de capacidade de carga de fundações profundas feito no software PLAXIS 3D FOUNDATION[®] através de método de elementos finitos. Obtendo gráficos de carga versus recalque gerados pelo software que foram extrapolados valores de carga de ruptura aplicando método de Van Der Veen. Também o cálculo de capacidade de carga utilizando os principais métodos semi-empíricos e valores de prova de carga experimental realizadas no campo. Visando apresentar mais uma ferramenta dentre tantas metodologias para o cálculo da capacidade de carga e mostrar as ferramentas no software em estudo que possibilitem esse cálculo. Para isso foi modelado as fundações um edifício real já estudado por Soares (2004) em sua tese de doutorado. A partir da ponderação entre os resultados do software, da prova de carga e métodos semi-empíricos avaliar a utilização do PLAXIS 3D FOUNDATION[®] para tal fim. Os valores se mostraram bastante satisfatório quando usado para estimar capacidade de carga, houve boa concordância entre todos os métodos e os recalques calculados dos elementos de fundações estudado forneceram valores satisfatórios, na faixa esperada para o porte do edifício e solo da região configurando grande potencial de utilização destes programas no cotidiano da engenharia de fundações.

Palavras-chave: Capacidade de Carga; Van der Veen; Semi-empíricos; Modelagem; PLAXIS 3D FOUNDATION[®].

ABSTRACT

Determining the load capacity is an important step in the development of foundations projects, for this reason foundation engineering has been constantly evolving in search of new elements and methods of calculating foundation. The work presents the modeling and calculation of load capacity of deep foundations made in the software PLAXIS 3D FOUNDATION © through finite element method. By obtaining loading versus repression graphs generated by the software we have extrapolated burst load values applying Van Der Veen method. Also the calculation of load capacity using the main semi-empirical methods and experimental load test values performed in the field. Aiming to present another tool among many methodologies to calculate the load capacity and show the tools in the software under study that make this calculation possible. For this, the foundations were modeled a real building already studied by Soares (2004) in his doctoral thesis. From the consideration of the software results, the load test and semi-empirical methods evaluate the use of PLAXIS 3D FOUNDATION © for this purpose. The values proved to be quite satisfactory when used to estimate load capacity, there was good agreement among all the methods and the calculated settlements of the foundation elements studied provided satisfactory values, in the range expected for the building size and soil of the region, setting great potential of use of these programs in the daily life of foundation engineering.

Key-words: Load capacity; Van der Veen; Semi-empirical; Modeling; PLAXIS 3D FOUNDATION®.

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

2D	Bidimensional
3D	Tridimensional
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Q_r	Carga de Ruptura
MEF	Métodos de elementos finitos
F_s	Fator de Segurança
PC1	Prova de Carga 1
PC2	Prova de Carga 2

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplos de fundações profundas	19
Figura 2 – Configuração em planta dos blocos sobre estacas	20
Figura 3 – Esquema da perda de eficiência em conjunto de estacas	21
Figura 4 - Comportamento de uma sapata sob carga vertical.....	22
Figura 5 - Montagem típica de prova de carga em fundações profundas.	30
Figura 6 – Interface gráfica (Input) do PLAXIS 3D FOUNDATION.....	32
Figura 7 - Interface gráfica (Output) do PLAXIS 3D FOUNDATION	33
Figura 8 - Interface gráfica (Curve) do PLAXIS 3D FOUNDATION.....	33
Figura 9 - Tipo de elementos 2D/3D e pontos de tensão do PLAXIS.....	35
Figura 10 - Modelagem tridimensional no PLAXIS.....	35
Figura 11 – Sist. de coord., plano de trabalho e indicação de tensões positivas	35
Figura 12 – Vista dos pavimentos do Edifício comercial Confort Flat.....	37
Figura 13 - Vista do Edifício Confort Flat. Construído pela Antares Engenharia.....	37
Figura 14 - Visão geral do contorno do edifício e garagem.....	38
Figura 15 – Planta de fundação do edifício Confort Flat Taguatinga.....	39
Figura 16 – Planilha de cálculo de carga admissível de estacas	41
Figura 17 – Interface da escolha dos parâmetros e dimensões.....	42
Figura 18 – Interface de aplicação dos parâmetros do solo, estacas e blocos	44
Figura 19 - Interface para criação de estacas	45
Figura 20 - Modelagem geométrica sobre planos horizontais	46
Figura 21 - Camadas do solo inseridas no borehole	47
Figura 22 – Workplanes	48
Figura 23 – Malha 2D e 3D	48
Figura 24 – Interface de organização das fases de cálculo	49
Figura 25 – Interface de organização das fases de cálculo	50
Figura 26 – Solo escavado e carregamentos.....	51
Figura 27 – Estacas e Blocos modelados	51
Figura 28 – Pontos A,B e C definidos no P24	52
Figura 29 – Gráfico gerados no Curve para P24.....	53
Figura 30 – Isovalores de deformação	54

Figura 31 – Gráfico de Van Der Veen do P24-A	56
Figura 32 – Extrapolação de Van Der Veen no PLAXIS 3D FOUND. (P24-A).....	57
Figura 33 – Extrapolação de Van Der Veen no PLAXIS 3D FOUND. (P24-B).....	58
Figura 34 – Extrapolação de Van Der Veen no PLAXIS 3D FOUND. (P24-C).....	58
Figura 35 – Resultado dos métodos semi-empíricos (P24-A).	60
Figura 36 – Gráficos dos resultado métodos semi-empíricos (P24-A).	61
Figura 37 – Localização das provas de carga PC1 e PC2.	62
Figura 38 - Resultados das provas de carga PC1 e PC2.....	63
Figura 39 - Resultados das provas de carga PC2.....	64
Figura 40 - Gráfico comparativo de prova de carga com estaca P24-A	65
Figura 41 - Gráfico comparativo das capacidades de cargas calculadas.....	65
Figura 42 – Gráfico comparativo das cap. de carga com fator de segurança.	66
Figura 43 – Boletim de sondagem SPT -01(Confort Flat).	71
Figura 44 - Boletim de sondagem SPT -02(Confort Flat).	72
Figura 45 - Boletim de sondagem SPT -03(Confort Flat).	73
Figura 46 - Boletim de sondagem SPT -04(Confort Flat).	74
Figura 47 - Boletim de sondagem SPT -05(Confort Flat).	75

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1– Coeficientes K e α	24
Tabela 2 - Tabela 2– Fatores F_1 e F_2	24
Tabela 3 – Parâmetros α e β	25
Tabela 4 - Valores de C para estacas escavadas (Décourt, 1986)	27
Tabela 5 – Valores aproximados de a , b , a' , b' (Velloso, 1981).....	28
Tabela 6 – Parâmetros do solo	43
Tabela 7 - Carregamento dos pilares nos blocos.....	52
Tabela 8 - Valores importados do software.....	55
Tabela 9 - Valores de estimados para aplicação do método.....	56
Tabela 10 – Valores coeficientes da extrapolação.....	57
Tabela 11 – Quadro resumo das cargas de ruptura.....	59
Tabela 12 - Quadro resumo resultados métodos semi-empíricos (P24-A).....	62

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Justificativa	15
1.2	Motivação	15
1.3	Objetivos	16
1.3.1	<i>Objetivo geral</i>	16
1.3.2	<i>Objetivos específicos</i>	16
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	Fundações	17
2.2	Tipos de Fundações	18
2.3	Fundações Profundas	18
2.4	Blocos de Fundação	19
2.5	Perda de Eficiência do Conjunto de Estacas	20
2.6	Capacidade de Carga	21
2.6.1	<i>Método Aoki-Velloso (1975)</i>	23
2.6.2	<i>Método Teixeira (1996)</i>	25
2.6.3	<i>Método Descourt – Quaresma (1978 e 1986)</i>	26
2.6.4	<i>Método Velloso (1981)</i>	27
2.7	Método de Van Der Veen (1953)	28
2.8	Prova de Carga em Estacas	29
2.9	PLAXIS 3D FOUNDATION	31
2.9.1	<i>Método Dos Elementos Finitos Tridimensionais – Programa PLAXIS 3D FOUNDATION®</i>	34
3	METODOLOGIA	36
3.1	Considerações gerais	36
3.2	Edifício à ser modelado as fundações – Confort Flat Taguatinga	36

3.3	Procedimentos de modelagem e cálculo no PLAXIS 3D FOUNDATION®	39
3.4	Métodos semi-empíricos	40
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	41
4.1	Modelagem no PLAXIS 3D FOUNDATION®	41
4.1.1	<i>Dimensões do terreno</i>	42
4.1.2	<i>Características dos materiais</i>	42
4.1.3	<i>Geometria da modelagem</i>	45
4.1.4	<i>Criação das Camadas do solo e malha 2D e 3D</i>	46
4.1.5	<i>Fases de Cálculo</i>	49
4.1.6	<i>Criação das fundações e carregamentos</i>	50
4.2	Gráficos de capacidade de carga gerados pelo CURVE	52
4.3	Extrapolação de Van Der Veen para modelagem PLAXIS 3D FOUNDATION®	55
4.4	Cálculo dos métodos semi-empíricos	59
4.5	Prova de Carga Instrumentada	62
4.6	Comparação dos resultados	64
5	CONCLUSÕES	67
6	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	68
	REFERÊNCIAS	69
	ANEXO A – Sondagem SPT	71

1 INTRODUÇÃO

A determinação da capacidade de carga do sistema é uma etapa importante no desenvolvimento de projetos de fundações, por este motivo engenharia de fundações vem evoluindo constantemente em busca de novos elementos e métodos de cálculo de fundação, que possuam alta produtividade, custos reduzidos, simplicidade de execução, elevada capacidade de carga e controle de qualidade durante a execução dos elementos da mesma, entre outros aspectos.

Toda edificação que se possa imaginar, independentemente de sua dimensão, material, ou local de implantação, está sujeita às ações de vento, temperatura, carga proveniente de seu peso próprio, cargas móveis e ainda ações excepcionais como sismos e colisões. A existência dessas ações produz esforços em toda a estrutura da edificação, para que esta não deixe de apresentar condições de utilização, os conjuntos de esforços resultantes deverão ser obrigatoriamente resistidos por cada um dos elementos estruturais que a compõe tais como: lajes, vigas, pilares e pela fundação.

Os elementos da estrutura possuem um elevado grau de importância para as construções, entretanto, os elementos da fundação merecem destaque, pois eles são responsáveis por receber e transmitir todos os esforços da edificação para o subsistema geotécnico (maciço de solo) que está situado sob a construção. Essa transferência precisa distribuir as ações com segurança e de modo que não cause recalques diferenciais prejudiciais ao sistema estrutural, ou ruptura do solo.

No presente trabalho será utilizado o programa PLAXIS 3D FOUNDATION®; para calcular capacidade de carga através de métodos matemáticos e computacionais, empregado pelo software, com base no método dos elementos finitos. Este programa será utilizado não só para se atingir o objetivo geral do trabalho bem os específicos de modo a explorar o potencial do mesmo para utilização em análises de projetos de fundações. Os valores calculados no programa serão comparados com valores de prova de carga reais e como métodos semi-empíricos comumente usados.

1.1 Justificativa

No projeto de fundações as técnicas e os custos são fatores que devem ser analisados previamente antes de sua implementação. Assim esse trabalho é justificado pela necessidade de adotar uma simulação através do software PLAXIS 3D FOUNDATION®; como uma alternativa ao cálculo da capacidade de carga em uma obra de engenharia para que o projetista tenha condições de avaliar quais são as soluções apropriadas no dimensionamento das fundações, assegurando ao empreendedor e construtor um dimensionamento econômico, seguro e eficaz. Podendo comparar valores experimentais amostrais com a simulação no software garantindo maior confiabilidade da simulação. Importante ressaltar que se tendo em vista estudos realizados com programas específicos como PLAXIS em análise da Interação Solo-Estrutura, muitas são as observações que podem ser levadas em consideração no desempenho do sistema estrutural como um todo.

Outro aspecto importante do trabalho é análise bidimensional e tridimensional das deformações e estabilidade do solo, interação da estrutura do solo e fluxo de águas subterrâneas correlações que serão utilizadas no dimensionamento de fundações aproximando ainda mais de uma situação real.

1.2 Motivação

. Atualmente a engenharia conta com softwares especializados no desenvolvimento de novos produtos e técnicas construtivas, auxiliando os profissionais da área, na análise de sistemas complexos. Com a finalidade de simular e discretizar em um modelo computacional, a partir de uma situação real, utilizando do alto poder de processamento dos computadores, para resolver questões que vão de otimização a visualização do comportamento das variáveis, podendo ser determinado quais serão mais relevantes para o fim que se deseja.

Portanto, a simulação e cálculo da capacidade de carga através do software permitirá análise mais completa do comportamento e interação da estrutura com o solo e com às vizinhanças, possibilitando assim maior número de informações para correta estimativa da capacidade de carga.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é realizar simulação e cálculo da capacidade de carga do solo a partir do software PLAXIS 3D FOUNDATION® e verificar a consistência dos resultados por outros métodos.

1.3.2 Objetivos específicos

- Modelar blocos de fundações e estacas em três dimensões via PLAXIS 3D FOUNDATION®;
- Fazer à simulação com as fases de construção e de carregamento e calcular a capacidade de carga a partir do software e comparar com métodos conhecidos e valores de provas de cargas;
- Elaboração de gráficos de capacidade de carga utilizando a ferramenta CURVE do software.
- Avaliar os resultados do PLAXIS 3D FOUNDATION®;

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Fundações

É importante uma revisão sobre os conceitos e critérios de dimensionamento relacionados com os tipos de fundações a serem estudadas no presente trabalho. O objetivo é fornecer uma visão geral sobre engenharia de fundações e suas peculiaridades.

Á engenharia de fundações é a especialidade da engenharia que lida com o projeto e a execução de fundações. VELLOSO E LOPES, (2004) citam que este ramo da engenharia requer conhecimento de geotecnia e cálculo estrutural, pois envolve a interação entre solo e estrutura. Os deslocamentos da fundação são a interface entre duas áreas. Recalques importantes dos apoios podem causar significativa redistribuição dos esforços internos, que deve ser avaliada pelo projetista estrutural, na fase de projeto, para o adequado dimensionamento das peças.

Segundo VELLOSO E LOPES (2004), os elementos necessários ao desenvolvimento de um projeto de fundação são os seguintes:

- a) Topografia da área
 - Levantamento topográfico (planialtimétrico).
 - Dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possa atingir o terreno).
 - Dados sobre erosões (ou evoluções preocupantes na geomorfologia).

- b) Dados Geológico-Geotécnico
 - Investigação do subsolo (às vezes em 2 etapas: preliminar e complementar).
 - Outros dados geológicos e geotécnicos (mapas, fotos aéreas e levantamentos aerofotogramétricos, artigos sobre experiências anteriores na área, etc).

- c) Dados da Estrutura a Construir
 - Tipo e uso que terá a nova obra;
 - Sistema estrutural;
 - Cargas (ações nas fundações).

- d) Dados sobre construções vizinhas
- Número de pavimentos, carga média por pavimento;
 - Tipo de estrutura e fundações;
 - Desempenho das fundações;
 - Existência de subsolo;
 - Possíveis consequências de escavação e vibrações provocadas pela nova obra.

2.2 Tipos de Fundações

As fundações são classificadas em:

- Fundações superficiais (ou “direta” ou rasas) e
- Fundações profundas;

A distinção entre estes dois tipos é feita segundo o critério de que uma fundação profunda é aquela que teria seu mecanismo de ruptura de base que não surgisse na superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem, acima da mesma, tipicamente 2 vezes sua menor dimensão, a norma NBR 6122/2010 adotou que as fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a 2 vezes sua menor dimensão e pelo menos 3 m de profundidade VELLOSO E LOPES, (2004).

2.3 Fundações Profundas

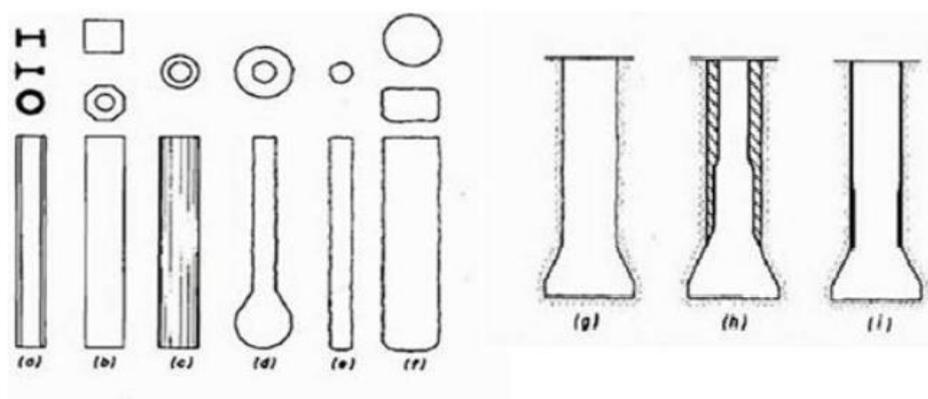
Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 metros, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.

As estacas podem ser construídas in loco (escavadas) ou ainda podem ser pré-fabricadas (pré-moldadas) e cravadas por percussão no solo. Conforme ALONSO (1943) estacas são elementos estruturais esbeltos que colocados no solo por cravação ou perfuração, tem a finalidade de transmitir cargas ao mesmo, seja por a

resistência sob sua extremidade inferior (resistência de ponta), seja por resistência ao longo do fuste (atrito lateral) ou por a combinação dos dois.

Elas podem ser confeccionadas por três tipos de materiais basicamente, madeira, aço ou metálica e concreto armado, como pode ser visto na figura 1. As estacas que foram executadas no estudo da tese em questão são do tipo escavada, onde a execução consiste em perfurar o solo inicialmente, mediante utilização de máquinas (perfuratriz), em seguida introduzindo a armadura com a posterior concretagem através do tubo Tremonha ($l > 1,50$ m). Os diâmetros e comprimentos das estacas variaram de 0,30 m a 1,50 m, com 12 a 23 m de profundidade.

Figura 1 – Exemplos de fundações profundas



FONTE: Hachich et al. (1998)

Onde as estacas (a) metálicas, (b) pré-moldada de concreto vibrado, (c) pré-moldada de concreto centrifugado, (d) tipo Franki e tipo Strauss, (e) tipo raiz, (f) escavadas; tubulões (g) a céu aberto, sem revestimento, (h) com revestimento de aço.

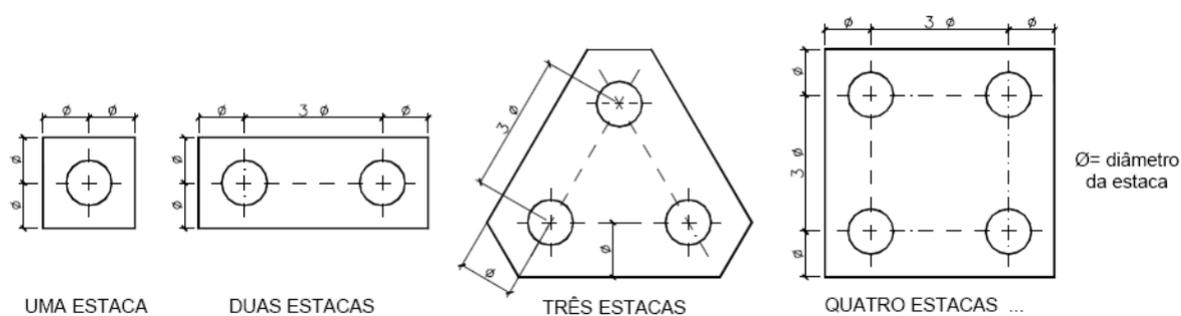
2.4 Blocos de Fundação

Em fundações profundas quando determinado esforço de um pilar solicita a existência de mais de uma estaca é necessário construir um elemento de união entre as estacas e os pilares, este elemento é chamado de bloco de fundação. Os blocos de fundações podem possuir vários tipos de geometria em função do número de estacas, da forma das estacas e do modo como são organizadas (dispostas) no solo em função da carga aplicada, de acordo com RABELLO (1949) as geometrias e

dimensões dos blocos dependem, além da forma e das dimensões do pilar, do número de estacas e da forma como são distribuídas sob o pilar.

Para que a transmissão dos carregamentos dos pilares para as suas estacas aconteça de maneira eficiente, é preciso que sejam construídas estacas do mesmo tipo para um único bloco, ou seja, não variar as estacas no mesmo bloco (geometria – diâmetro/lado, tipo, comprimento a depender da resistência do solo), assim, é recomendado que este procedimento seja usado em todos os blocos de estacas das fundações.

Figura 2 – Configuração em planta dos blocos sobre estacas



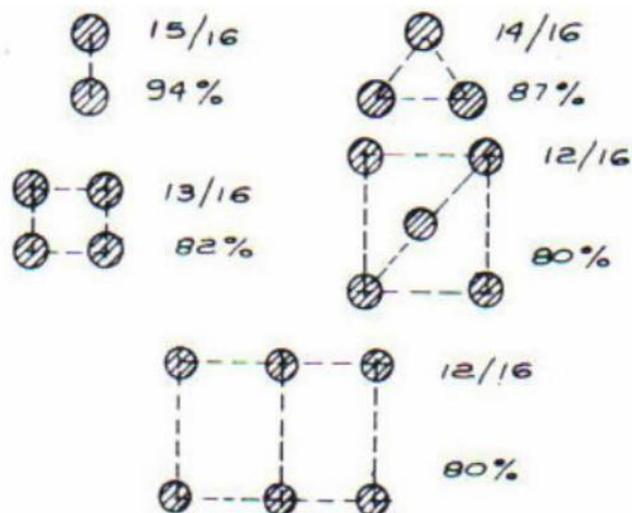
FONTE: IFPE-RS, (2011)

2.5 Perda de Eficiência do Conjunto de Estacas

Quando se agrupa um número grande de estacas para um único bloco, porém existe uma perda de eficiência da estaca em relação a sua quantidade no bloco, essa perda de eficiência é medida de várias maneiras, o critério mais conhecido e usado é o de Feld apud MORAES (1976) onde o acréscimo de uma estaca represente um decréscimo de eficiência 1/16, independente da disposição delas.

De acordo com MORAES (1976) para estacas espaçadas com menos de três vezes o seu próprio diâmetro, é necessário verificar a interferência dos bulbos de pressão nas estacas do mesmo bloco.

Figura 3 – Esquema da perda de eficiência em conjunto de estacas



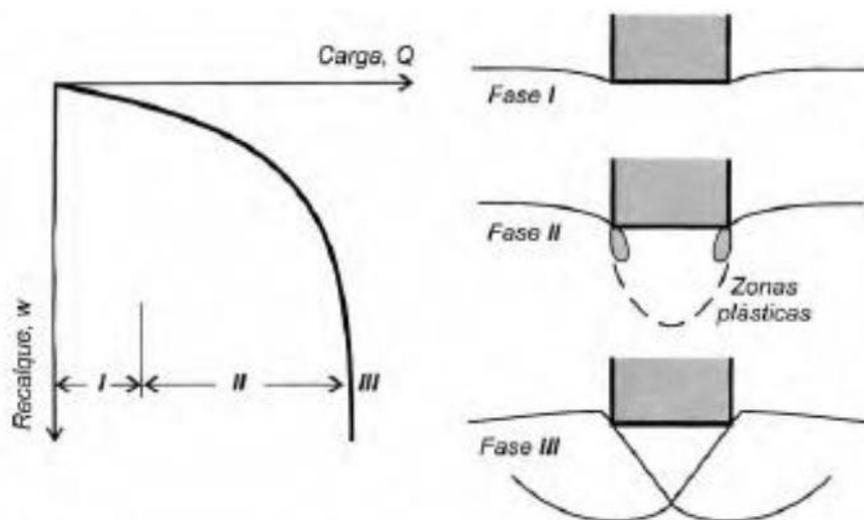
FONTE: Moraes, (1976)

2.6 Capacidade de Carga

Segundo VELLOSO, LOPES (2010) Considerando um exemplo simples de uma sapata submetida a um carregamento crescente, medindo os valores de deslocamento verticais, de acordo com o crescimento do carregamento, para pequenos valores de carga o recalque se estabiliza e volta a sua condição original, essa fase é denominada fase elástica.

Com o aumento do carregamento temos o início da fase plástica do material, em uma terceira fase onde o material está prestes a romper, temos um valor para o carregamento que atingiu o limite de resistência do solo para aquela fundação, ou seja, sua capacidade de carga ou suporte.

Figura 4 – Comportamento de uma sapata sob carga vertical (Kézdi 1970)



FONTE: Velloso e Lopes, (2010)

O conceito sobre capacidade de carga é o mesmo para o caso das fundações acima, onde são empregados os métodos empíricos e os estáticos, onde os métodos estáticos são divididos em: teóricos e semi empíricos.

Os métodos empíricos têm como base apenas a classificação das camadas atravessadas obtidas via investigações geotécnicas e suas correlações, servindo apenas estimativa de valores iniciais para os parâmetros do solo utilizado para cálculos da capacidade de carga deste para estacas e tubulões.

Os métodos semi empíricos são muito usados quando a questão é, calcular a capacidade de carga. No Brasil através das investigações geotécnicas pode-se definir o perfil do terreno onde será assentada a estrutura sendo muito comum se realizar ensaios de sondagem a percussão SPT (Standard Penetration Test), e uma vez obtidas as informações deste tipo de ensaio, pode-se utilizar alguns dos métodos tradicionais para se calcular a capacidade de carga do solo: Meyerhof (1956), Aoki-Velloso (1975), Décourt e Quaresna, (1978), e Teixeira (1996), Vorcaro-Velloso (1999) e Velloso (1981).

Os métodos utilizados nesse estudo serão descritos abaixo:

2.6.1 Método Aoki-Velloso (1975)

Segundo VELLOSO e LOPES (2010) este método foi desenvolvido através de comparativos de resultados de prova de carga em estacas e ensaios de SPT, porém este método pode ser usado, tanto com valores de SPT e CPT.

A equação para o cálculo da capacidade de carga para SPT e CPT é dada por:

$$Q_{ult} = A * \frac{k * N}{F1} + \Sigma * U * \Delta l * \alpha * k * \frac{N}{F2}$$

Onde:

A é o valor de área da ponta da estaca;

k e α são valores retirados da tabela 1 que dependem unicamente do tipo do solo;

F1 e F2 são fatores de correlação entre SPT e CTP

Estes dependem do tipo de estaca que está sendo utilizada, N é o valor do número de golpes (índice de resistência à penetração) do ensaio SPT, U e perímetro da secção transversal da estaca e a distância entre as camadas do solo.

As Tabelas 1 e 2 apresentam, respectivamente, os valores dos coeficientes k e α e Fatores F1 e F2, utilizados no mesmo aqui mostrado.

Tabela 1– Coeficientes K e α

Tipo de Solo	K(Kgf/cm²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia Siltosa	6,8	2,3
Areia Silteargilosa	6,3	2,4
Areia Argilossiltosa	5,7	2,9
Areia Argilosa	5,4	2,8
Silte Arenosa	5,0	3
Silte	4,8	3,2
Silte Argiloarenoso	4	3,3
Silte Argiloso	3,2	3,6
Argila Arenosa	4,4	3,2
Argila Arenossiltosa	3	4,1
Argila Siltoarenosa	3,3	4,1
Argila Siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

FONTE: Velloso e Lopes, (2010)

Tabela 2– Fatores F1 e F2

Tipo de estaca	F1	F2
Franki de fuste apiolado	2,3	0,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama betonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3,0	3,8

FONTE: Velloso e Lopes, (2010)

2.6.2 Método Teixeira (1996)

O método de Teixeira diz que a capacidade de carga de uma estaca à compressão pode ser estimada por dois parâmetros α e β , onde α é um parâmetro que depende do tipo do solo que a estaca está em contato, e β é em função do tipo de estaca.

A equação utilizada para o cálculo da capacidade de carga é dada por:

$$Q_{ult} = \alpha * N_b * A_b + U * N_L * L$$

Onde:

A_b é a área da base da estaca;

N_b é o valor médio no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro a baixo;

N_L valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca;

L é o comprimento da estaca;

U é o perímetro da secção transversal da estaca.

A tabela 3 apresenta os parâmetros necessários com dados de entrada para o Método em estudo.

Tabela 3 – Parâmetros α e β

	Solo	Tipo de Estaca*			
		I	II	III	IV
Valores de α (Tf/m ²) em função do tipo de solo (4<N<40)	Argila siltosa	11	10	10	10
	Silte argiloso	16	12	11	11
	Argila arenosa	21	16	13	14
	Silte arenoso	26	21	16	16
	Areia argilosa	30	24	20	19
	Areia Siltosa	36	30	24	22
	Areia	40	34	27	26
	Areia com pedregulhos	44	38	31	29
Valores de β (tf/m ²) em função do tipo de estaca		0,4	0,5	0,4	0,6

Tipo de estaca: I – Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálicos; II - Estaca tipo Franki; III – Estacas escavadas a céu aberto; IV – Estacas-raiz

FONTE: Velloso e Lopes, (2010)

2.6.3 Método Descourt – Quaresma (1978 e 1986)

Este método é fundamentado no coeficiente C (Décourt e Quaresma, 1986) que associado a valor do N_{spt} obtém o valor de tensão de ponta para estacas, para resistência lateral é utilizado à expressão abaixo:

$$\tau_{l,ult} = \frac{N_{méd}}{3} + 1$$

Com a resistência de ponta:

$$q_{p,ult} = C * N$$

Onde:

A_b é a área da base da estaca;

N é o número do N_{spt} médio entre o N_{spt} de ponta, o valor acima e o valor abaixo;

$N_{méd}$ é o número do N_{spt} médio entre os valores de N_{spt} ao longo do fuste, se esse valor for menor que 3 ele tem que ser considerado 3 e se for maior que 50, tem que ser considerado 50;

U perímetro da estaca;

l comprimento da estaca;

F_p fator de segurança para resistência de ponta igual a 1,3;

F_l fator de segurança para resistência lateral igual a 4,0;

Tabela 4 – Valores de C para estacas escavadas (Décourt, 1986)

Tipo de Solo	C (tf/m ²)
Argilas	10
Siltos argilosos (alteração de rocha)	12
Siltos arenosos (alteração de rocha)	14
Areias	20

FONTE: Velloso e Lopes, (2010)

2.6.4 Método Velloso (1981)

Velloso (1981) para o cálculo da capacidade de carga, usa parâmetros denominados a, b, a' e b' obtidos através de correlações entre valores de SPT e CPT, obtendo as expressões para resistência lateral e de ponta:

$$Q_{l,ult} = U * \sigma * \lambda * \sum \tau_{l,ult} * \Delta l_i$$

$$Q_{p,ult} = A_b * \alpha * \beta * q_{p,ult}$$

Expressões para cálculo com valores de SPT:

$$q_{p,ult} = a * N^b$$

$$\tau_{l,ult} = a' * N^{b'}$$

Onde:

U é o perímetro do fuste;

A_b área da base (B_b diâmetro da base);

α fator de execução de estaca (1 para estacas cravadas e 0,5 para estacas escavadas);

λ fator de carregamento (1 para estacas comprimidas e 0,7 para estacas tracionadas);

β fator de dimensão da base (1,016*0,04*B_b em centímetros);

Os valores de a, b, a' e b' estão listados na tabela a baixo:

Tabela 5 – Valores aproximados de a, b, a', b' (Velloso, 1981)

Tipo de Solo	Ponta		Atrito	
	a (tf/m ²)	b	a' (tf/m ²)	b'
Areias sedimentares submersas ⁽¹⁾	60	1	0,50	1
Argilas sedimentares submersas ⁽¹⁾	25	1	0,63	1
Solos residuais de gnaiss arenossiltosos submersos ⁽¹⁾	50	1	0,85	1
Solos residuais de gnaiss siltearenosos submersos	40 ⁽¹⁾	1 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	1 ⁽¹⁾
	47 ⁽²⁾	0,96 ⁽²⁾	1,21 ⁽²⁾	0,74 ⁽²⁾

⁽¹⁾ Dados obtidos na obra da Refinaria Duque de Caxias (RJ); ⁽²⁾ Dados obtidos na obra de AÇO-MINAS (MG)

FONTE: Velloso e Lopes, (2010)

2.7 Método de Van Der Veen (1953)

Alonso (2010) Ao realizar uma prova de carga onde não se caracterize a pressão ou carga de ruptura do solo, tendo-se uma curva onde não se atingiu a carga de ruptura, pode se estimar essa carga, ajustando uma equação matemática à curva. Ou seja, de modo a extrapolar esse o valor de ruptura.

Soares (2004), ressalta a existência de diversos métodos de extrapolação e alerta para os cuidados na utilização destes em virtude de obtenção de valores irreais para a carga última da fundação. Isto é extremamente dependente da forma da curva carga x recalque e quando já é clara a plastificação do solo. Vários métodos foram propostos na literatura para condições específicas de solos, mas o que se observa é a utilização destes métodos indiscriminadamente. No entanto, em nível nacional, o método de Van der Veen (1953) continua sendo o que tem sido mais usado em provas de carga.

A equação matemática para extrapolação da curva Carga x Recalque é:

$$Q = Q_r * (1 - e^{-\alpha * r + b})$$

Onde:

Q – Carga experimental obtida da prova de carga obtida do trecho conhecido;

Q_r – Carga de ruptura estimada para extrapolação;

r – recalques medidos na prova de carga;

α - coeficiente angular que depende da forma da curva extrapolada;

b coeficiente linear que depende da forma da curva extrapolada;

Como a equação tem três (α Q_r e b) incógnitas a solução é obtida através de tentativas, portanto a Equação pode ser reescrita como:

$$\alpha * r + b = -\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_r}\right)$$

Sendo as variáveis as mesmas descritas anteriormente.

O processo de cálculo consiste em estimar vários valores de Q_r, construir diversas curvas Carga x Recalque para cada valor de Q_r, observar qual das curvas mais se assemelha com uma reta, ou seja, fazendo-se uma regressão linear e verificando-se aquela que fornece um coeficiente de determinação R² mais próximo de 1 (um), logo os valores de α e b presentes na reta, podemos elaborar a curva de extrapolação.

De posse das variáveis em estudo (Q_r, α e b), estima-se se valores de recalque e calcula-se vários valores Q para construir o gráfico que representa a curva de extrapolação da prova de carga experimental que não atingiu a ruptura.

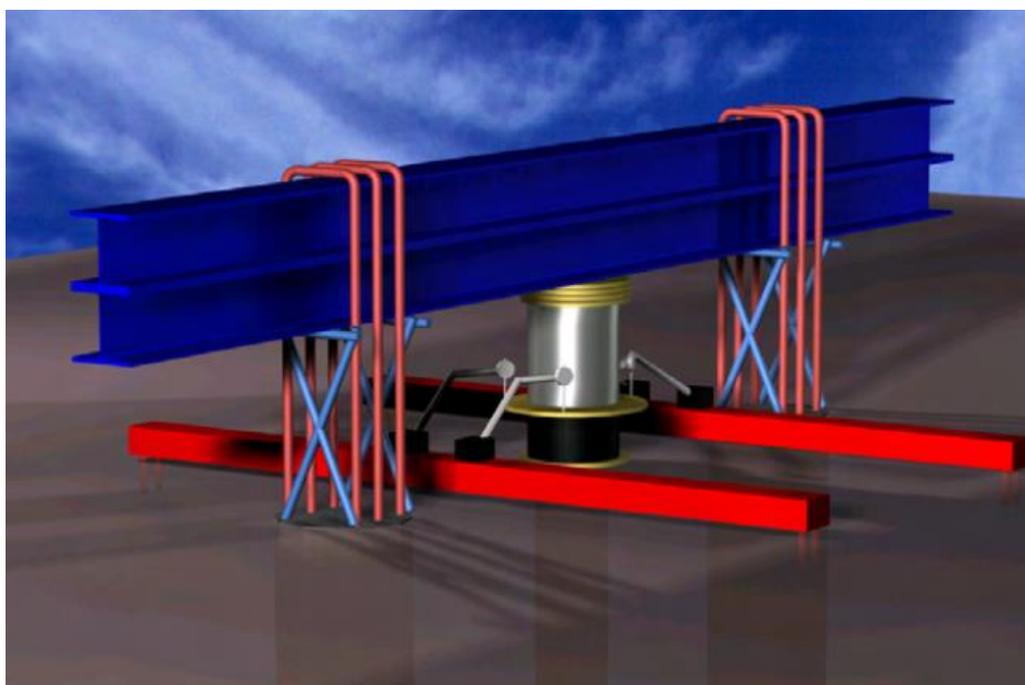
2.8 Prova de Carga em Estacas

Segundo Soares (2004) para melhor compreender o comportamento de fundações superficiais e profundas submetidas a carregamentos (vertical ou horizontal – tração ou compressão) e sujeitas a deslocamentos (rotações e translações) são realizadas provas de carga, que fornecem o comportamento carga versus deslocamento vertical no topo das fundações. No caso de fundações profundas, é

comum o emprego de provas de carga estática e dinâmica para verificação da capacidade de carga e avaliação da contribuição da ponta e fuste das fundações.

Ainda Soares (2004) afirma que deve-se considerar a velocidade de aplicação de carga no ensaio (lenta ou rápida) e, ultimamente, as condições de inundação para simulação de comportamento de solos colapsíveis. O ensaio possui critérios de parada de execução, sendo que um deles é verificação da estabilização de recalques doze horas após o último estágio de carregamento. A Figura 5 apresenta uma montagem típica de prova de carga em fundações profundas com presença do sistema de ancoragem utilizado.

Figura 5 – Montagem típica de prova de carga em fundações profundas.



FONTE: Soares, (2004)

A ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) possui normas para especificar os procedimentos e métodos de ensaios a serem utilizados tanto em provas de carga sobre placa (ABNT NBR-6489, 1984), como para fundações profundas (ABNT NBR 12131, 1992). Através de provas de carga se tem um melhor controle na verificação da capacidade de carga, sendo ainda a melhor maneira de se comprovar a resistência última de uma fundação profunda afirma Soares (2004) apud

Alonso, (1991). Contudo, a resistência limite nem sempre é atingida, e nestes casos torna-se necessário utilizar métodos de extrapolação da curva carga versus recalque.

Cada vez mais as provas de carga são realizadas com monitoramento através de instrumentação eletrônica em pontos característicos (topo, fuste e ponta) de forma a se verificar como está ocorrendo a transferência de carga axial ao longo do comprimento da fundação. Assim, torna-se possível separar as contribuições em termos de resistência lateral (atrito mobilizado no contato solo-fundação) e em termos de resistência de ponta.

2.9 PLAXIS 3D FOUNDATION

O PLAXIS 3D FOUNDATION é um programa PLAXIS tridimensional, desenvolvido para análise de construções de fundações, incluindo fundações de plataformas e estruturas offshore. Faz parte da gama de produtos PLAXIS, um conjunto de programas de elementos finitos que são usados em todo o mundo para engenharia e projeto geotécnico.

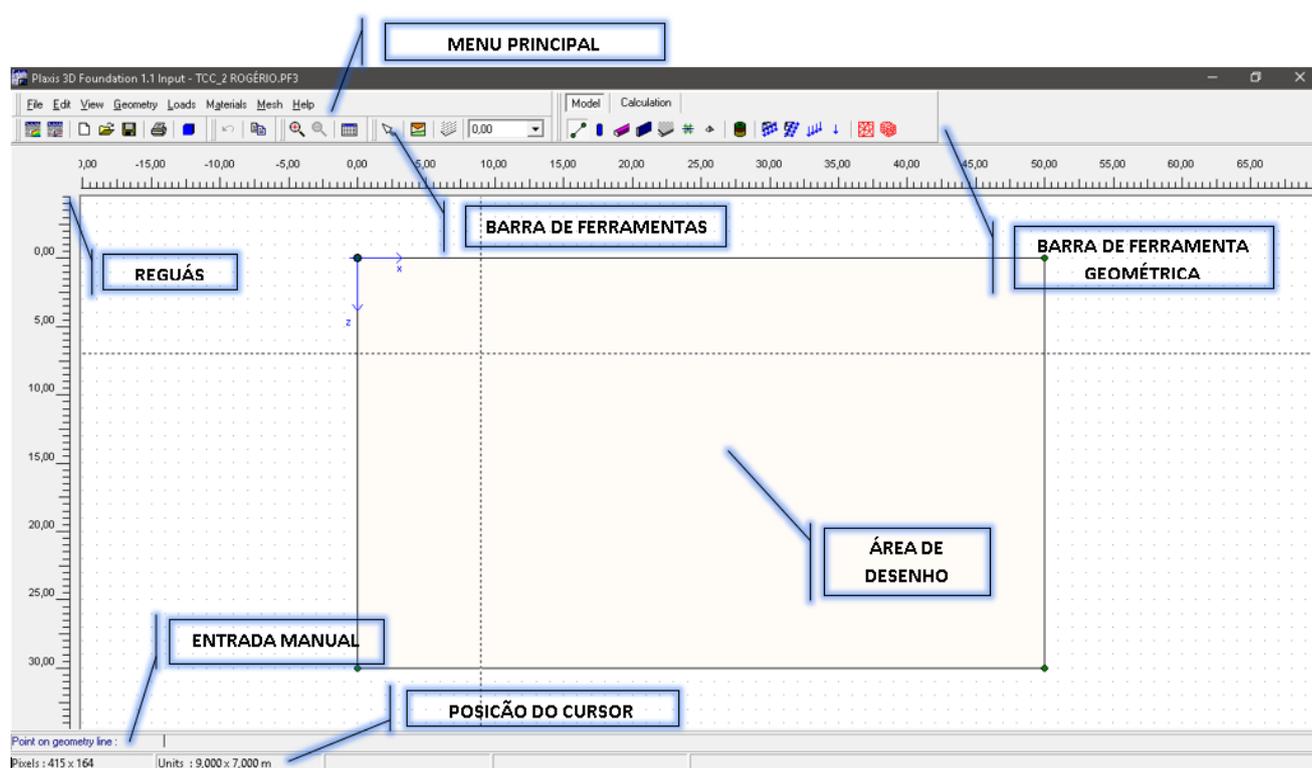
O desenvolvimento do PLAXIS começou em 1987 na Universidade de Tecnologia de Delft como uma iniciativa do Ministério Holandês de Obras Públicas e Gestão da Água. O objetivo inicial era desenvolver um código de elemento finito 2D fácil de usar para a análise de aterros sobre solos moles das terras baixas da Holanda. Nos anos seguintes, o PLAXIS foi ampliado para cobrir a maioria das outras áreas da engenharia geotécnica. Por causa do crescimento contínuo atividades, a empresa PLAXIS (PLAXIS bv) foi formada em 1993.

Em 1998, o programa PLAXIS 2D de deformação e análise de tensão para Windows foi lançado. Posteriormente um núcleo de cálculo para cálculos 3D de elementos finitos foi desenvolvido, resultou no lançamento do programa PLAXIS 3D TUNNEL em 2001.

PLAXIS 3D FOUNDATION é o segundo programa PLAXIS tridimensional e foi desenvolvido em cooperação com a TNO-Diana bv.

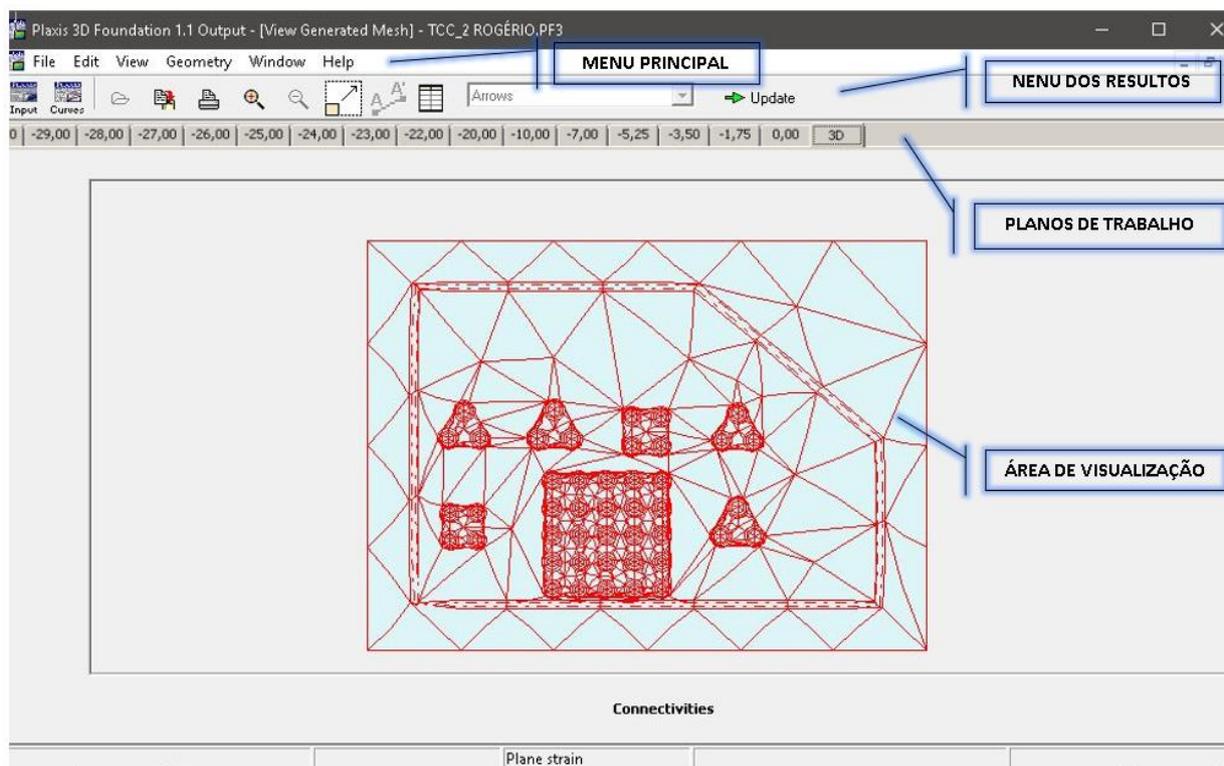
O software é dividido em três partes: Input, Output e Curve. Esta divisão é normalmente feita em programas baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF). No Input, é feita toda a modelagem do problema em estudo (pré-processamento) e também é responsável pelo processamento, no Output obtêm-se todas as partes de visualização de resultados (pós-processamento) e no Curve se obtém a construção de gráficos oriundos dos resultados que para o presente estudo será de fundamental importância, pois através da curva Carga x Recalque será possível estimar a capacidade de carga. Na Figura 6, é mostrado a interface gráfica do PLAXIS 3D FOUNDATION (Input), figura 7 a interface do (Output) e na figura 8 a ferramenta (Curve).

Figura 6 – Interface gráfica (Input) do PLAXIS 3D FOUNDATION



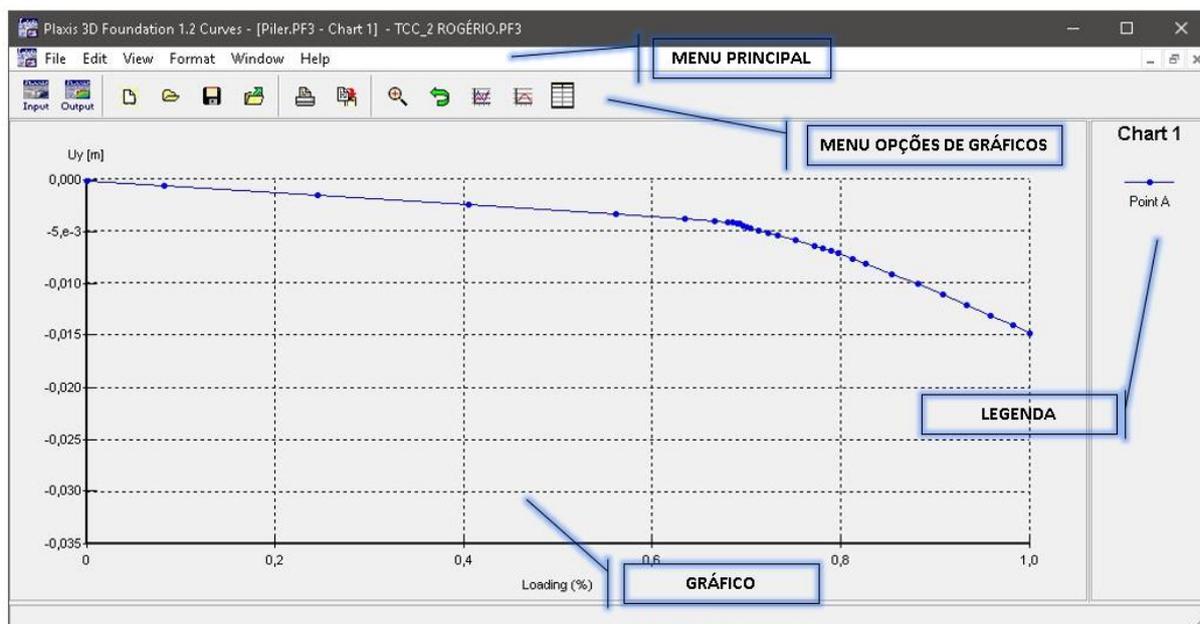
FONTE: Autor (2018)

Figura 7 – Interface gráfica (Output) do PLAXIS 3D FOUNDATION



FONTE: Autor (2018)

Figura 8 – Interface gráfica (Curve) do PLAXIS 3D FOUNDATION



FONTE: Autor (2018)

2.9.1 Método Dos Elementos Finitos Tridimensionais – Programa PLAXIS 3D FOUNDATION®

Segundo Soares (2004) os problemas de engenharia geralmente são regidos por equações diferenciais (elíptica, parabólica ou hiperbólica) e através dos métodos numéricos é possível resolver as incógnitas destas equações. Em problemas de engenharia geotécnica o primeiro método numérico utilizado foi o método das diferenças finitas (MDF), onde a solução era obtida nos pontos de interseção da malha utilizada para discretizar o problema em estudo. A desvantagem estava exatamente na discretização, pois para obter a solução em outro ponto uma nova malha era necessária. O MDF é um método eficiente quando se quer obter a solução considerando a evolução no tempo. O método dos elementos finitos (MEF) surgiu como uma solução melhor para a discretização dos problemas e baseia-se no princípio da parcialização do caso em estudo em partes menores (elementos 2D e 3D).

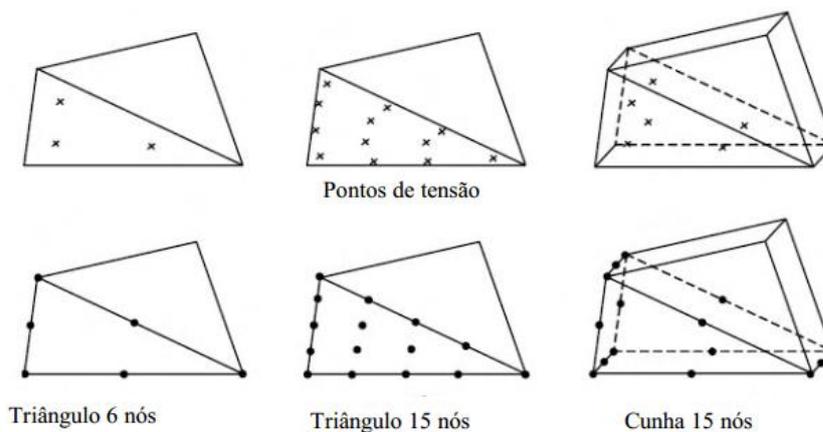
Ainda segundo Soares (2004) a versão bidimensional utiliza elementos triangulares de 6 e 15 nós e a tridimensional utiliza elementos tipo cunha com 15 nós visto na figura 9. A versão 3D trabalha com a criação de fatias 3D modeladas a partir de planos frontal, intermediários e posterior visto na figura 10.

Nestes planos são desenhados todos os detalhes da geometria do problema a ser analisado e, posteriormente, na fase de cálculo, é permitida a seleção das geometrias que serão consideradas na análise.

Segundo o manual do programa a convenção de sinal e a geração de um modelo de elemento finito tridimensional (3D) no PLAXIS baseia-se na criação de um modelo de geometria.

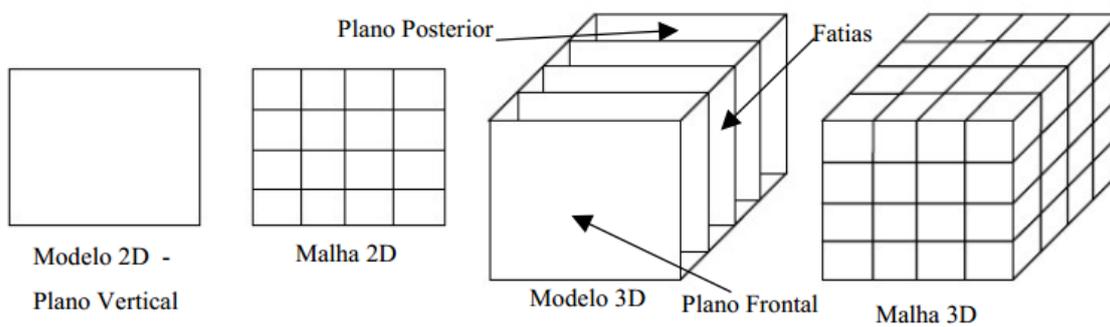
A geometria modelo envolve uma composição de planos de trabalho (planos x z) e furos. Um plano de trabalho é uma secção transversal horizontal a um nível vertical específico (nível y) em que as estruturas e cargas são definidas (Figura 11).

Figura 9 – Tipo de elementos 2D/3D e pontos de tensão do PLAXIS.



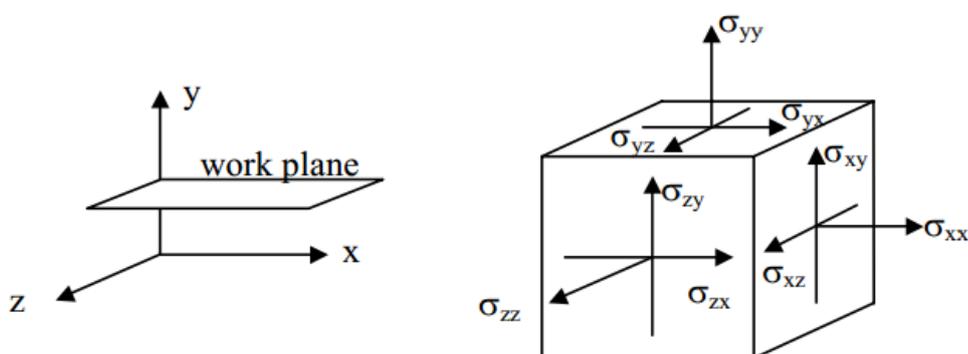
FONTE: Soares (2004)

Figura 10 – Modelagem tridimensional no PLAXIS.



FONTE: Soares (2004)

Figura 11 – Sistema de coordenadas, exemplo de plano de trabalho e indicação de tensões positivas.



FONTE: Manual Plaxis referências v.1 (2010)

3 METODOLOGIA

3.1 Considerações gerais

O presente trabalho consiste em estimativa da capacidade de carga de um dos elementos de fundação de um edifício real estudado por Soares (2004) em sua tese de doutorado onde o mesmo usou o PLAXIS 3D TUNNEL. Neste será o software PLAXIS 3D FOUNDATION® fazendo uso de uma de suas ferramentas, a CURVE e os dados gerados serão extrapolados pelo método de Van Der Veen para determinação da carga de ruptura.

A simulação no software busca se aproximar ao máximo da situação real de construção, levando em consideração as fases construtivas, modelagem de blocos e estacas, fases de carregamento de 25%, 50%, 75% e 100% da construção e os parâmetros do solo obtidos através de ensaios e sondagens.

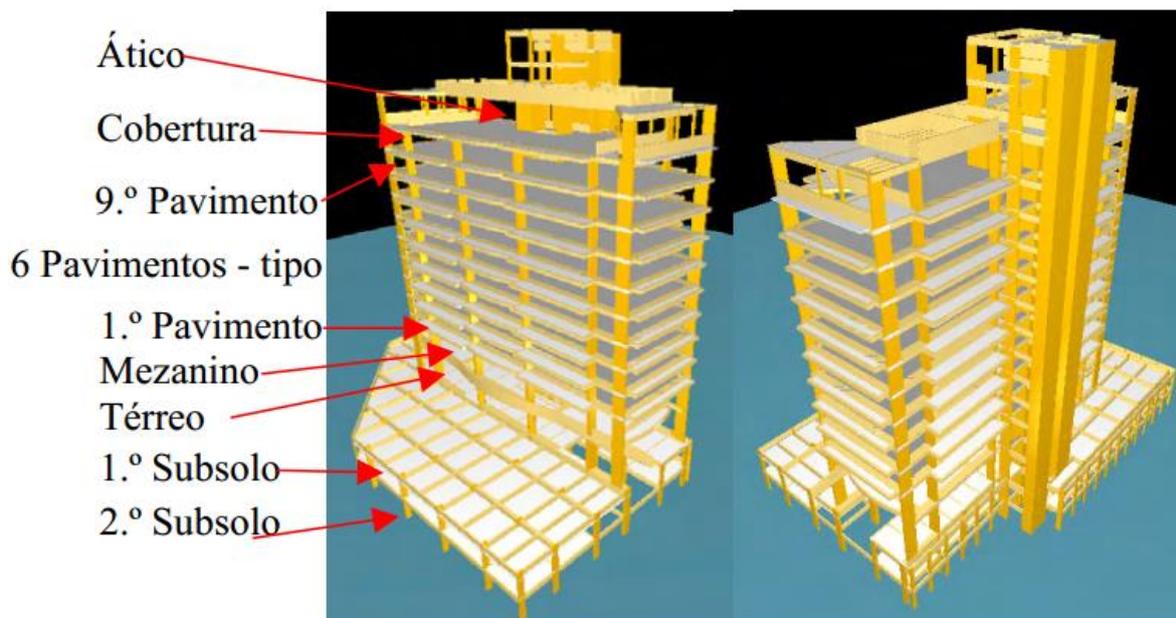
Para avaliar os valores de capacidade de carga resultantes da simulação será feito o cálculo da capacidade de carga do sistema solo-estaca para mesmo elemento de fundação utilizando métodos semi-empíricos mais difundidos nacionalmente: Velloso (1981); Aoki-Velloso(1975); Descourt-Quaresma (1978); Teixeira (1996).

Ainda para dar mais respaldo a valores simulados será feita comparação com valores de prova de carga instrumentada realizada no mesmo elemento de fundação em estudo. A prova de carga (PC2) disponibilizada por Soares (2004) avaliada pelo mesmo como a mais criteriosa realizada na obra.

3.2 Edifício a ser modelado as fundações – Confort Flat Taguatinga

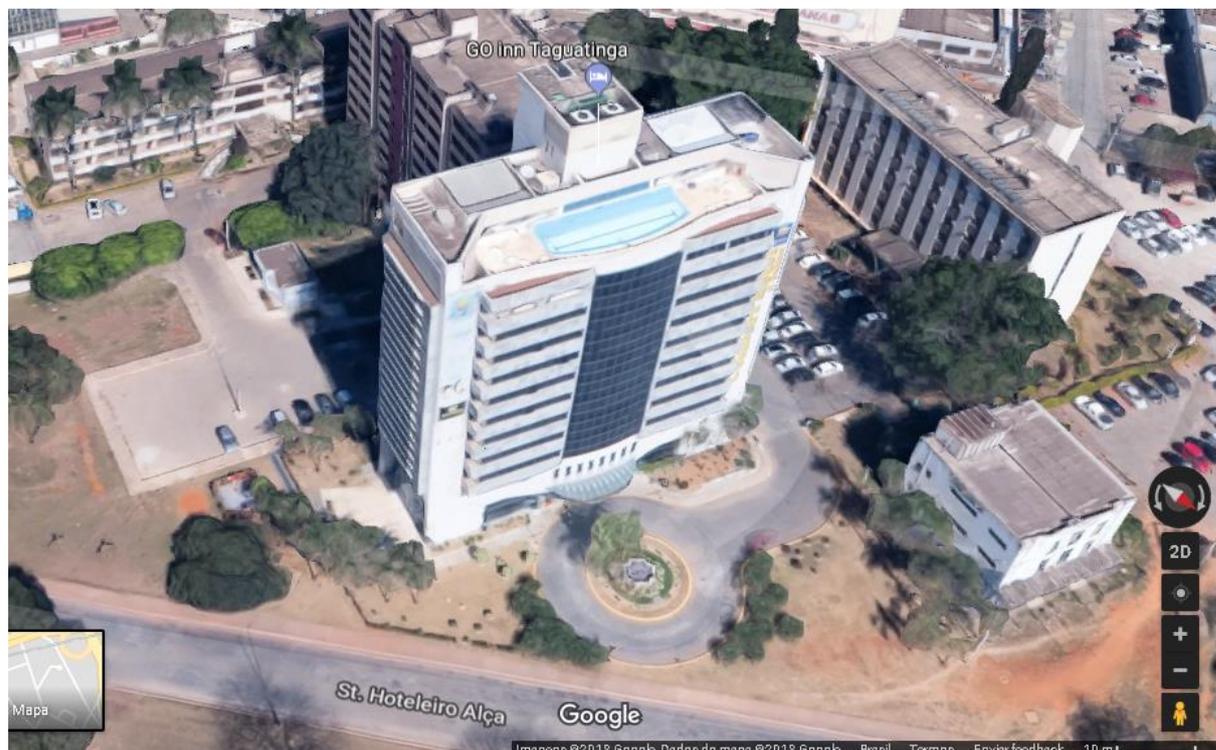
O edifício do presente estudo é um edifício do tipo comercial que se encontra localizado no Setor Hoteleiro de Taguatinga, Distrito Federal na época do estudo de Soares (2004) se chamava confort Flat Taguatinga, hoje se chama Park Inn (Figura 13) O mesmo é constituído por dois subsolos (2 garagens), um pavimento térreo, um mezanino, primeiro pavimento, sete pavimentos-tipo (2-8), nono pavimento, uma cobertura e ático, conforme se pode verificar na Figura 12. As etapas de infraestrutura e superestrutura da obra foram iniciadas no 2.º semestre de 2001, e o edifício foi concluído no 2.º semestre de 2003

Figura 12 – Vista dos pavimentos do Edifício comercial Confort Flat (Atualmente Park Inn).



FONTE: Soares (2004)

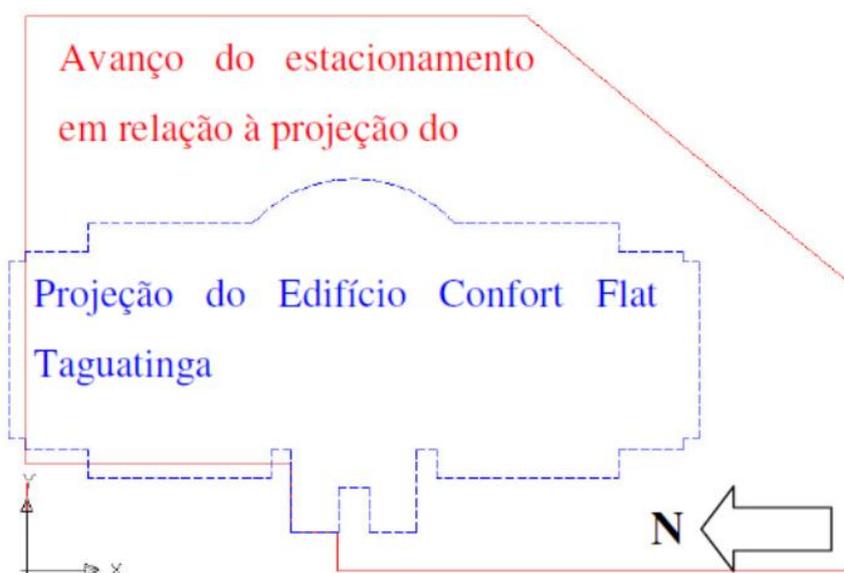
Figura 13 – Vista do Edifício Confort Flat (atualmente Park Inn). Construído pela Antares Engenharia.



FONTE: Google Maps 3d (2018)

Segundo Soares (2004) O edifício apresenta um total de 88 pilares sendo 29 pilares pertencentes à sua projeção e 59 pilares correspondentes ao avanço das garagens para os lados da projeção do edifício, onde se encontram as cortinas de contenção. As lajes dos dois subsolos foram do tipo maciça e nos pavimentos até o 9º piso as lajes são nervuradas e com protensão. Na cobertura e ático as lajes voltam a ser maciças. Assim como no primeiro edifício, existe a presença de vigas de transição de grandes dimensões. A Figura 14 apresenta um croqui com a projeção do edifício e a projeção do avanço do estacionamento.

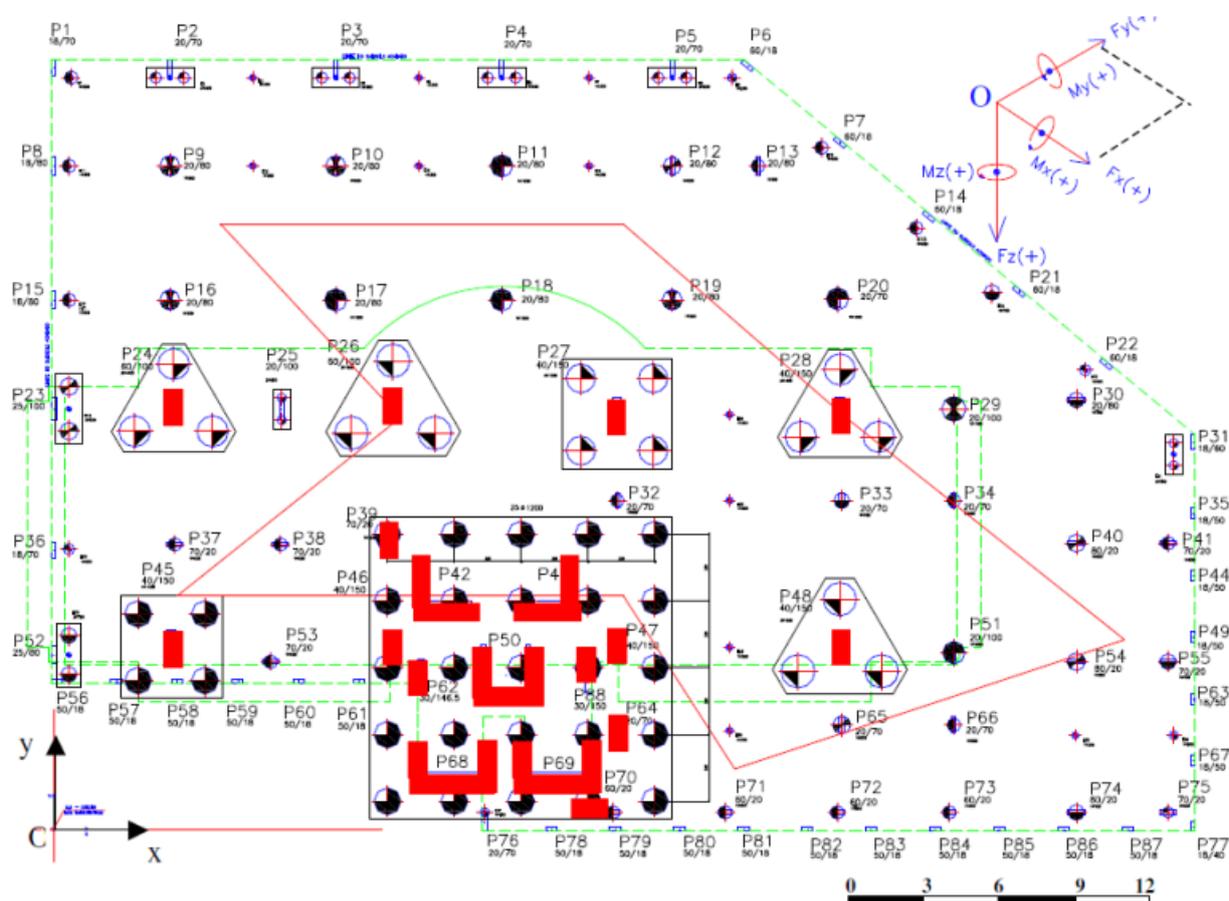
Figura 14 – Visão geral do contorno do edifício e garagem.



FONTE: Soares (2004)

A figura 15 mostra a planta de fundações, sendo destacado (em vermelho) os pilares e suas respectivas fundações que foram objetos de estudo na tese de Soares (2004) e faz parte deste estudo.

Figura 15 – Planta de fundação do edifício Confort Flat Taguatinga (atualmente Park Inn).



FONTE: Soares (2004)

3.3 Procedimentos de modelagem e cálculo no PLAXIS 3D FOUNDATION®

O processo de modelagem foi realizado em uma sequência que devem ser seguidas criteriosamente, pois do contrário o programa pode apresentar erros na fase de cálculo, interrompendo o processo e impossibilitando a obtenção de qualquer resultado. A seguir segue as etapas da modelagem resumidamente:

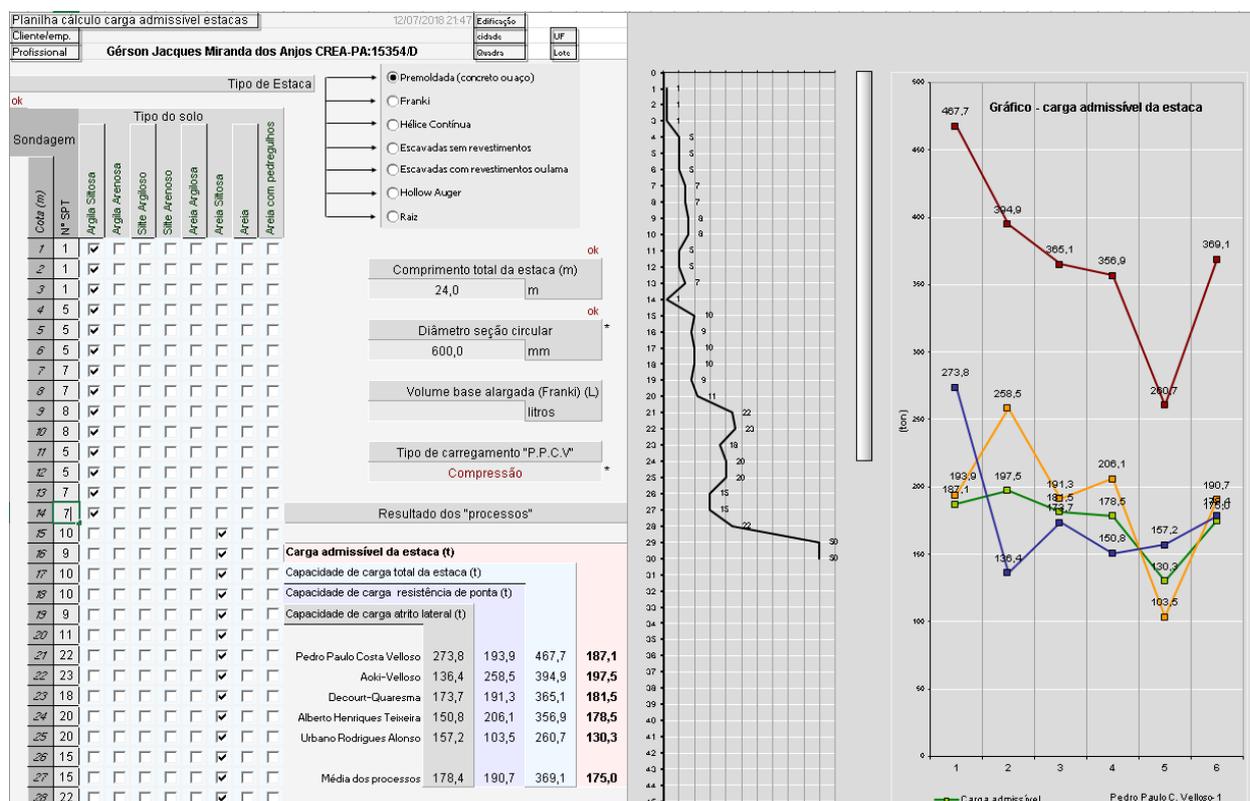
- Ao iniciar o programa é necessário nomear o projeto e definir as unidades que irão ser trabalhadas;
- Definir as dimensões da área a ser modeladas com seus respectivos afastamentos;

- Criação de todos os materiais como: solo, concreto da fundação, paredes de contenção;
- Determinação dos “*Workplanes*” ou plano de trabalho onde será criado um novo plano quando houver uma descontinuidade;
- Criação do “*Borehole*” ou “*furo*” onde poderemos determinar o nível d’água e as camadas de solo e matéria que compõe cada plano de trabalho;
- Desenhar através de ferramentas específicas a geometria de cada elemento a ser estudado, Ex.: Pilar, estaca, blocos, paredes e etc.
- Visualização prévia da modelagem em 3D para verificar se a mesma está seguindo o desejado;
- Geração da malha 2D;
- Geração da malha 3D;
- Inserção das fases de cálculo, definindo uma sequência lógica de escavação, construção e carregamentos.
- Determinação dos pontos a serem analisados na ferramenta “*Curve*” para que seja possível gerar gráficos.
- Iniciar os cálculos e em seguida após o processamento se abrirá a janela “*Output*” e “*Curve*” caso queira. Do contrário o programa apresentará uma mensagem de erro.

3.4 Métodos semi-empíricos

Os resultados dos métodos semi-empíricos serão gerados com auxílio da planilha automática disponibilizada pelo Prof. Gérson Jacques Miranda dos Anjos (UFPA), onde para o cálculo da carga admissível em estacas é realizado entrando-se com dados dos valores de N_{spt} de cada camada, diâmetro da estaca, profundidade e escolhendo o tipo da estaca, a Figura 16, mostra a interface da planilha.

Figura 16 –Interface da planilha de cálculo de carga admissível de estaca.



FONTE: Autor (2018)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta etapa serão apresentados os resultados bem como as modelagens realizadas no software em estudo, explicitando os principais resultados das análises e se alcançou os objetivos. Finalizando com a comparação desses valores com valores de reais de prova de carga e outros métodos.

4.1 Modelagem no PLAXIS 3D FOUNDATION®

O PLAXIS 3D FOUNDATION tem se mostrado uma ferramenta poderosa para análise geotécnica de fundações rasas, profundas, aterros, muros de contenção, tuneis entre outras. Ele combina procedimentos de entrada gráfica, que permitem ao usuário gerar modelos de elementos finitos complexos. Um de seus aspectos

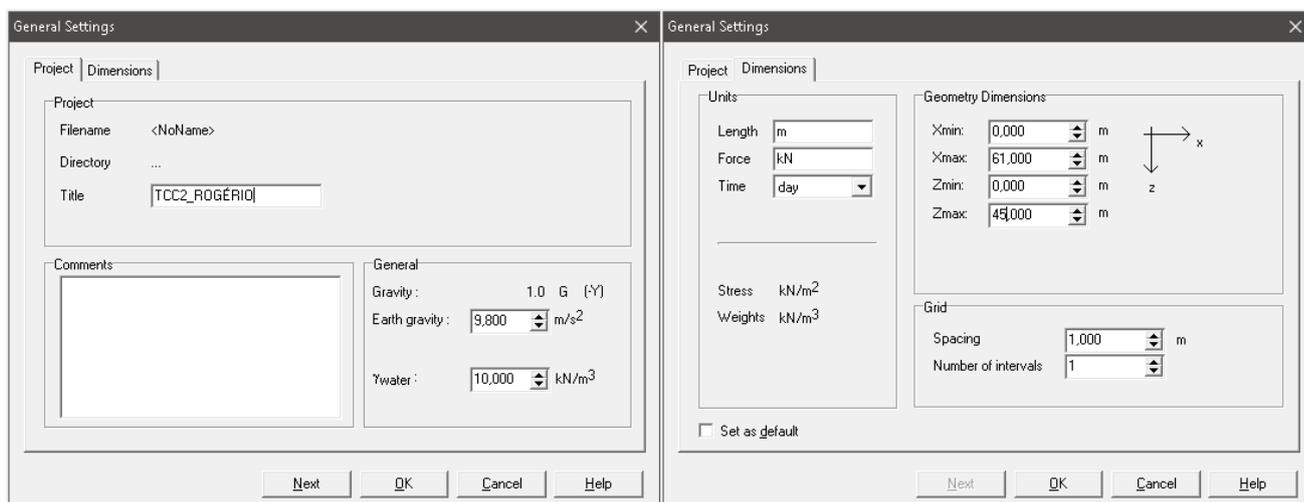
relevantes e a possibilidade de se aproximar ao máximo da situação real a ser analisada.

Para isso uma série de funcionalidades e parâmetros a serem atribuídas antes de realizar a modelagem propriamente dita, sendo necessário saber previamente, as unidades, as grandezas físicas e as vetoriais para simular as condições dos problemas que será estudado. Todas estas questões são comentadas e explicadas nos tópicos a seguir.

4.1.1 Dimensões do terreno

Ao iniciar novo projeto o primeiro passo a se executar é definir os parâmetros de gravidade local e a densidade da água, em $9,8\text{m/s}^2$ e 10 kN/m^3 , respectivamente, em seguida escolhe-se as unidades de força (kN), de comprimento (m) e de tempo (dia) a serem trabalhadas, e por fim as dimensões de x e y do terreno que foram 61m na direção x e 45m na direção y, a Figura 17 mostra a interface do programa com todos os parâmetros adotados.

Figura 17 – Interface da escolha dos parâmetros e dimensões.



FONTE: Autor (2018)

4.1.2 Características dos materiais

Nesta etapa são inseridos os parâmetros de peso específico do solo saturado (γ_{sat}) e não saturado (γ_{un}), módulo de elasticidade (E_{ref}), coeficiente de poisson (ν),

ângulo de atrito (ϕ) e a coesão do solo (c), também é possível mudar o modelo do material, neste trabalho apenas foi usado o modelo de Mohr-Coulomb, mudar o tipo de material, condições de carregamento drenado, não drenado para as camadas de solo e material não poroso (concreto) para os blocos, estacas e muros de contenção.

O acesso ao menu de aplicação de materiais deve ser feito clicando no ícone “*Materials*” no Menu Principal e em seguida “*Soil and Interfaces*” na barra de ferramentas.

Todos os parâmetros do solo e concreto foram extraídos da modelagem realizada por Soares (2004) na sua tese, através de sondagem SPT que estão presentes no (ANEXO A) deste trabalho. O concreto usado nas fundações tem resistência característica (f_{ck}) de 30 MPa e módulo de elasticidade (E) de 3,13 GPa, esses valores foram aplicados nos blocos de fundação, estacas e paredes de contenção.

Os dados do solo modelado segundo Soares (2004) apresentam três camadas: camada 1 de argila siltosa, camada 2 de areia argilosa e camada 3 silte arenoso, nestas camadas seus parâmetros e profundidades estão presentes na Tabela 6 e a Figura 18 mostra como eles são inseridos nos programas.

Tabela 6 - Parâmetros do solo

	Prof. (m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (kN/m ²)	ν	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{un} (kN/m ³)	N_{spt}
Camada 1	0 – 5	27	10	60000	0,3	17	16	0-3
Camada 2	3 – 13,4	25	15	120000	0,3	16,5	16	5-20
Camada 3	13,4 - 40	27	5	240000	0,3	18	16,5	20-50

FONTE: Soares (2004)

Figura 18 – Interface de aplicação dos parâmetros do solo, estacas e blocos.



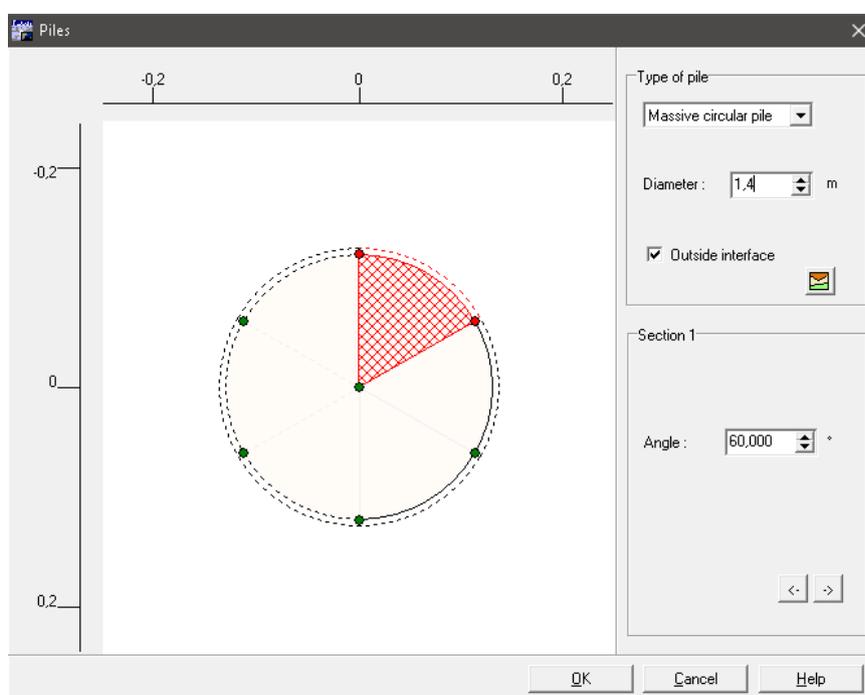
FONTE: Autor (2018)

4.1.3 Geometria da modelagem

A modelagem da geometria das paredes de contenção e blocos de fundação foram feitos com a ferramenta de pontos e retas, já para as estacas foram inseridas na opção “*pile*” na Barra de Ferramentas geométricas em seguida selecionado a o tipo “*Massive circular pile*” e o diâmetro (Figura 19).

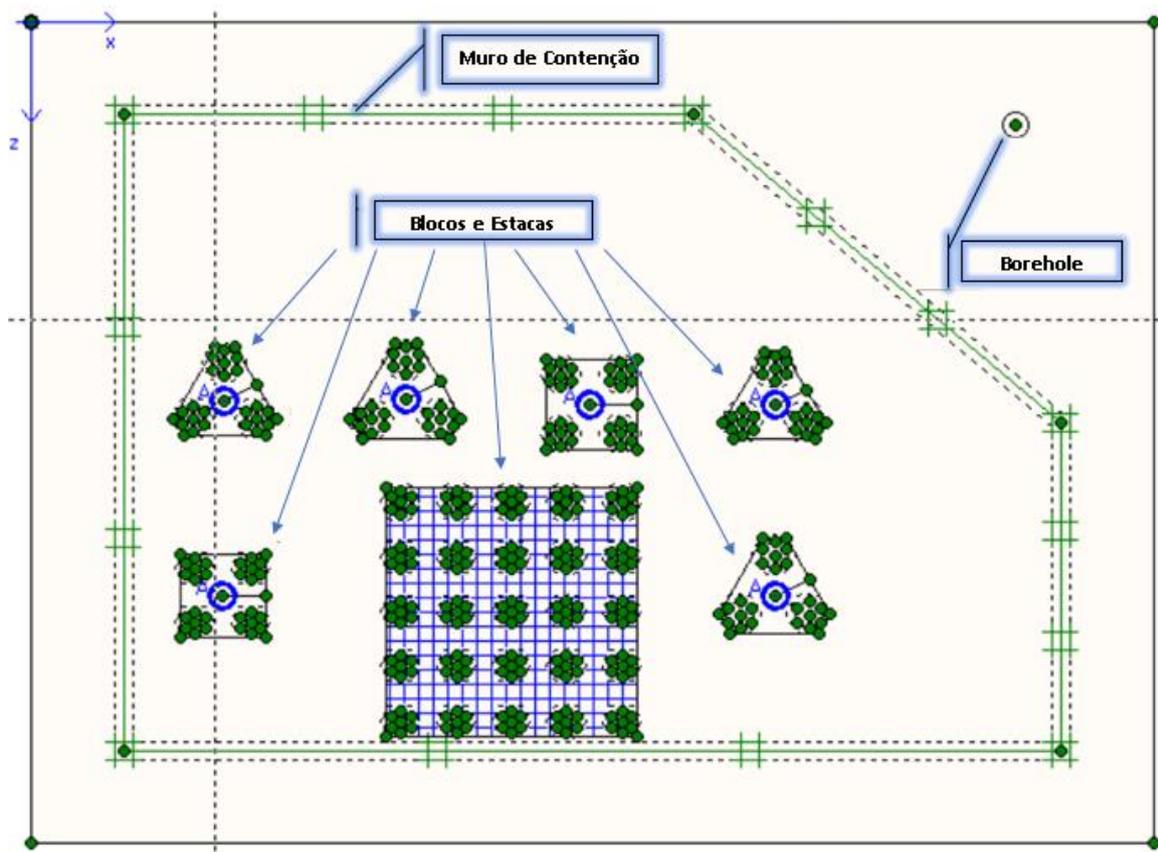
Os carregamentos unitários foram inseridos no centro dos blocos menores e um carregamento distribuído ao longo de toda a superfície do bloco maior, devido sobre este bloco existirem 12 pilares distribuídos de acordo com o projeto estrutural, a Figura 20 mostra detalhadamente da modelagem geométrica.

Figura 19 – Interface para criação de estacas.



FONTE: Autor (2018)

Figura 20 – Modelagem geométrica sobre planos horizontais.

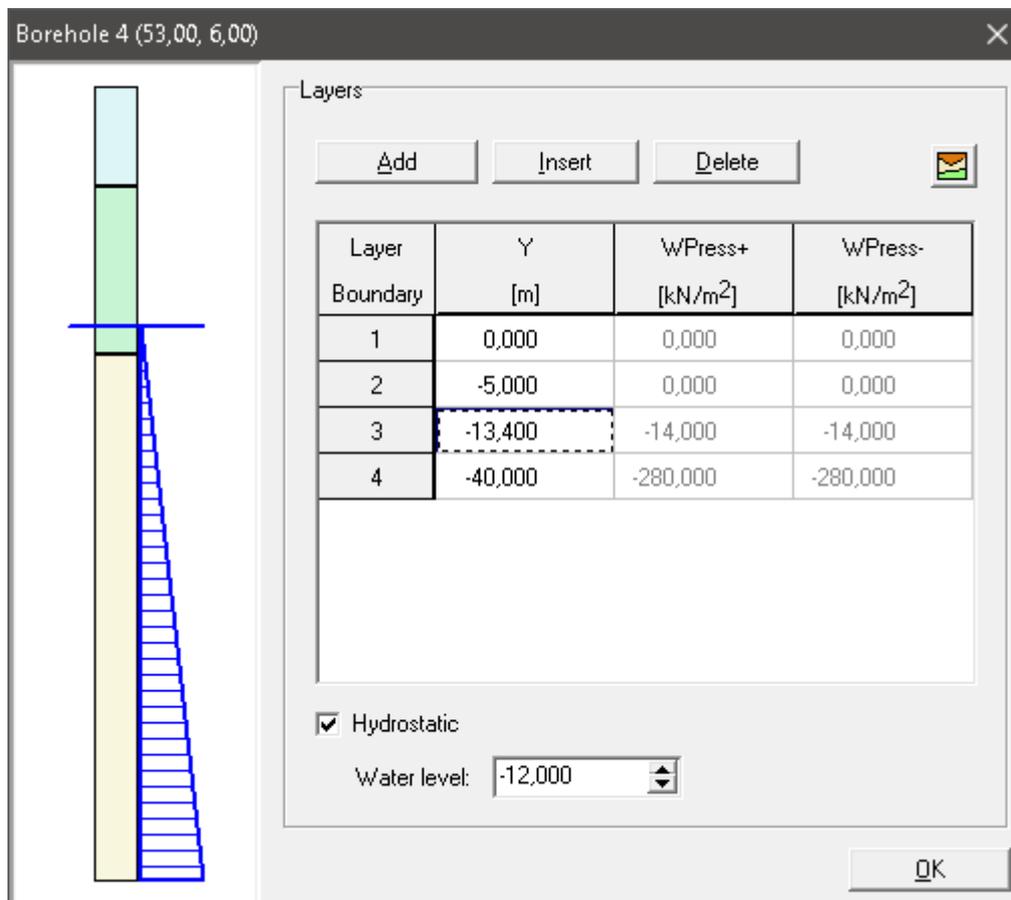


FONTE: Autor (2018)

4.1.4 Criação das Camadas do solo e malha 2D e 3D

A criação das camadas do solo feita pelo “Borehole” ou furo na barra de ferramentas geométricas, na figura 21. E inserido todas as camadas de solo com suas respectivas extensões e o nível d’água. As camadas 1, 2 e 3 foram inseridas de cima para baixo e o nível d’água na cota -12m.

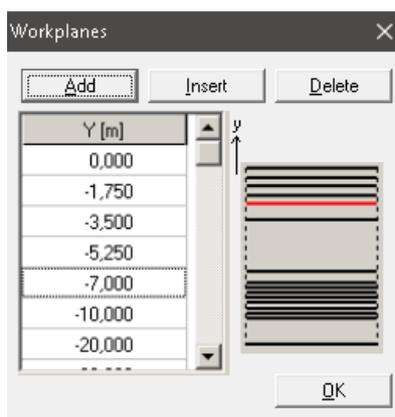
Figura 21 – Camadas do solo inseridas no borehole.



FONTE: Autor (2018)

Criação dos planos de trabalho ao longo da profundidade, estes planos funcionam para limitar zonas homogêneas de mesmas características, vão até uma nova zona com diferentes características da anterior, seja adicionada a exemplo da região que limita o fim do bloco de coroamento ao início da estaca. Para criá-los é preciso acessar a ferramenta “*workplanes*” na Barra de Ferramentas. Os planos foram criados usando as cotas de projeto da profundidade das estacas da obra, as estacas dos blocos triangulares e dos quadrados menores possuem diâmetro de 1,30 m a 1,50 m e comprimento de 12,00 m a 14,00 m atingindo as cotas -22,00 m e -24,00 m, no bloco maior os diâmetros são 1,30 m e os comprimentos das estacas variam de 10,00 m a 24,00 m chegando a cotas de -20,00 m e -34,00 m. (Figura 22).

Figura 22 – Workplanes

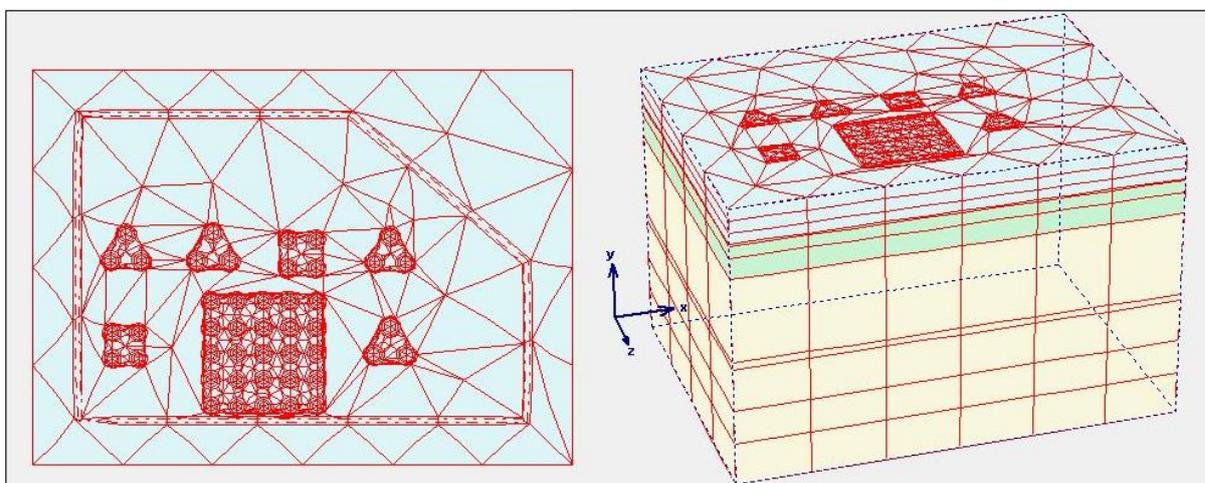


FONTE: Autor (2018)

Após inserir os “*workplanes*”, “*borehole*” e aplicar as propriedades do material nos muros de contenção foram criadas as malhas 2D e 3D com malha pouco refinada (discretização grosseira dos elementos finitos), pois para uma malha muito refinada iria requerer um computador com alto poder de processamento, visto que nesse trabalho foi utilizado um computador comum, o que poderia tornar o trabalho demorado ou impraticável. Mesmo assim essa limitação não impede a obtenção de resultados satisfatório.

Para a criação das malhas basta clicar em “*Generate mesh 2D*” (na barra de ferramentas geométricas), na janela que abrirá e clicar em “*Update*”, desde modo foi realizado o mesmo procedimento para a malha 3D clicando em “*Generate mesh3D*”. A Figura 22 mostra as malhas 2D e 3D que foram criadas.

Figura 23 – Malha 2D e 3D.



FONTE: Autor (2018)

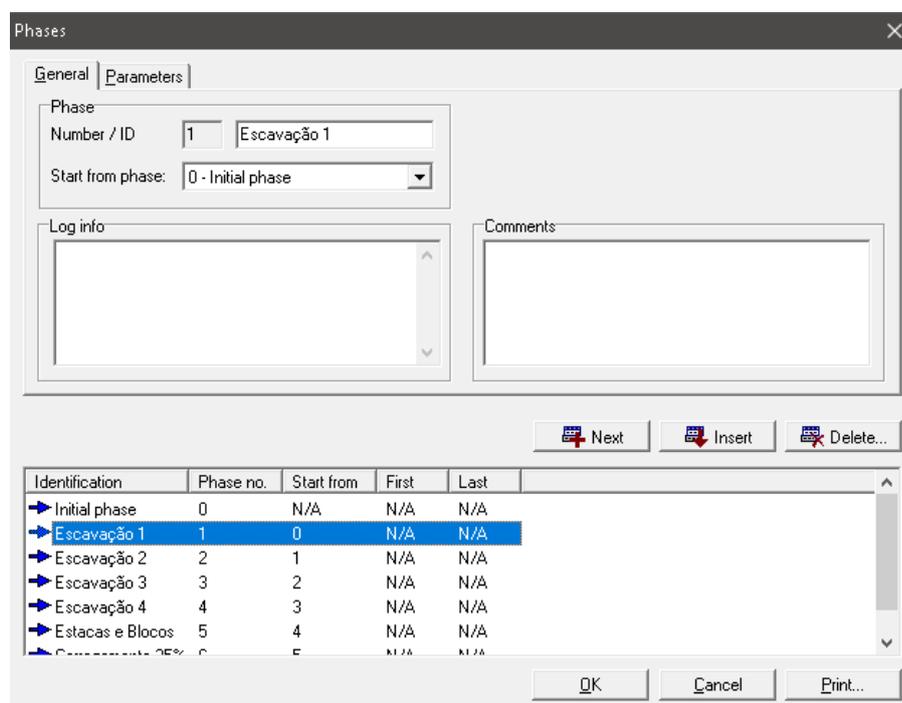
4.1.5 Fases de Cálculo

Geradas as malhas 2D e 3D, na barra de ferramentas geométricas, clica-se em “*Calculation*” e em seguida “*Phases*” para criar as fases, essas representando o processo construtivo de como a obra foi executada, tornando a modelagem mais próxima da realidade.

Nesta modelagem foram criadas nove fases, sendo a 0 a fase inicial, de 1 a 4 fases de escavação do solo até -7,00 m a cada 1,75m, fase 5 criação de estacas e blocos, as fases de 6 a 9 corresponde aos carregamentos que simulam a sequência construtiva de 25%, 50%, 75% e 100% até atingir a sua carga plena.

Essas fases podem ser consultadas separadamente no OUTPUT, ou seja, é possível observar o que acontece nas fases de escavação, na construção dos blocos e estacas, e nos diferentes carregamentos separadamente, a Figura 24 mostra a interface de criação de fases.

Figura 24 – Interface de organização das fases de cálculo.



FONTE: Autor (2018)

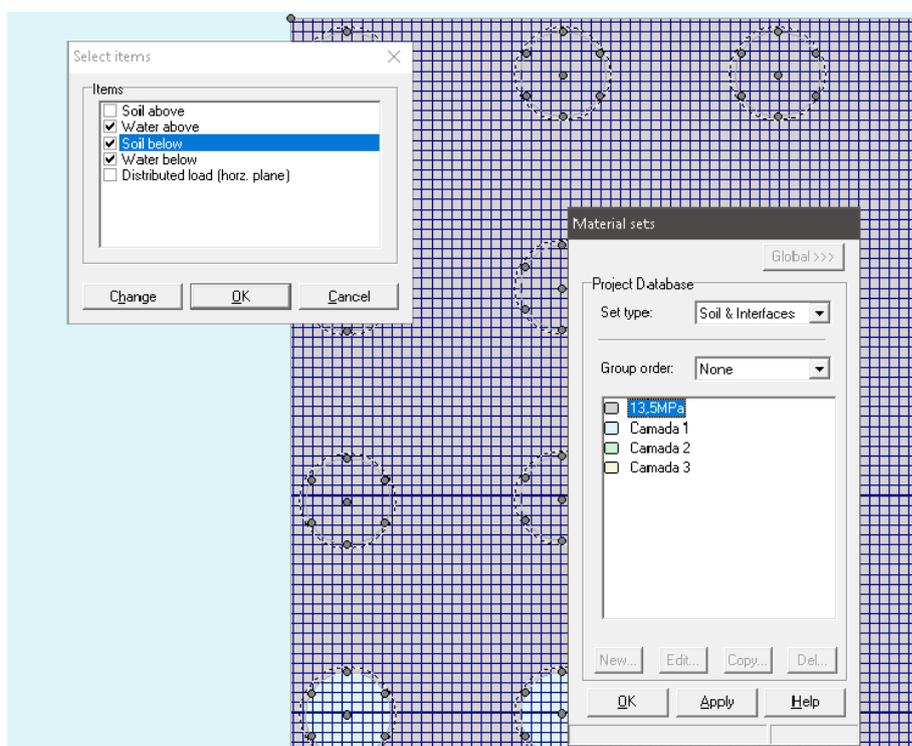
4.1.6 Criação das fundações e carregamentos

Nesta etapa para criação das fundações é necessário selecionar o “*workplane*” desejado e clicar sobre a área desenhada do elemento de fundação. Uma janela se abre para a seleção do material. Vista da Figura 25, as denominações “*soil above*” que se refere ao solo que está acima e “*soil below*” para os que estão abaixo. Desta maneira é possível modificar o material desse solo clicando e selecionando os materiais definidos na opção materiais feita anteriormente. Para estacas e blocos esse solo é trocado para o concreto e para as áreas de escavação basta desmarcar opção e o solo na região desmarcada deixa de existir.

Lembrando que essas operações devem ser feita em suas respectivas fases, ou seja, em escavação se retira o solo, em estacas e blocos trocasse o material para concreto e na fase de carregamento são inseridos os tipos de carregamentos nos locais específicos.

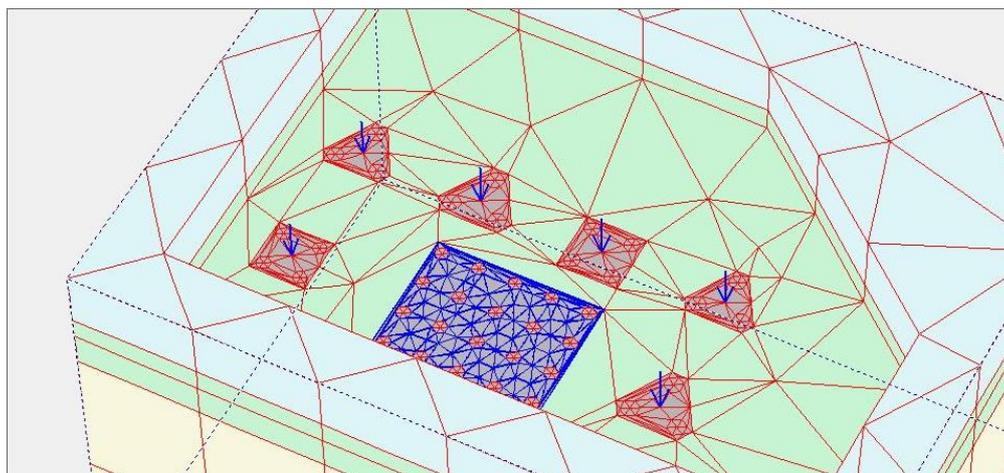
A modelagem deve seguir criteriosamente as fases construtivas, pois uma inversão de qualquer uma delas ocorrerá erro na modelagem e nenhum resultado é obtido.

Figura 25 – Interface de organização das fases de cálculo.



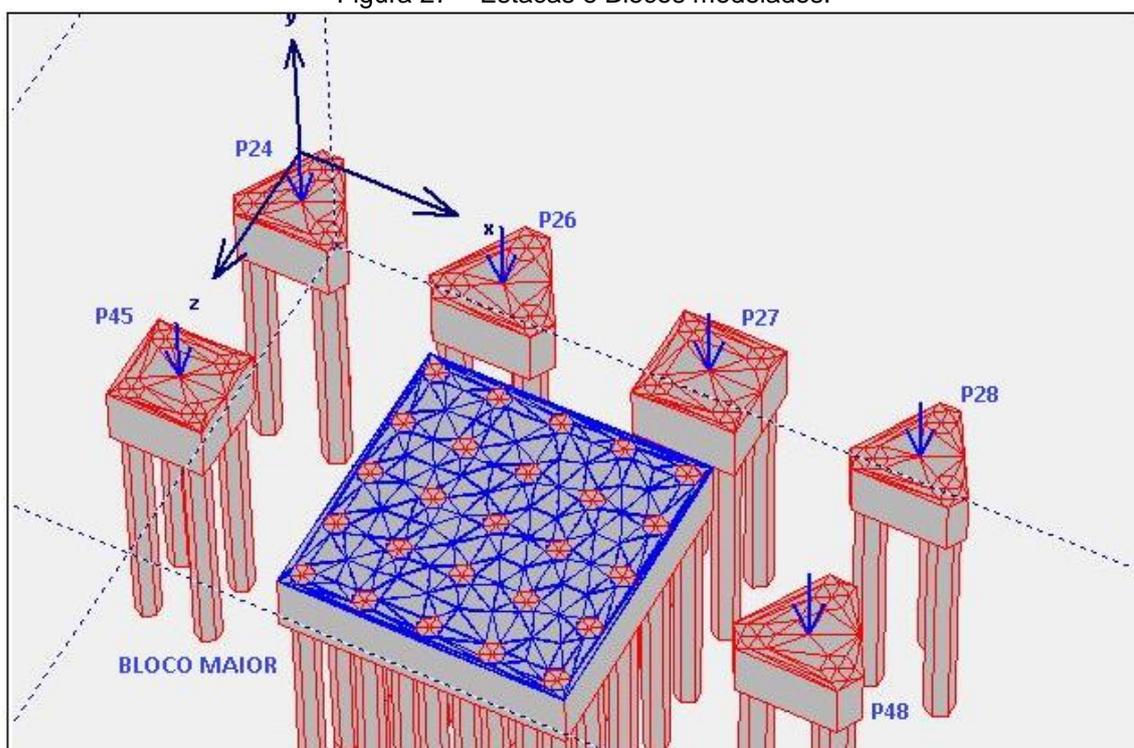
FONTE: Autor (2018)

Figura 26 – Solo escavado e carregamentos.



FONTE: Autor (2018)

Figura 27 – Estacas e Blocos modelados.



FONTE: Autor (2018)

Após todos os blocos e estacas, os carregamentos unitários preestabelecidos são mudados pelos carregamentos reais de cada fase da obra, o carregamento é crescente para 25%, 50%, 75% e 100% de construção da obra, a Figura 27 mostra os carregamentos que cada pilar descarrega nos blocos com as estacas já modeladas, a tabela 7 mostra os valores desses carregamentos para cada pilar.

Tabela 7 – Carregamento dos pilares nos blocos.

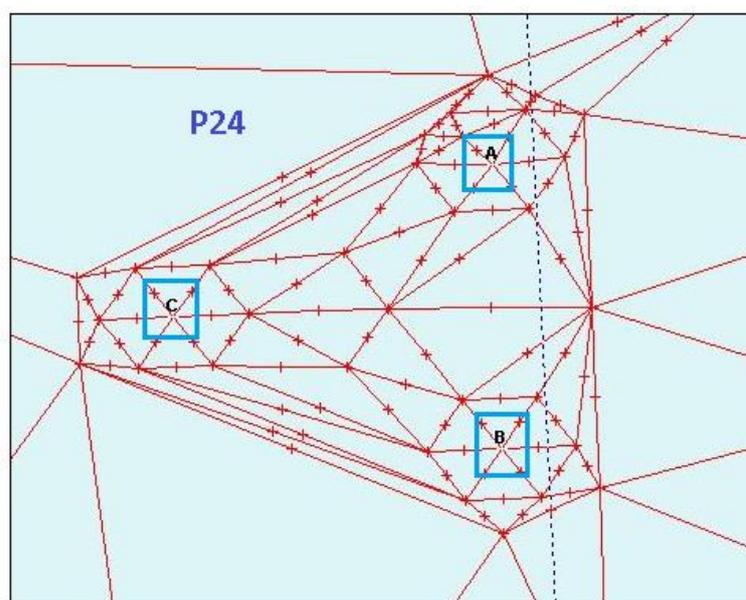
Pilar/Porcentagem	100%	75%	50%	25%	Unidade
Pilar 24	10516	7887	5258	2629	kN
Pilar 26	11149	8362	5575	2787	kN
Pilar 27	11661	8746	5831	2915	kN
Pilar 28	10638	7979	5319	2660	kN
Pilar 45	10787	8090	5394	2697	kN
Pilar 48	12188	9141	6094	3047	kN
Bloco Maior	200	150	100	50	kN/m ²

FONTE: Soares (2004)

4.2 Gráficos de capacidade de carga gerados pelo CURVE

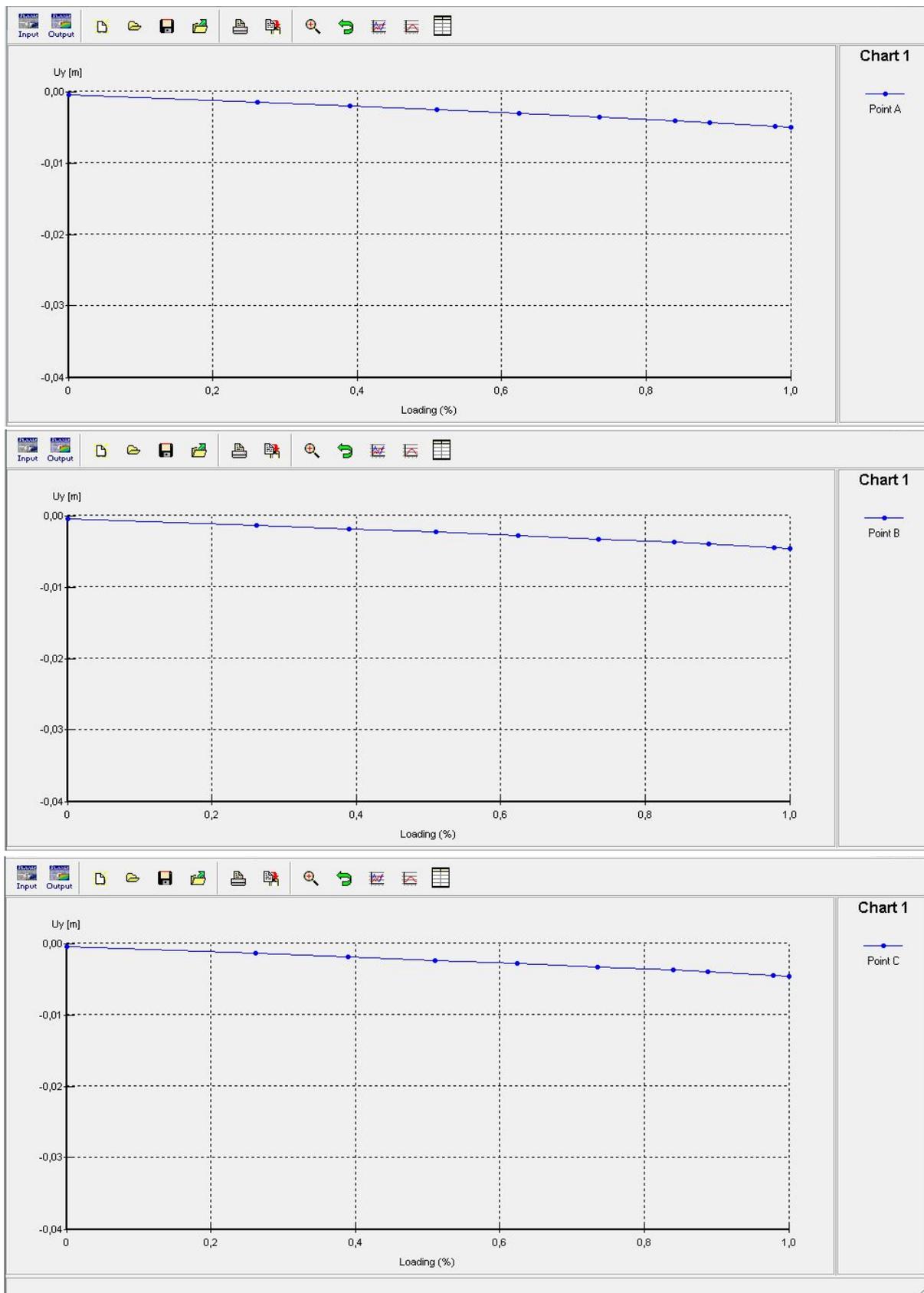
Executado os cálculos, no *Output* no PLAXIS 3D FOUNDATION[®] resultados obtidos e utilizado a ferramenta *Curve* com pontos definidos já na modelagem para o P24 como pode ser visto na Figura 28. Foram gerados gráficos de carga x recalque para cada uma das três estacas desse bloco, estacas A, B e C. Esses gráficos podem ser vistos na Figuras 29.

Figura 28 – Pontos A,B e C definidos no P24.



FONTE: Autor (2018)

Figura 29 – Gráfico gerados no Curve para P24.

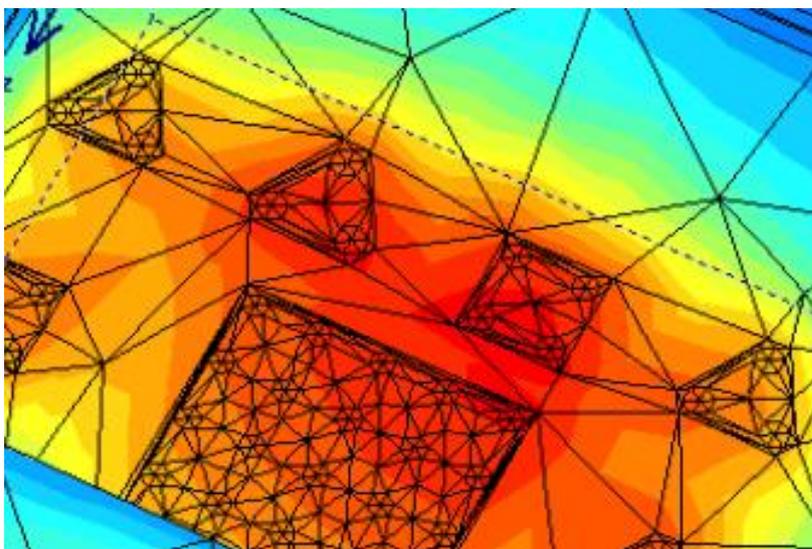


FONTE: Autor (2018)

Como o carregamento de 100% de construção da obra não foi suficiente para atingir a carga de ruptura, será necessário então utilizar o método de Van Der Veen para estimar essa carga. Isso foi feito exportando os valores para o Excel e aplicando o método.

Um fator importante observado foi que as estacas de um mesmo bloco possuem valores de tensão e deformação diferentes, devido à influência das tensões exercidas pelos outros elementos de fundação presentes, estacas mais próxima ao bloco maior apresentam maior deformação e menor tensão, e as estacas mais distantes têm menor deformação e maior tensão, o que pode ser observado pela interferência dos elementos de fundações próximos mostrado na Figura 30, as regiões de isovalores de deformação.

Figura 30 – Isovalores de deformação



FONTE: Autor (2018)

4.3 Extrapolação de Van Der Veen para modelagem PLAXIS 3D FOUNDATION©

Após importados os valores obtidos no software PLAXIS 3D FOUNDATION© foi criado novamente o gráfico Carga x Recalque para que assim fosse possível fazer a extrapolação. (Tabela 8).

Tabela 8 – Valores importados do software

PLAXIS 3D	
Carga	Recalque
(KN)	(mm)
0	0
919,61	1,505041
1366,10	2,003362
1789,64	2,507805
2189,21	3,017445
2578,57	3,52951
2944,42	4,049891
3111,32	4,314984
3429,13	4,850288
3505,33	4,992659

FONTE: Autor (2018)

O processo sugerido por Van Der Veen (1953), arbitram-se vários valores para a carga de ruptura Q_r . Para cada um desses valores arbitrados, é conhecido os diversos valores da Q da tabela acima, calcula-se então o valor $-\ln(1 - Q/Q_r)$ como pode se visto na tabela 9.

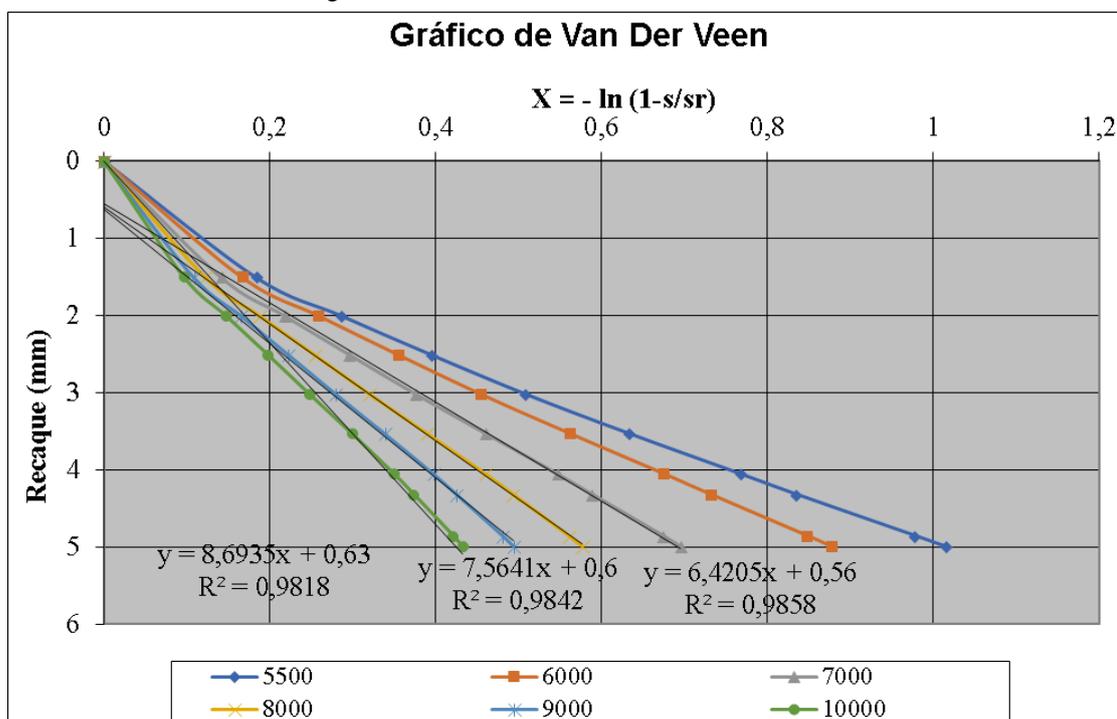
Tabela 9 – Valores de estimados para aplicação do método.

Carga (KN)	$-\ln(1-Q/Qr)$						Recalque (mm)
	5500	6000	7000	8000	9000	10000	
0,00	0	0	0	0	0	0	0
919,61	0,182963	0,166371	0,140841	0,122112	0,107784	0,096468	1,505041
1366,10	0,285526	0,25836	0,217108	0,187248	0,164625	0,146888	2,003362
1789,64	0,39362	0,354212	0,295262	0,253223	0,221706	0,197189	2,507805
2189,21	0,50756	0,453922	0,375048	0,319724	0,278716	0,247078	3,017445
2578,57	0,632674	0,5617	0,459446	0,389081	0,337583	0,298213	3,52951
2944,42	0,766467	0,674789	0,545815	0,458948	0,396244	0,348766	4,049891
3111,32	0,834006	0,730959	0,58784	0,492519	0,424192	0,372705	4,314984
3429,13	0,976779	0,847515	0,673101	0,559738	0,479673	0,419939	4,850288
3505,33	1,014269	0,877603	0,694671	0,576549	0,493446	0,431603	4,992659

FONTE: Autor (2018)

A partir dos valores da tabela 9 é criado o gráfico de Van Der Veen (Figura 31) onde para carga de ruptura tem-se uma curva e dessas curvas a que mais se assemelha com uma reta, ou seja, fazendo-se uma regressão linear e verificando-se aquela que fornece um coeficiente de determinação R^2 mais próximo de 1 (um), logo os valores de α e b presentes na reta, podemos elaborar a curva de extrapolação (Tabela 10).

Figura 31 – Gráfico de Van Der Veen do P24-A



FONTE: Autor (2018)

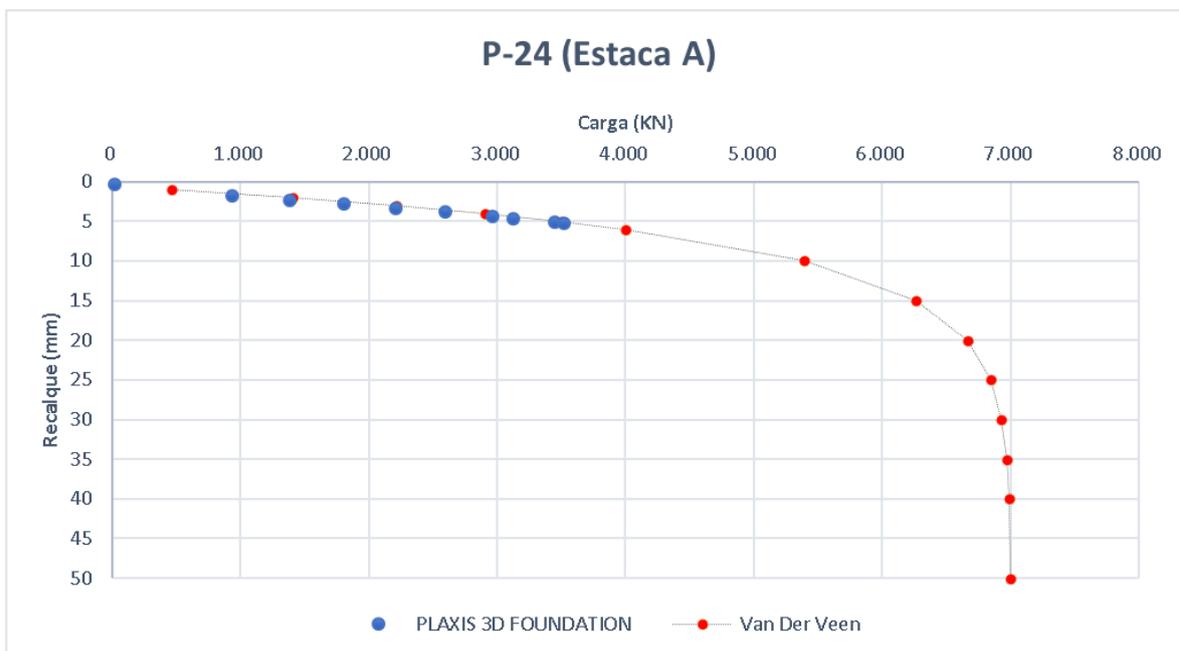
Tabela 10 – Valores coeficientes da extrapolação.

Q_r (KN)	Linhas de Tendência			Parâmetros	
	coef. ang.	coef. lin.	R^2	α	b
5500	4,984	0,45	0,9803	0,200642	-0,09029
6000	5,731	0,45	0,9755	0,17449	-0,07852
7000	6,420	0,56	0,9858	0,155763	-0,08723
8000	7,564	0,60	0,9842	0,132203	-0,07932
9000	8,693	0,63	0,9818	0,115035	-0,07247
10000	10,201	0,34	0,9825	0,09803	-0,03333

FONTE: Autor (2018)

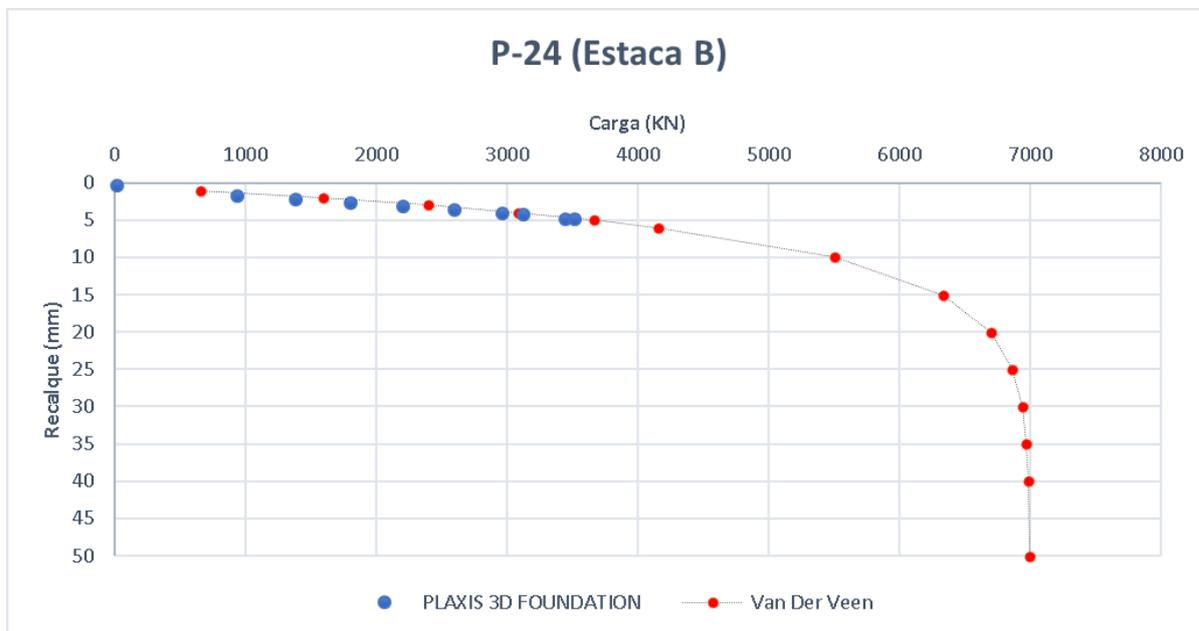
De posse das variáveis em estudo (Q_r, α e b), estima-se se valores de recalque e calcula-se vários valores Q para construir o gráfico que representa a curva de extrapolação da prova de carga experimental que não atingiu a ruptura. Como pode ser visto para as estacas A, B e C do bloco de fundação P-24. (Figuras 32,33 e 34).

Figura 32 – Extrapolação de Van Der Veen no PLAXIS 3D FOUNDATION (P24-A).



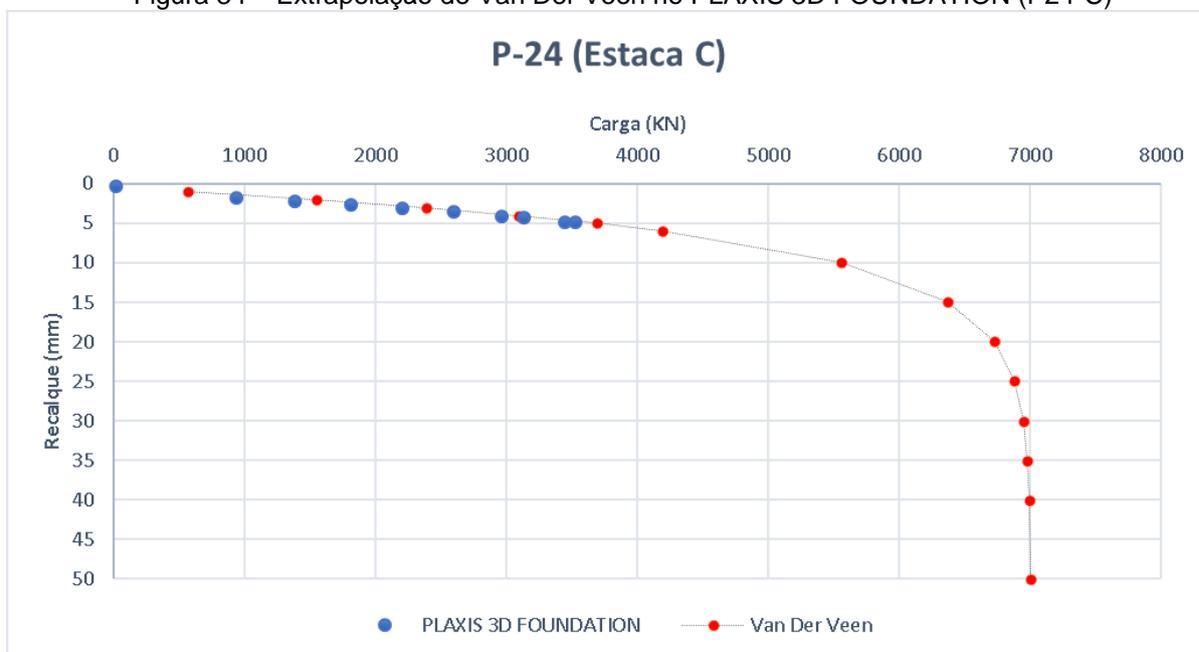
FONTE: Autor (2018)

Figura 33 – Extrapolação de Van Der Veen no PLAXIS 3D FOUNDATION (P24-B)



FONTE: Autor (2018)

Figura 34 – Extrapolação de Van Der Veen no PLAXIS 3D FOUNDATION (P24-C)



FONTE: Autor (2018)

As extrapolações por Van der Veen resultaram em cargas de ruptura descritas no quadro resumo na Tabela 11. De posse desses valores calculou-se a tensão, dividindo o valor de carga pela área da estaca, em seguida levando em consideração o critério de Feld apud MORAES (1976) para perda de eficiência para um grupo de estacas, obteve-se a tensão para um grupo de três estacas.

Tabela 11 – Quadro resumo das cargas de ruptura.

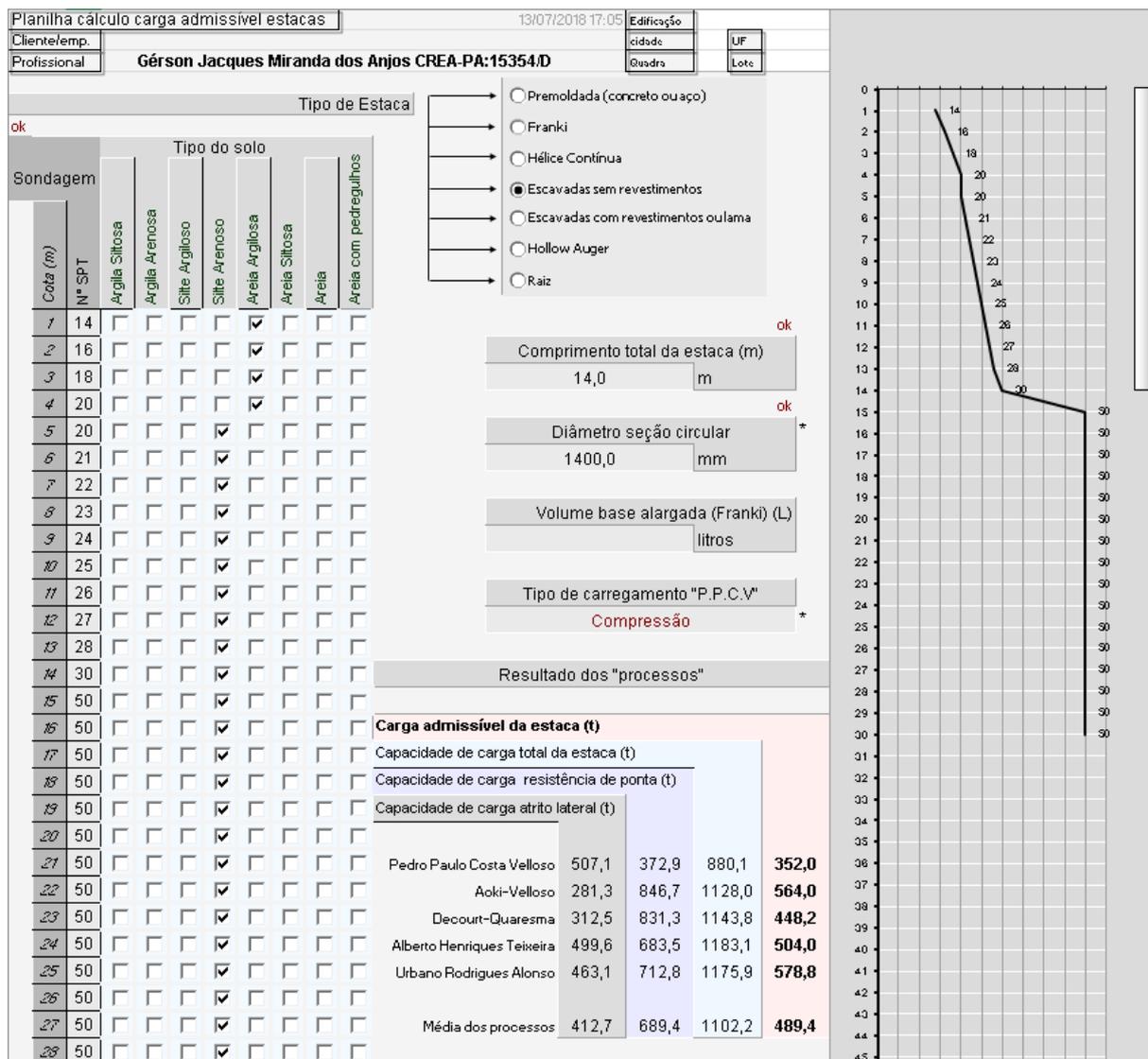
PLAXIS 3D FOUNDATION			
P24	Carga (kN)	Carga 87% * (kN)	Tensão (kN/m²)
Estaca A	6928,62	6027,89	3914,21
Estaca B	6940,07	6037,86	3920,69
Estaca C	6947,63	6044,43	3924,95

*valor de perda de eficiência em conjunto de estacas para blocos triangulares
 FONTE: Autor (2018)

4.4 Cálculo dos métodos semi-empíricos

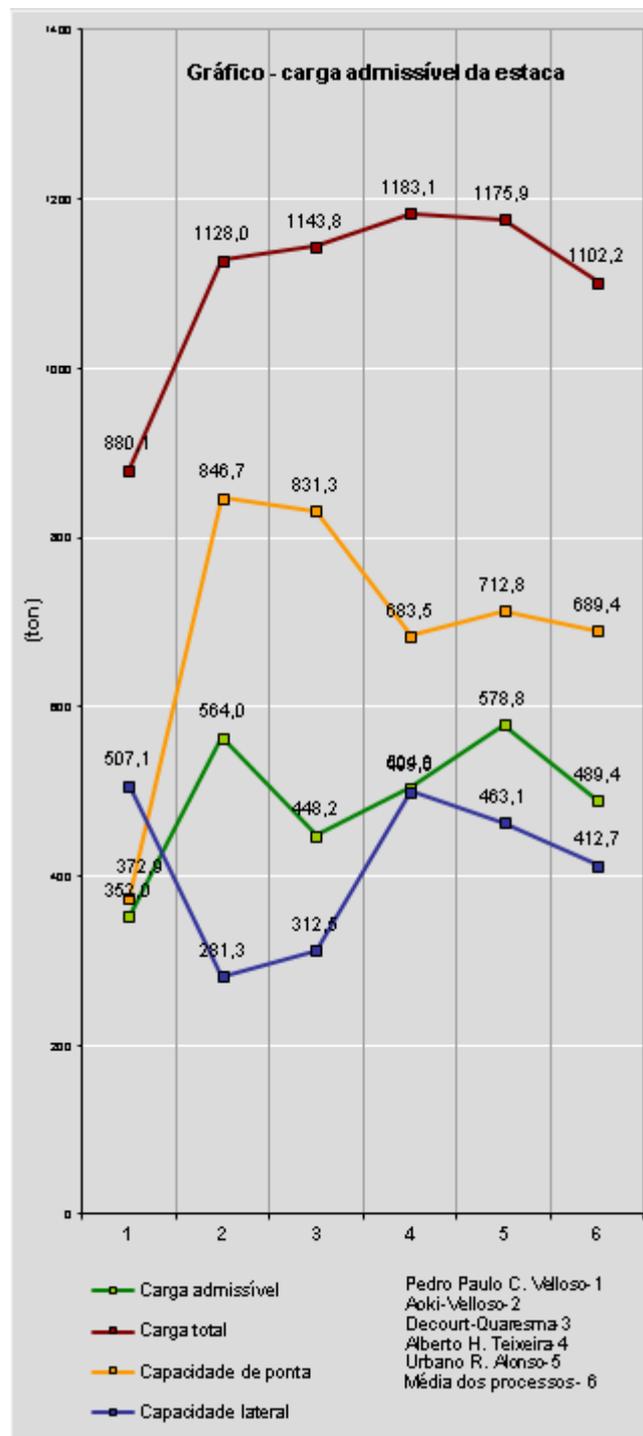
Os cálculos semi-empíricos foram realizados com auxílio de uma planilha automática disponibilizada pelo Prof. Gérson Jacques Miranda dos Anjos (UFPA), onde para o cálculo da carga admissível em estacas é realizado entrando-se com dados dos valores de N_{spt} disponibilizado por Soares(2004) realizado no local da obra (Anexo A) para cada camada, diâmetro da estaca estudada do P24 que é de 1400mm, profundidade de 13,4m (usado 14m pois a planilha só recebe valores inteiros) e escolhendo o tipo da estaca escavada sem revestimento, a Figura 34, mostra a organização da planilha usada.

Figura 35 – Resultado dos métodos semi-empíricos (P24-A).



FONTE: Autor (2018)

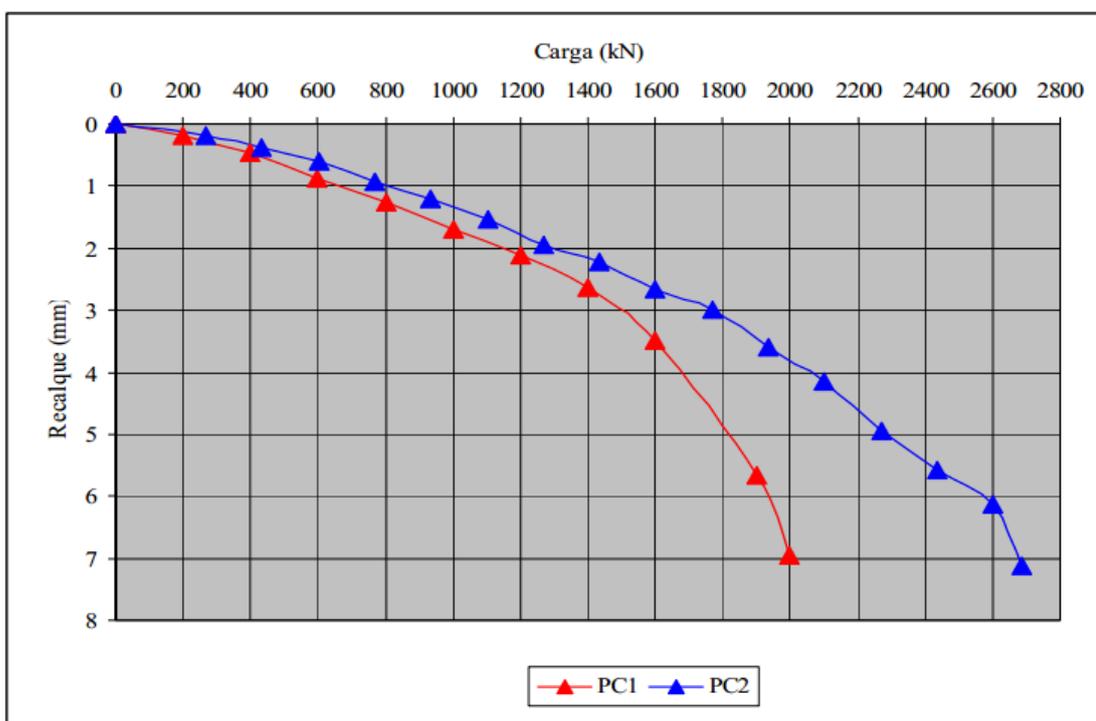
Figura 36 – Gráficos dos resultados métodos semi-empíricos (P24-A).



FONTE: Autor (2018)

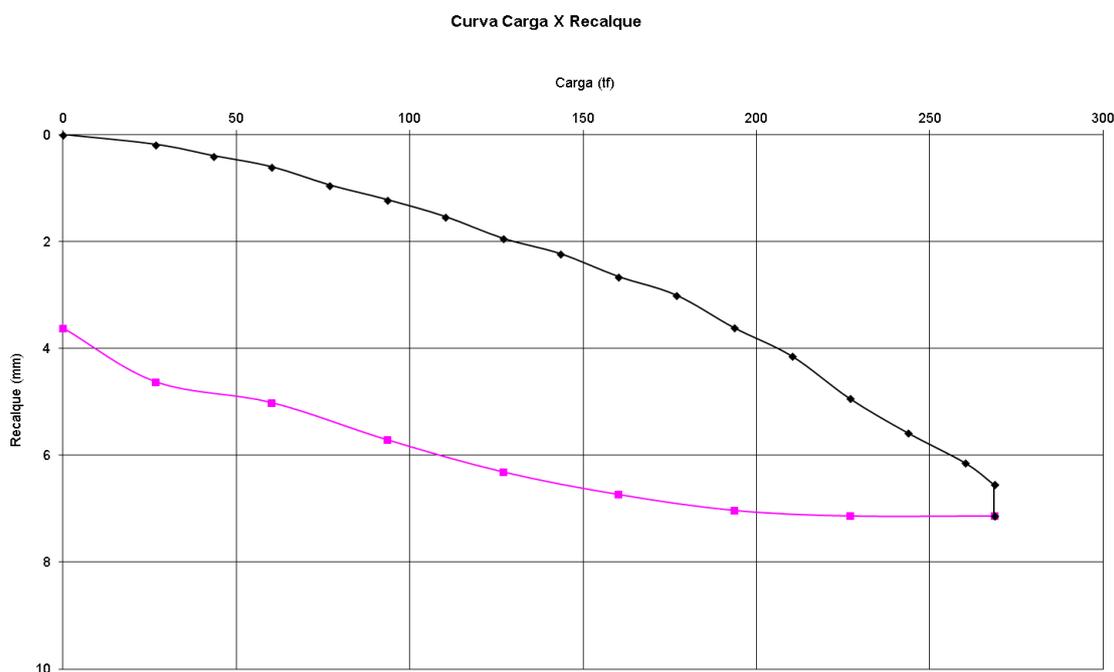
A prova de carga (PC2) que coincide com o objeto desse estudo modelado no PLAXIS 3D FOUNDATION identificada na modelagem como (P24-A). Segundo Soares (2004) foi realizada numa estaca com comprimento de 13,40 m, onde foi utilizado um macaco de menor escala (500 kN) e célula de carga de 1000 kN. Com incrementos de carga foram de 200 kN. Também não foi atingida a ruptura e o valor extrapolado foi de 3618 kN. A Figura 38 e 39 apresenta os resultados das duas provas de carga em termos de curvas carga versus recalque e a mesma curva para (PC2) respectivamente, disponibilizados por Soares (2004).

Figura 38 – Resultados das provas de carga PC1 e PC2.



FONTE: Soares (2004)

Figura 39 – Resultados das provas de carga PC2.



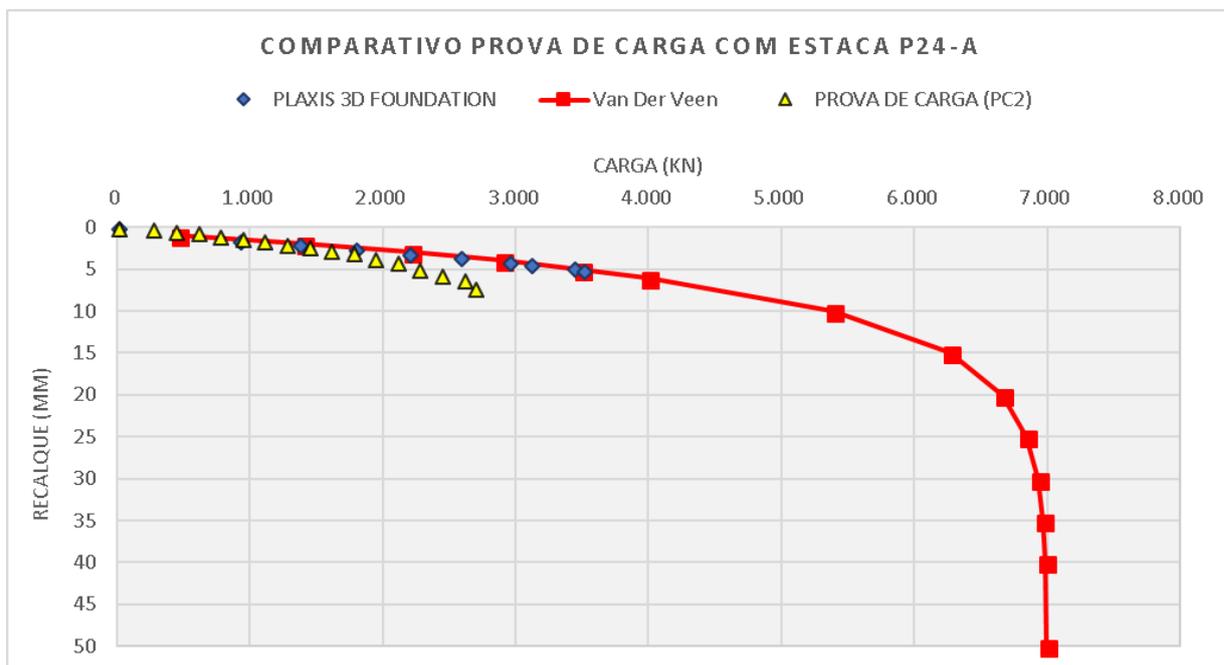
FONTE: Construtora Antares (Soares, 2004)

4.6 Comparação dos resultados

Os resultados gráficos, carga x recalque, comparativo entre a valores obtidos na modelagem tridimensional e prova de carga pode ser vistos na Figura 40. Mostra uma razoável concordância indicando que os valores do PLAXIS 3D FOUNDATION[®] foram superestimados mais não tanto quanto os resultados dos métodos semi-empíricos, como pode ser visto na Figura 41. Ou seja, os valores de capacidade de carga da modelagem se mantiveram na faixa intermediária.

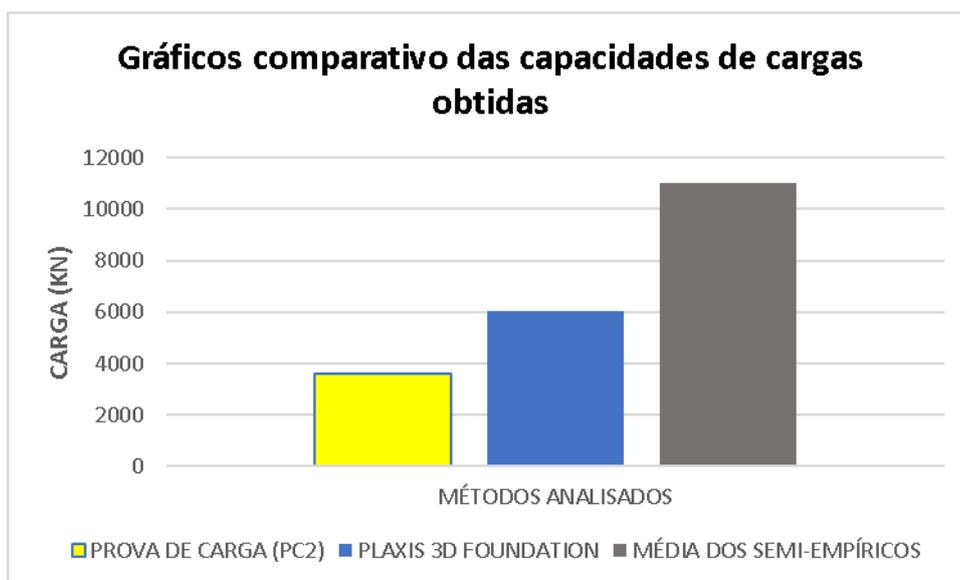
Diversos fatores podem causar essa diferença de resultados, uma dela está relacionada aos parâmetros do solo inseridos na modelagem e a discretização do solo modelado. Soares (2004) em sua tese afirma que é necessário uma retro-análise de modo que novos módulos de elasticidade para as camadas de solo levassem se aproximar o máximo possível da curva experimental da prova de carga e com relação à coesão e ao ângulo de atrito, verifica-se pouca influência destes no final das curvas retro-analisadas em relação à curva experimental.

Figura 40 – Gráfico comparativo de prova de carga com estaca P24-A



FONTE: Autor (2018)

Figura 41 – Gráfico comparativo das capacidades de cargas calculadas.



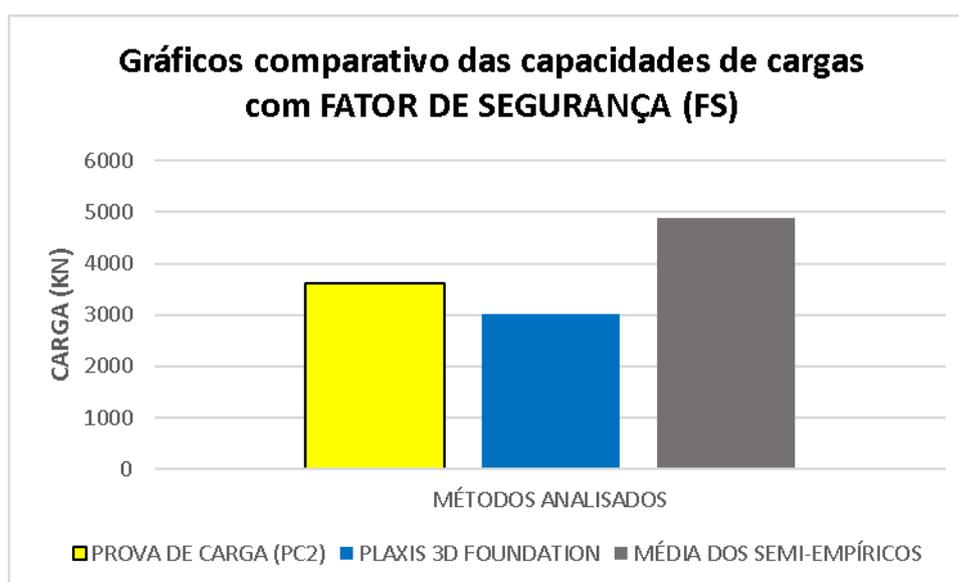
FONTE: Autor (2018)

A diferença em relação a prova de carga com os valores obtidos no PLAXIS 3D FOUNDATION foi de 3310,68 kN em quanto à dos métodos semi-empíricos a diferença foi de 7404,00 kN, ou seja, o software se aproximou mais dos valores experimentais de prova de carga.

Essa diferença de valores entre os métodos ainda é reduzida quando analisadas em termos da carga admissível empregando fator de segurança para cada respectivo método. Aplicando os fatores de segurança mínimos estabelecidos pela norma ABNT NBR 6122/1996 - Projeto e execução de fundações que estabelece $F_s=2,0$ para estacas e tubulões sem prova de carga, $F_s=1,6$ para estacas com prova de carga. Para os métodos semi-empíricos na planilha de cálculo adotado o fator de segurança de $F_s=2,25$. Como podem ser vistos na Figura 42.

Agora a diferença em relação a prova de carga com os valores obtidos no PLAXIS 3D FOUNDATION aplicando fator de segurança foi de 604,05 kN em quanto à dos métodos semi-empíricos também com fatores de segurança a diferença foi de 1276 kN, portanto, o software ainda continua ainda mais próximos dos valores experimentais de prova de carga.

Figura 42 – Gráfico comparativo das capacidades de cargas calculadas com fator de segurança.



FONTE: Autor (2018)

5 CONCLUSÕES

É importante análise de vários métodos de determinação da capacidade de carga de uma fundação, seja ela superficial ou profunda. E ter a disposição vários métodos para cálculo de capacidade garante maior confiabilidade no dimensionamento, pois podemos fazer a comparação entre eles e verificar com facilidade qualquer discrepância.

O PLAXIS 3D FOUNDATION[®] se mostrou bastante satisfatório quando usado para estimar capacidade de carga, houve boa concordância entre as curvas experimental/numérica que poderiam ser ainda melhores se o modelo fosse calibrado com retro análises dos parâmetros do solo. Os recalques calculados dos elementos de fundações estudado forneceram valores satisfatórios, na faixa esperada para o porte do edifício e solo da região.

O programa em relação aos métodos semi-empíricos conseguiu valores mais próximos dos dados experimentais da prova de carga, isso devido ao método de elementos finitos (MEF) implementado no software, o uso adequado dessa ferramenta e da precisão nos dados de entrada, pode produzir resultados bastante aceitáveis para o uso prático de problemas de engenharia geotécnica. A simulação do comportamento do solo permite um melhor entendimento do problema pelo engenheiro, permitindo-lhe quantificar os efeitos das propriedades do material e as condições de carregamento (interno e externo).

Seria interessante que a utilização de softwares como os estudado aqui, poderia constituir uma boa opção para estudos em universidades em disciplinas na graduação como solos, fundações, outra da área de geotecnia ou estruturas, pois o aluno pode ter um pouco mais de sensibilidade no estudo de interação solo-estrutura (ISE).

6 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A fim de continuar este trabalho, a mesma análise desse estudo poderia ser feita a modelagem no PLAXIS 3D FOUNDATION® para elementos de fundações isoladamente e comparar com valores da modelagem completa, como o caso estudado, para verificar o grau de influência das fundações adjacentes nos resultados de capacidade de carga. E comparar esses valores com os resultados da prova de carga (PC1) para verificar se são razoáveis.

Também, como proposta para futuros trabalhos, recomenda-se um estudo da influência dos parâmetros do solo, através do programa PLAXIS 3D FOUNDATION®, na Interação-Solo-Estrutura.

REFERÊNCIAS

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. Vol 2. São Paulo, SP. Editora Edgar Blucher LTDA. 2003

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**, NBR 6120. Rio de Janeiro, ABNT, 1980, 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**, NBR 6122. Rio de Janeiro, ABNT, 2010, 91p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação**, NBR 6489. Rio de Janeiro, ABNT, 1984, 2p.

AZEVEDO, A. F. M. (2003). **Método dos elementos finitos**. 2003.1ª. Edição Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto. Portugal. 2003.

COLARES, G. M. **Programa para análise da Interação Solo-Estrutura no projeto de edifícios**. Dissertação de mestrado, EESC/USP. São Carlos, SP, 2006. 83p.

GUSMÃO FILHO, J.A. (1998) **Fundações: do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia**. Ed. Universitária. Recife – PE.

Informação sobre o PLAXIS. Disponível em: <http://www.plaxis.com/>. Acesso 20 fevereiro de 2018.

PLAXIS 3D FOUNDATION. Manual de Utilização, 2010.

OLIVEIRA, V.E. **Estudo da Influência da geometria dos blocos de fundações profundas na capacidade de carga via plaxis 3D/ tunnel-foundation e métodos analíticos**. TCC, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, PE, 66p.2016

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 3ª edição: Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 2002. cap. 6.

SOARES, J.M. **Estudo Numérico-Experimental da Interação Solo-Estrutura em Dois Edifícios do Distrito Federal**. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-023A/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 265p.2004

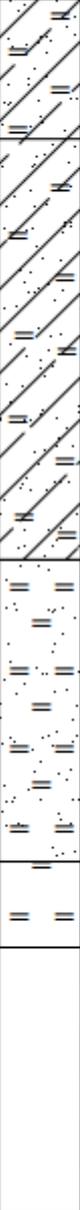
ANEXO A – Sondagem SPT

Figura 43 - Boletim de sondagem SPT -01(Confort Flat).

SPT-01									
LOCAL: SETOR HOTELEIRO PROJ. D - TAGUATINGA - DF					DATA INICIAL: 27/03/2001		SONDAGEM A PERCUSSÃO PARA RECONHECIMENTO DE SUBSOLO		
					DATA FINAL: 27/03/2001		ESCALA: -	Nº REL.: 12/01	FOLHA: ÚNICA
N. A. DATA	MATERIAL	CAMADAS	N SPT		GRÁFICO DO N SPT 30 I = 30 cm INICIAIS 30 F = 30cm FINAIS	PROF.(m)	AVANÇO	CLASSIFICAÇÃO TÁTIL VISUAL	
			30 I	30 F					
		C1	230	230				T.C.	
		C2	245	130				T.C.	
		C3	245	120				T.C.	
		C4	245	120				T.C.	
		C5	230	230				T.C.	
		C6	230	230				T.C.	
		C7	330	530				T.C.	
		C8	630	630		8,00		T.C.	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, MUITO MOLE A MÉDIA, VERMELHA
		C9	530	630				T.C.	
		C10	530	730				T.C.	
		C11	1230	1430		11,00		T.C.	AREIA COM VEIOS DE ARGILA, POUCO COMPACTA, VARIEGADA
11,30		C12	1630	1830				T.C.	
30/03		C13	1430	1730				C.A.	
		C14	1930	2230				C.A.	
		C15	1830	2130				C.A.	
		C16	2330	3030				C.A.	
		C17	5321	306				C.A.	SILTE POUCO ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO A MUITO COMPACTO, VARIEGADO
		C18	3011	-		18,11		C.A.	
		C19	306	-				C.A.	
		C20	307	-		20,07		C.A.	SILTE POUCO ARENOSO, MUITO COMPACTO, VARIEGADO
		C21	-	-					LIMITE DE SONDAGEM
		C22	-	-					
		C23	-	-					
		C24	-	-					
		C25	-	-					
		C26	-	-					
DESENHO: J.M.S.			PESO DO MARTELO: ALTURA DE QUEDA:			LOGOMARCA:			
AMOSTRADOR (SPT): REVESTIMENTO:			D EXT.: 2" D INT.: 1 3/8" D INT.: 2 1/2"						
R.N.: +/- 0,00 COTA: -0,95			ENGENHEIRO RESPONSÁVEL:						

FONTE: Soares (2004)

Figura 44 - Boletim de sondagem SPT -02 (Confort Flat).

SPT-02									
LOCAL: SETOR HOTELEIRO PROJ. D - TAGUATINGA - DF					DATA INICIAL: 26/03/2001		SONDAGEM A PERCUSSÃO PARA RECONHECIMENTO DE SUBSOLO		
					DATA FINAL: 27/03/2001		ESCALA: -	Nº REL.: 12/01	FOLHA: ÚNICA
N. A. DATA	MATERIAL	CAMADAS	N SPT		GRÁFICO DO N SPT 30 I = 30 cm INICIAIS 30 F = 30cm FINAIS	PROF.(m)	AVANÇO	CLASSIFICAÇÃO TÁTIL VISUAL	
			30 I	30 F					
11,40 3003		C1	2/30	2/30				T.C.	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, MUITO MOLE AMARELADA
		C2	2/45	1/20				T.C.	
		C3	2/45	1/20			3,00	T.C.	
		C4	2/45	1/25				T.C.	
		C5	2/30	2/30				T.C.	
		C6	2/30	3/30				T.C.	
		C7	5/30	6/30				T.C.	
		C8	3/30	4/30				T.C.	
		C9	3/30	4/30				T.C.	
		C10	5/30	6/30				T.C.	
		C11	6/30	6/30				T.C.	
		C12	11/30	14/00			12,00	T.C.	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, MUITO MOLE A MÉDIA, VERMELHA
		C13	10/30	14/00				T.C.	
		C14	14/30	19/00				T.C.	
		C15	16/30	21/00				C.A.	
		C16	22/30	27/00				C.A.	
		C17	35/21	40/6				C.A.	
		C18	38/30	43/00				C.A.	
		C19	45/30	74/00			18,45	C.A.	
		C20	65/29	30/14				C.A.	
		C21	-	-			20,30	C.A.	
		C22	-	-					LIMITE DE SONDAGEM
		C23	-	-					
		C24	-	-					
		C25	-	-					
		C26	-	-					
DESENHO: J.M.S.			PESO DO MARTELO: ALTURA DE QUEDA:			LOGOMARCA:			
AMOSTRADOR (SPT): REVESTIMENTO:			D EXT.: 2" D INT.: 1 3/8" D INT.: 2 1/2"						
R.N.: +- 0,00 COTA: -0,95			ENGENHEIRO RESPONSÁVEL:						

FONTE: Soares (2004)

Figura 45 - Boletim de sondagem SPT -03 (Confort Flat).

SPT-03									
LOCAL: SETOR HOTELEIRO PROJ. D - TAGUATINGA - DF					DATA INICIAL: 15/03/2001		SONDAGEM A PERCUSSÃO PARA RECONHECIMENTO DE SUBSOLO		
					DATA FINAL: 21/03/2001		ESCALA: -	Nº REL.: 1201	FOLHA: ÚNICA
N. A. DATA	MATERIAL	CAMADAS	N SPT		GRÁFICO DO N SPT 30 I = 30 cm INICIAIS 30 F = 30cm FINAIS	PROF.(m)	AVANÇO	CLASSIFICAÇÃO TÁTIL VISUAL	
			30 I	30 F					
		C1	4/30	4/30		1,00	T.C.	ATERRO ARGILOSO	
		C2	2/30	2/30			T.C.	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, MOLE E MUITO MOLE, VERMELHA	
		C3	2/30	2/30			T.C.		
		C4	2/30	2/30			T.C.		
		C5	2/30	2/30			T.C.		
		C6	2/45	1/20			T.C.		
		C7	2/30	2/30			T.C.		
		C8	4/30	5/30		8,00	T.C.		
		C9	3/30	4/30		9,00	T.C.	AREIA SILTOSA, POUCO COMPACTA, AMARELADA	
		C10	4/30	5/30		10,00	T.C.	IDEM C/ VEIOS DE ARGILA, FOFA, VARIEGADA	
		C11	9/30	10/30		11,00	T.C.	SILTE C/ VEIOS DE ARGILA, MEDIANAM. COMPACTO, VARIEGADO	
11,75		C12	7/30	10/30		12,00	T.C.	IDEM C/ AREIA, VARIEGADO	
19/03	==	C13	14/30	18/30			T.C.	SILTE MEDIANAMENTE COMPACTO A MUITO COMPACTO, VARIEGADO	
	==	C14	12/30	12/30			T.C.		
	==	C15	23/30	35/30			C.A.		
	==	C16	53/25	30/10			C.A.		
	==	C17	43/26	30/11			C.A.		
	==	C18	30/10	-		18,10	C.A.		
	==	C19	55/19	20/4			C.A.		
		C20	31/30	40/30			C.A.	IDEM, MUITO COMPACTO, VARIEGADO	
		C21	30/6	-			C.A.		
		C22	30/10	-			C.A.		
		C23	-	-		23,10	C.A.		
		C24	-	-				LIMITE DE SONDAGEM	
		C25	-	-					
		C26	-	-					
DESENHO: J.M.S.			PESO DO MARTELO: ALTURA DE QUEDA:			LOGOMARCA:			
AMOSTRADOR (SPT): REVESTIMENTO:			D EXT.: 2" D INT.: 1 3/8" D INT.: 2 1/2"						
R.N.: +/- 0,00 COTA: -0,95			ENGENHEIRO RESPONSÁVEL:						

FONTE: Soares (2004)

Figura 46 - Boletim de sondagem SPT -04 (Confort Flat).

SPT-04											
LOCAL: SETOR HOTELEIRO PROJ. D - TAGUATINGA - DF					DATA INICIAL: 27/03/2001		SONDAGEM A PERCUSSÃO PARA RECONHECIMENTO DE SUBSOLO				
					DATA FINAL: 27/03/2001		ESCALA: -	Nº REL.: 12/01	FOLHA: ÚNICA		
N. A. DATA	MATERIAL	CAMADAS	N SPT		GRÁFICO DO N SPT 30 I = 30 cm INICIAIS 30 F = 30 cm FINAIS	PROF.(m)	AVANÇO	CLASSIFICAÇÃO TÁTIL VISUAL			
			30 I	30 F							
		C1	2/30	2/30		1,00	T.C.	ATERRO ARGILOSO			
		C2	1/30	1/30			T.C.	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, MOLE E MUITO MOLE, VERMELHA			
		C3	1/25	1/20			T.C.				
		C4	1/25	1/20			T.C.				
		C5	2/30	2/30			T.C.				
		C6	2/30	2/30			T.C.				
		C7	4/30	4/30			T.C.				
		C8	4/30	4/30			T.C.				
		C9	7/30	8/30		9,00	T.C.				
		C10	6/30	7/30			T.C.	IDEM, MUITO ARENOSA, MÉDIA, VERMELHA			
		C11	8/30	11/30		11,00	T.C.				
		C12	11/00	12/30			T.C.	SILTE POUCO ARENOSO, MEDIANAMENTE COMPACTO A MUITO COMPACTO, VARIEGADO			
		C13	8/30	11/30			T.C.				
		C14	14/00	18/30			T.C.				
		C15	23/00	31/30			C.A.				
		C16	32/00	52/27			C.A.				
		C17	41/00	57/26			C.A.				
		C18	23/00	33/30			C.A.				
		C19	17/00	30/30		18,45	C.A.				
		C20	30/0	-			C.A.	SILTE POUCO ARENOSO, COMPACTO A MUITO COMPACTO, VARIEGADO			
		C21	30/2	-			C.A.				
		C22	30/6	-			C.A.				
		C23	30/6	-		23,05	C.A.				
		C24	-	-						LIMITE DE SONDAGEM	
		C25	-	-							
		C26	-	-							
DESENHO: J.M.S.			PESO DO MARTELO: ALTURA DE QUEDA:			LOGOMARCA:					
AMOSTRADOR (SPT): REVESTIMENTO:			D EXT.: 2" D INT.: 1 3/8" D INT.: 2 1/2"								
R.N.: +- 0,00 COTA: -0,95			ENGENHEIRO RESPONSÁVEL:								

FONTE: Soares (2004)

Figura 47 - Boletim de sondagem SPT -05 (Confort Flat).

SPT-05									
LOCAL: SETOR HOTELEIRO PROJ. D - TAGUATINGA - DF					DATA INICIAL: 27/03/2001		SONDAGEM A PERCUSSÃO PARA RECONHECIMENTO DE SUBSOLO		
					DATA FINAL: 27/03/2001		ESCALA: --	Nº REL.: 12/01	FOLHA: ÚNICA
N. A. DATA	MATERIAL	CAMADAS	N SPT		GRÁFICO DO N SPT 30 I = 30 cm INICIAIS 30 F = 30cm FINAIS	PROF.(m)	AVANÇO	CLASSIFICAÇÃO TÁTIL VISUAL	
			30 I	30 F					
11,35 2903		C1	2/30	2/30				T.C.	ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, MUITO MOLE A RÍJA, VERMELHA
		C2	1/25	1/20				T.C.	
		C3	1/30	1/15				T.C.	
		C4	1/25	1/20				T.C.	
		C5	1/30	1/15				T.C.	
		C6	2/30	2/30				T.C.	
		C7	3/30	4/30				T.C.	
		C8	9/30	11/30				T.C.	
		C9	8/30	11/30			9,00	T.C.	
		C10	12/30	14/30			10,00	T.C.	AREIA ARGILOSA, SILTOSA, MEDIANAM. COMP. , AVERMELHADA
		C11	14/30	18/30			11,00	T.C.	ARGILA ARENOSA, SILTOSA, RÍJA, VERMELHA
		C12	11/30	13/30			12,00	T.C.	SILTE C/ VEIOS DE AREIA, MEDIANAM. COMPACTO, VARIEGADO
		C13	18/30	22/30				C.A.	SILTE POUCO ARENOSO. MEDIANAMENTE COMPACTO A MUITO COMPACTO, VARIEGADO
		C14	18/30	23/30				C.A.	
		C15	23/30	31/30				C.A.	
		C16	36/15	-				C.A.	
		C17	47/27	30/12				C.A.	
		C18	30/6	-			18,05	C.A.	
		C19	30/2	-				C.A.	SILTE POUCO ARENOSO, MUITO COMPACTO, VARIEGADO
		C20	30/9	-				C.A.	
		C21	30/8	-					
		C22	30/12	-					
		C23	30/7	-			23,07		
		C24	-	-					LIMITE DE SONDAAGEM
		C25	-	-					
		C26	-	-					
DESENHO: J.M.S.			PESO DO MARTELO: ALTURA DE QUEDA:			LOGOMARCA:			
AMOSTRADOR (SPT): REVESTIMENTO:			D EXT.: 2" D INT.: 1 3/8" D INT.: 2 1/2"						
R.N.: ~-0,00 COTA: -0,95			ENGENHEIRO RESPONSÁVEL:						

FONTE: Soares (2004)