



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA  
CAMPUS VIII ARARUNA -PB  
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**JOSÉ ELIANDERSON GOMES DE ALMEIDA**

**ANÁLISE DO PROCESSO EXECUTIVO DE CONTENÇÃO EM ESTACAS HÉLICE  
CONTÍNUA: ESTUDO DE CASO DO VILI DESIGN RESIDENCE – JOÃO  
PESSOA/PB**

**ARARUNA – PB  
2016**

**JOSÉ ELIANDERSON GOMES DE ALMEIDA**

**ANÁLISE DO PROCESSO EXECUTIVO DE CONTENÇÃO EM ESTACAS HÉLICE  
CONTÍNUA: ESTUDO DE CASO DO VILI DESIGN RESIDENCE – JOÃO  
PESSOA/PB**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, em cumprimento à exigência para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra

**ARARUNA – PB  
2016**

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano da dissertação.

A447a Almeida, José Elianderson Gomes de  
Análise do processo executivo de contenções em estacas  
hélice contínua [manuscrito] : estudo de caso do Vili Design  
Residente - João Pessoa/PB / José Elianderson Gomes de Almeida.  
- 2016.  
65 p. : il. color.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia  
Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências  
Tecnologia e Saúde, 2016.

"Orientação: Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Departamento  
de Engenharia civil".

1. Fundações. 2. Engenharia estrutural. 3. Edifício I. Título.

21. ed. CDD 624.15

JOSÉ ELIANDERSON GOMES DE ALMEIDA

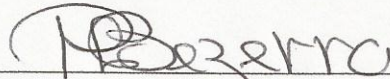
ANÁLISE DO PROCESSO EXECUTIVO DE CONTENÇÃO EM ESTACAS HÉLICE  
CONTÍNUA: ESTUDO DE CASO DO VILI DESIGN RESIDENCE – JOÃO PESSOA/PB

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao Departamento de Engenharia Civil da  
Universidade Estadual da Paraíba, em  
cumprimento à exigência para obtenção do grau  
de Bacharel em Engenharia Civil.

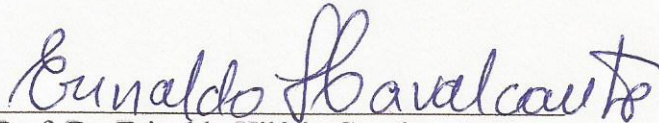
Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 24/05/2016.

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra (Orientador)  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Dr. Erinaldo Hilário Cavalcante  
Universidade Federal de Campina Grande (UFCG)



Prof. Dr. Laércio Leal dos Santos  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Ao Deus criador e regente de todo o universo, a  
minha mãe que com muito esforço me criou e  
me ensinou a importância do estudo e aos meus  
amigos que caminharam comigo, DEDICO.

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeira instância a Deus, que por meio da sua benevolência e amor me direcionou ao curso de Engenharia civil e me sustentou com grandes ensinamentos morais e acadêmicos, sua misericórdia me manteve focado no meu objetivo e sua graça me manteve saudável para cumpri-lo.

Aos meus pais, Eliandro Alencar de Almeida e Patrícia Gomes de Almeida pela criação, que mesmo diante de tantas adversidades conseguiram me ensinar um bom caminho. Em especial, agradeço a minha mãe por sua coragem e exemplo de dedicação.

Aos meus avós, Paulo Dias Gomes e Jaíra Maria Barbosa Gomes que sempre estiveram presente em minha vida, me dando bons conselhos morais e sábias orientações para me manter focado no curso.

À minha irmã, Elissandra Luzia Gomes de Almeida por estar sempre ao meu lado quando precisei e por seu respeito fraterno.

Aos professores e funcionários do Campus VIII da Universidade Estadual da Paraíba que direta ou indiretamente contribuíram para minha formação e que fizeram do Campus, ao longo dos cinco anos da graduação, um local aprazível para estudar.

Em especial, agradeço aos professores, Raimundo Leidimar Bezerra por me orientar no trabalho de conclusão de curso, Valdecir Alves dos Santos Junior, Laércio Leal dos Santos e Maria José de Sousa Cordão por sempre expressarem consideração e amizade.

Aos amigos formados durante a graduação, em especial Valdemar Guedes e Thamyres de Medeiros que fizeram desses anos bons tempos de crescimento e aperfeiçoamento.

A um irmão que ganhei, Jandeilson da Silva Oliveira, o qual caminhou comigo durante esses anos me ensinando direta e indiretamente a ser uma boa pessoa e um bom profissional.

A todos os amigos, em especial Paulo André, Rafaella Salustino, Gustavo Fernandes, Marinilson Torres, dentre outros que tanto me apoiaram com sua verdadeira amizade.

A Silas de Oliveira Queiroz, seu irmão Samuel e suas respectivas esposas, Oneide e Estelita pelos ricos conselhos e cuidado a mim conferidos ao longo de nossa amizade.

## **RESUMO**

No final do século XX, o desenvolvimento automobilístico no Brasil, associado ao aumento das construções nas grandes cidades, gerou uma busca por mais aproveitamento de espaço para estacionamentos nas edificações, conseqüentemente, resultando na maior exploração de subsolos. Ao construir-se em cotas abaixo do nível do terreno, faz-se necessário o uso de estruturas de contenção para suportar o empuxo lateral das camadas adjacentes à edificação. Atualmente, têm-se vários métodos executivos para as contenções aplicadas às edificações, muitos dos quais apresentam falhas devido à falta de rigor e racionalização da execução dos elementos associados a esse serviço. Com base nisso, o objetivo do presente estudo é analisar a execução de uma cortina de contenção por estacas hélice contínua, discutir a problemática associada à mesma e apresentar soluções sistemáticas e racionais para seu processo executivo, tendo por ênfase de estudo a obra do edifício Vili Design Residence na cidade de João Pessoa/PB, visando evitar o desperdício de materiais, sobreconsumo de concreto, perda de equipamentos, acidentes de trabalho e outros problemas encontrados neste tipo de processo executivo. Assim como, apresentar contribuição para futuras pesquisas e para o aperfeiçoamento dessas execuções. Para este trabalho, foram realizadas pesquisas na literatura técnica referente ao tema, levantamento e análise dos dados inerentes à fundação do edifício (projetos, detalhamentos e laudos geotécnicos), análise visual do processo executivo e análise dos problemas inerentes ao mesmo. A partir das informações adquiridas nessas etapas, foram apresentadas e aplicadas soluções para racionalização do processo executivo da cortina de estaca hélice contínua do edifício em estudo. Os resultados analisados apontam para uma significativa melhoria dos aspectos produtivos e econômicos referente à etapa de contenção da obra, evidenciando a importância de uma boa fiscalização da execução das contenções e da racionalização da mesma, bem como a importância do incentivo à realização de maiores pesquisas nessa temática e que possam englobar todas as etapas de execução de uma fundação.

**Palavras-Chave:** Fundações. Hélice contínua. Contenções.

## **ABSTRACT**

At the end of the twentieth century, the automotive development in Brazil led to an increase of construction in big cities. This generated a need for a more efficient use of parking space in buildings, consequently resulting in greater underground exploration. In order to build on quotas below land level, containment structures became necessary to support the loads exerted by the layers adjacent to the construction. Currently, there exist several methods for applying containments to buildings. Many of them show failures due to lack of rigor and rationalization for the implementation of the associated elements. The current study analyses the execution of a containment curtain with continuous flight auger for the Vili Design Residence in the city of João Pessoa / PB, including a discussion of the associated obstacles and systematic solutions related to the executive process. The goal of the study is to avoid waste of materials, concrete overconsumption, equipment loss, work accidents and other problems encountered for this type of executive process. The data for this article is based on technical literature, survey and data analysis inherent to foundations from buildings (Project, detailing and geotechnical reports), visual analysis of executive processes and a problem analysis for the project under consideration. From the information acquired in these stages, solutions are presented and applied to the rationalization of the executive process of continuous flight auger piles. The results point towards a significant improvement potential of production related and economical aspects regarding the containment stage. They highlight the importance of closely monitoring the performance of the containment and rationalization stages and encourage the conduction of more extensive research for the entire foundation stage.

**Key Words:** Foundations. Continuous Flight Auger. Earth Retaining.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Vista de um poço de inspeção em corte.....	17
Figura 2 – Trados manuais mais utilizados, tipo a) cavadeira, b) espiral e c) helicoidal...	18
Figura 3 – Etapas na execução de sondagem à percussão, a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem, b) ensaio de penetração dinâmica.....	19
Figura 4 – Ensaio de penetração dinâmica (SPT).....	20
Figura 5 – Amostradores para solos, a) Raymond-Terzaghi (usado no ensaio SPT), b) de parede fina ou “Shelby” ou como, c) de parede fina de pistão e d) Denison.....	21
Figura 6 – Esquema de sondagem rotativa.....	22
Figura 7 – Amostradores para rochas. a) barrilete simples, b) barrilete duplo e c) barrilete duplo giratório.....	23
Figura 8 – a) Funcionamento do ensaio de cone (CPT) e b) vista de um equipamento.....	24
Figura 9 – Relatório de ensaio (CPT).....	25
Figura 10 - Equipamento para realização do ensaio de palheta.....	26
Figura 11 - Resultados do ensaio de palheta.....	26
Figura 12 - Etapas de execução da estaca hélice contínua, (a) perfuração, (b) concretagem, (c) colocação da armação.....	32
Figura 13 - Alinhamento da hélice com o piquete.....	33
Figura 14 - Concretagem.....	33
Figura 15 - Inserção da armação.....	34
Figura 16 - Relatório de estaca hélice contínua.....	35
Figura 17 - Representação do consumo extra de concreto recomendado pelo manual prático de fundações.....	36
Figura 18 - Muro de arrimo, (a e b) muro de gravidade, (c) muro de gravidade aliviada...	37
Figura 19 - Muros de flexão e com contrafortes (figura à direita).....	38
Figura 20 - Seções de estaca prancha metálica.....	39
Figura 21 - Cortinas de estacas escavadas e moldadas <i>in loco</i> , do tipo justaposta e secante.	39
Figura 22 - Execução da parede diafragma.....	40
Figura 23 - Localização do Vili Design Residence.....	42
Figura 24 - Planta de localização dos furos de sondagem SPT.....	43
Figura 25 - Ensaio SPT realizado no Furo 01.....	44
Figura 26 - Continuação do ensaio SPT realizado no Furo 01.....	45

Figura 27 - Foto do projeto de fachada do Vili Design Residence.....	46
Figura 28 - Locação da cortina de estacas.....	47
Figura 29 - Detalhamento da estaca com 30 cm de diâmetro.....	48
Figura 30 - Medição do “ <i>Slump test</i> ” (24 cm).....	49
Figura 31 - Aglomerado de solo formado pela escavação e esborro do concreto.....	50
Figura 32 - Inserção da armação das estacas hélice contínua.....	51
Figura 33 - Terreno escavado até a cota de arrasamento das estacas.....	51
Figura 34 - Canteiro com excesso de areia escavada e materiais.....	52
Figura 35 - Estaca finalizada 5 cm acima da cota de arrasamento de projeto.....	52
Figura 36 - Mangote estourado devido a entupimento.....	53
Figura 37 - Limpeza do terreno.....	54
Figura 38 - Planilha de “ <i>check list</i> ” utilizada nas contenções do VDR.....	55

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação dos solos através do ensaio (SPT).....	21
Tabela 2 – Índice de qualidade da rocha.....	23
Tabela 3 – Vantagens e desvantagens das estacas pré-moldadas .....	28
Tabela 4 – Planilha de acompanhamento para execução de contenção em estaca.....	56
Tabela 5 – Consumo de concreto das estacas (por data).....	57
Tabela 6 – Consumo de concreto estacas analisadas.....	59
Tabela 7 – Análise de sobreconsumo das estacas.....	59

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 – Relatório de rompimento das estacas da contenção do VDR.....	49
---	----

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Classificação dos solos através do ensaio (SPT).....	58
--	----

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABEF	Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia
CP	Sobreconsumo Parcial
CPT	Cone Penetration Test
CT	Sobreconsumo Total
DMT	Dilatometer Marchetti Test
DER	Departamento de Estradas de Rodagens
IN	Instrução Normativa
N.A.	Nível da água
NBR	Norma Brasileira
PMT	Pressuremeter Menard Test
RQD	Rock Quality Designation
s.d.	Sem data
SPT	Standard Penetration Test

## LISTA DE SÍMBOLOS

$F_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$F_s$	Relação de atrito
kg	Quilograma
kN	Quilonewton
MPa	Mega Pascal
$m^2$	Metro quadrado
$m^3$	Metro cúbico
$q_c$	Resistência de ponta
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não-drenada
$\varnothing$	Diâmetro

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	14
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS</b> .....	15
2.1	OBJETIVO GERAL .....	15
2.2	OBJETIVO ESPECÍFICO .....	15
<b>3</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	16
<b>3.1</b>	GENERALIDADES.....	16
<b>3.2</b>	INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS PARA PROJETOS DE FUNDAÇÕES.....	16
<b>3.2.1</b>	<b>Métodos diretos</b> .....	17
<b>3.3</b>	FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	27
<b>3.3.1</b>	<b>Fundações profundas em estaca</b> .....	27
3.3.1.1	Estacas pré-moldadas .....	28
3.3.1.2	Estacas escavadas ou moldadas <i>in loco</i> .....	29
<b>3.4</b>	ESTACA HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA .....	31
<b>3.5</b>	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO .....	36
<b>4</b>	<b>MÉTODO DE TRABALHO</b> .....	41
<b>5</b>	<b>APRESENTAÇÃO DO ESTUDO DE CASO</b> .....	42
5.1	LOCALIZAÇÃO .....	42
5.2	CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS .....	42
5.3	DEFINIÇÕES DO PROJETO.....	46
5.4	CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO .....	48
5.5	RACIONALIZAÇÃO DO PROCESSO EXECUTIVO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA .....	50
<b>5.5.1</b>	<b>Desperdício de concreto</b> .....	50
<b>5.5.2</b>	<b>Problemas com equipamentos e máquinas</b> .....	53
<b>5.5.3</b>	<b>Planilhas de “check list” e acompanhamento do serviço</b> .....	54
<b>6</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	57
6.1	CONSUMO DE CONCRETO .....	57
6.2	MÁQUINAS E EQUIPAMENTOS .....	60
6.3	PLANILHAS DE FISCALIZAÇÃO E ACOMPANHAMENTO DO SERVIÇO .....	60
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS</b> .....	61
7.1	CONCLUSÕES .....	61
<b>7.1.1</b>	<b>Conclusão parcial</b> .....	61
<b>7.1.2</b>	<b>Conclusão final</b> .....	61
7.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	62
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	63



## 1 INTRODUÇÃO

Quando o estado do solo é modificado em função de uma obra civil, é de suma importância avaliar os problemas que tal ação pode acarretar, tanto para quem executa a obra, quanto para futuros usuários. Na maioria dos casos, e principalmente para escavações, deve-se criar estruturas de apoio, provisórias ou definitivas, que sejam capazes de suprimir os efeitos associados a essas modificações. É nesse contexto que se encaixam as estruturas de contenção, que são elementos estruturais destinados a contrapor-se aos empuxos e tensões geradas pelo maciço (ANTUNES, 2007). Esses elementos são aplicados em diversos tipos de obras, tais como estradas, pontes, edifícios, barragens, etc. Na pesquisa que se segue, será explorada a temática de contenções aplicadas aos edifícios residenciais que, atualmente, somam grande parcela das obras executadas no Brasil.

Devido à crescente prática de se construir edifícios residenciais com um ou mais subsolos em cotas abaixo do nível do terreno, tem-se adotado o uso de estruturas de contenção definitivas para limitar a ação do empuxo lateral de solo e das águas do lençol freático, conseqüentemente, contribuindo para a estabilidade de construções vizinhas, caso existam. O gradativo aumento do uso desses elementos torna evidente a necessidade da busca pelo aperfeiçoamento do método, principalmente porque são inúmeros os casos de acidentes ou problemas estruturais causados pelo erro nesses tipos de estruturas.

Atualmente, possui-se bom embasamento teórico para execução das contenções, e bem fundamentados nas bases da Mecânica dos Solos. Porém, para uma boa engenharia, é necessário não apenas base teórica, mas também uma correta e rígida execução dos processos. Um dos principais problemas de alguns tipos de execução de contenções na atualidade, assim como nas fundações dos edifícios, consiste na falta de zelo e rigor no cumprimento dos métodos e na falta de capacitação para o serviço, o que gera, dentre vários problemas, desperdício de material, perda de equipamentos e máquinas, acidentes de trabalho, etc. O pessoal sem capacidade técnica adequada que assume frente de serviço é, dentre outros, um problema encontrado na execução das estruturas de fundações atuais. Isso resulta em incoerência na execução e falta de confiabilidade no sistema (STADLER et al., 2013).

Dentro do ramo da engenharia de fundações, este trabalho visa contribuir para melhoria da execução de contenções em estacas do tipo hélice contínua, apresentando medidas de racionalização para seu processo executivo. O estudo se processa através de consultas à literatura existente na área e através da análise comparativa de dois tipos de amostras de estacas produzidas na execução da cortina de contenção do edifício Vili Design Residence na cidade

de João Pessoa/PB. Uma das amostras utilizará a execução padrão da empresa especializada, e outra será realizada utilizando-se de maior rigor técnico e racional no processo executivo.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

O objetivo deste trabalho é mostrar a importância da racionalização do processo executivo de contenções em estaca hélice contínua monitorada, assim como apresentar soluções viáveis e aplicáveis aos problemas encontrados em estruturas desse tipo. No estudo que se segue, serão analisadas as contenções em cortina de estacas hélice contínua monitorada de um edifício de treze pavimentos e apresentado os resultados inerentes à racionalização do processo executivo do mesmo.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Analisar e discutir os problemas relacionados ao processo executivo da cortina de estacas hélice contínua e apresentar soluções viáveis para aperfeiçoamento do método;
- Diminuir o desperdício de concreto inerente a esse tipo de estrutura, juntamente com o desperdício provocado pela má administração do método;
- Suprimir problemas com desperdícios, danos a materiais, equipamentos e máquinas, oriundos de execuções sem esmero.

### 3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

#### 3.1 GENERALIDADES

As considerações feitas para um projeto de contenção devem, além do pleno conhecimento do tipo de fundação a ser executado, seguir caráter rigoroso de investigação e caracterização do solo, visando a conformidade com a capacidade de carga, tensão admissível e eficiência estrutural. Velloso e Lopes (1998, apud JACINAVINICIOS, 2011) salientam que uma criteriosa análise deve ser desenvolvida por projetista especializado, onde várias considerações serão devidamente abordadas. Para escolha da contenção e da fundação, deve-se conhecer os esforços atuantes sobre a edificação, as características do solo e dos elementos estruturais que formam as fundações. Assim, analisa-se a possibilidade de utilizar os vários tipos de fundações (e contenções), em ordem crescente de complexidade e custos (WOLLE, 1993 apud MELHADO et al., 2002, grifo do autor).

O projeto feito com base no bom conhecimento do solo e executado sistematicamente em conformidade com o planejamento gera diversos benefícios para as obras. Fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício; porém, se forem mal concebidas e mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada para o caso (BRITO, 1987 apud MELHADO et al., 2002).

#### 3.2 INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS PARA PROJETOS DE FUNDAÇÕES

A análise das características do solo é um estudo indispensável. Antes de qualquer projeto de fundação, deve-se fazer uma investigação no terreno que possibilite a obtenção de características de composição, resistência, disposição dos elementos, nível do lençol freático (N.A.), dentre outros. O primeiro passo em qualquer exploração do subsolo deve ser sempre uma investigação sobre as características geológicas gerais do local (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996). Na maioria dos casos, os métodos utilizados para investigação do solo são: sondagem de simples reconhecimento com SPT, ensaio de palheta, poços exploratórios, penetração contínua, etc. Porém, em alguns casos esses ensaios são insuficientes; nestes, utilizam-se os métodos indiretos de investigação. Esses métodos são normalmente usados em obras extensas ou como complemento aos métodos convencionais (VELLOSO; LOPES, 2010).

Em geral, existem três tipos de investigação: preliminar, complementar e investigação para fase de projeto. A primeira visa apenas conhecer as características principais do solo. Esse tipo de investigação geralmente é feito através de sondagem à percussão, mas pode, em alguns

casos, necessitar de uma sondagem mista. O segundo tipo de investigação visa um detalhamento mais específico das características do solo e do comportamento do mesmo na interação com a fundação. Nesta fase são utilizados, além do ensaio de penetração dinâmica (SPT), o ensaio de cone (CPT), o de placa e em alguns casos o ensaio de palheta (vane test). E a terceira (investigação para a fase de projeto) é muito importante para verificar as condições de projeto nos setores críticos da obra. Avaliar se o comportamento do solo está conforme planejado.

Velloso e Lopes (2010) explicam que para a definição de um programa de investigação o projetista deve ter em mãos: a planta do terreno; os dados sobre a estrutura a ser construída e sobre as estruturas vizinhas; informações geológico-geotécnicas sobre a área; as normas e os códigos de obras locais.

Os métodos utilizados para investigação do subsolo são divididos em dois tipos: métodos diretos e indiretos. Para efeitos da pesquisa, só serão descritos os métodos diretos.

### 3.2.1 Métodos diretos

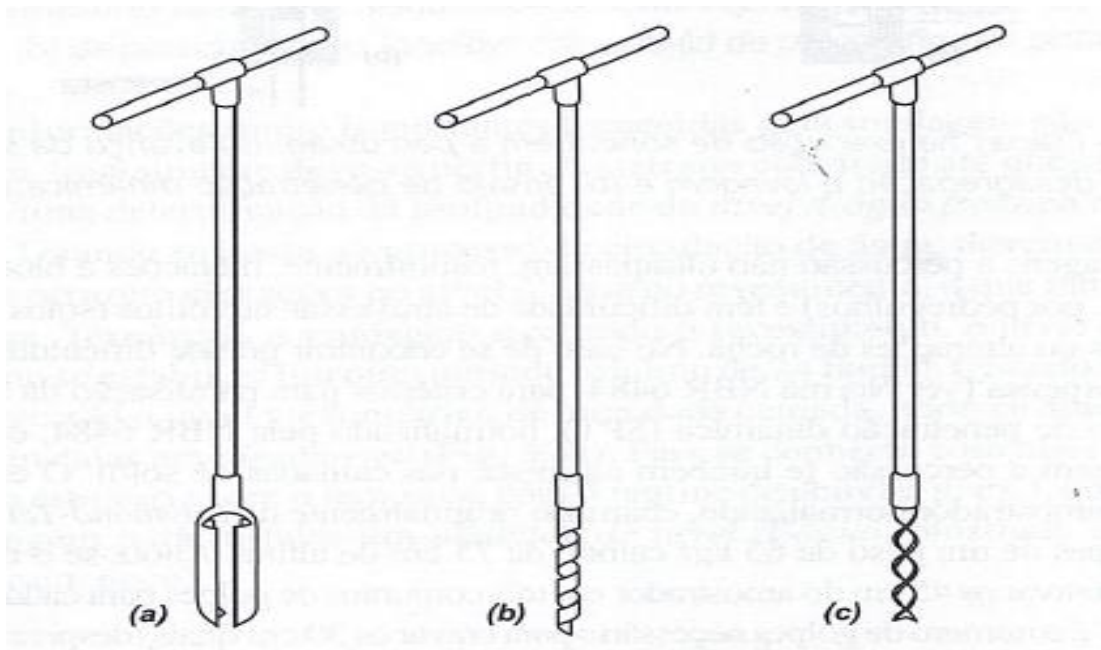
Como o próprio nome indica, esses métodos são formas diretas de investigar o solo, através de perfuração e retirada de amostras. Os principais métodos diretos são: poços (trincheiras); sondagens à trado; sondagens à percussão com medida de SPT; sondagens rotativas, sondagens mistas; ensaio de cone (CPT) e ensaio pressiométrico (PMT). Do ponto de vista de fundações, somente em casos excepcionais são utilizados ensaio de palheta (vane test) e de dilatômetro (DMT), uma vez que estes ensaios são indicados para argila mole (VELLOSO; LOPES, 2010).

- **Poços (trincheiras)** - Escavações verticais com dimensões mínimas suficientes para permitir o acesso de um observador, visando a inspeção das paredes do fundo e retirada de amostras representativas deformadas ou indeformadas (NBR 9604/1986), ver Figura 1).



**Figura 1 – Vista de um poço de inspeção em corte**  
Fonte: UNIZAMBEZE, 2014

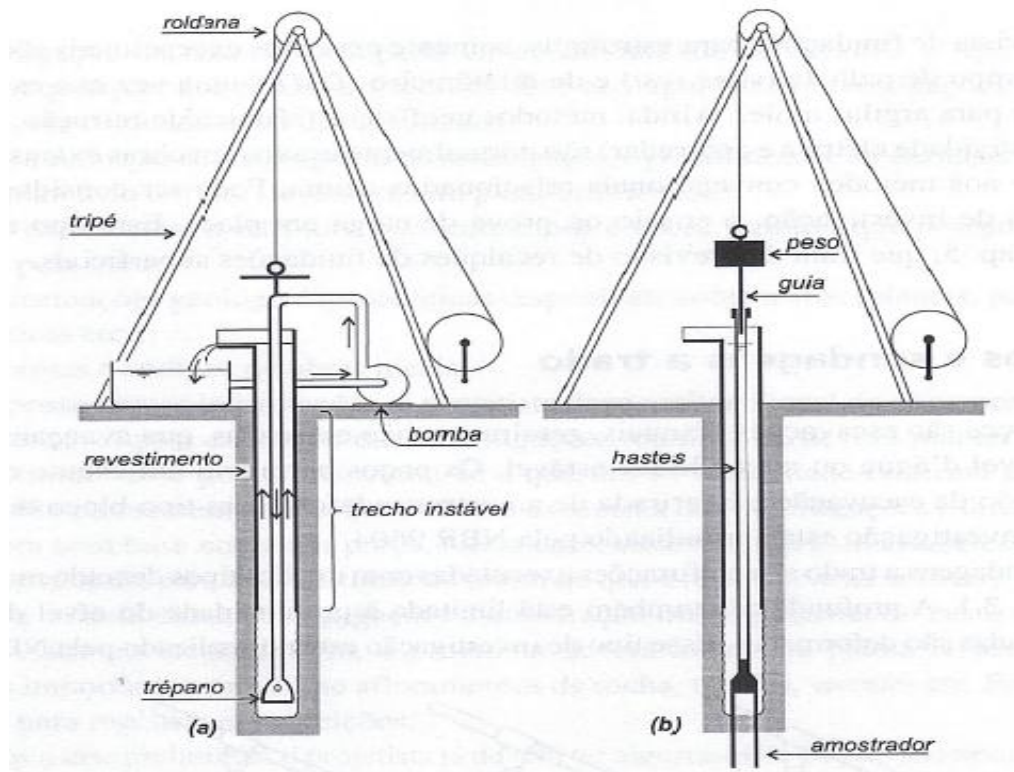
- **Sondagens à trado** - Sondagem executada com trado manual para retirada de amostras deformadas e com profundidade limitada ao nível da água (N.A.) O professor Pádua (s.d) em conformidade com a NBR 9604/1986 define esse tipo de sondagem como sendo um método de investigação geológico-geotécnica que utiliza como instrumento o trado; um tipo de amostrador de solo constituído por lâminas cortantes, que podem ser espiraladas (trado helicoidal ou espiralado) ou convexas (trado concha). Tem por finalidade a coleta de amostra deformada, determinação do nível d'água e identificação dos horizontes do terreno. Para execução desse tipo de sondagem, ver IN-04/94 (Instrução Normativa para execução de sondagem a trado). Os trados utilizados para esse tipo de sondagem são ilustrados na Figura 2.



**Figura 2 – Trados manuais mais utilizados, tipo a) cavadeira, b) espiral e c) helicoidal**

Fonte: Velloso e Lopes, 2010

- **Sondagens SPT** - “As sondagens à percussão são perfurações capazes de ultrapassar o N.A. e atravessar solos relativamente compactos e duros” (VELLOSO; LOPES, 2010). Nesse tipo de sondagem, o solo é constantemente desagregado por um trépano e removido com a circulação da água e, se ao longo da perfuração o solo se apresentar instável (que geralmente ocorre quando se alcança o nível d'água), utiliza-se o revestimento para continuar a perfuração. O SPT (Standard Penetration Test) é a sondagem à percussão mais usada em todo mundo, conhecido como ensaio de penetração dinâmica. Os equipamentos utilizados nesse método estão expostos na Figura 3.



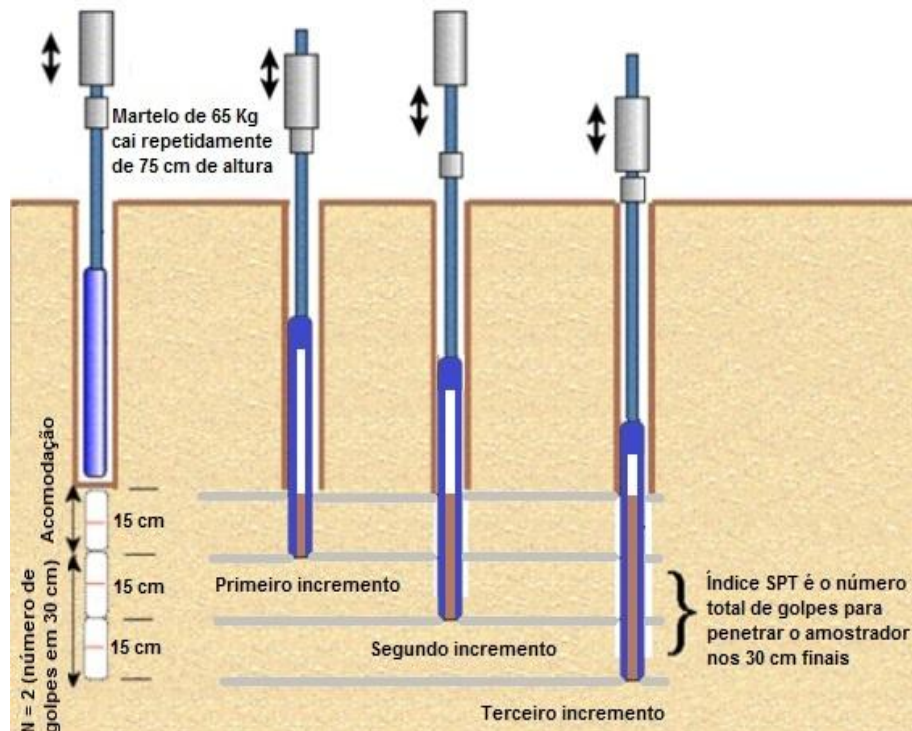
**Figura 3 – Etapas na execução de sondagem à percussão, a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem, b) ensaio de penetração dinâmica**

Fonte: Velloso e Lopes, 2010

O procedimento para o SPT é normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) através da NBR 6484/2001. O número de pontos a ser estudado no terreno é determinado conforme a NBR 8036/1983. Procuram-se, salvo em casos específicos, distâncias entre pontos variando de 15 a 30 metros.

A NBR 6484/2001 prescreve duas principais etapas: execução da perfuração e amostragem. A perfuração se inicia com o trado-concha até a profundidade de 1 m. Nas etapas que se seguem (já intercaladas com o ensaio) é utilizado um trado helicoidal até atingir o nível do lençol freático. Quando o avanço da perfuração com emprego do trado helicoidal for inferior a 50 mm após 10 min de operação, ou no caso de solo não aderente ao trado, passa-se ao método de perfuração por circulação de água, também chamado de lavagem. A sondagem termina ao atingir a profundidade desejada ou quando não se possa mais prosseguir a perfuração. A NBR 8036/1983 prescreve no item 4.1.2.2 que "As sondagens devem ser levadas até a profundidade onde o solo não seja mais significativamente solicitado pelas cargas estruturais, fixando-se como critério, aquela profundidade onde o acréscimo de tensão no solo, devido às cargas estruturais aplicadas, for menor do que 10% da tensão geostática efetiva".

O ensaio consiste em cravar o amostrador padrão por golpes do martelo (65 kg) caindo de uma altura de 75 cm. O mesmo é cravado 45 cm no solo, sendo anotado o número de golpes para cravar cada 15 cm. O índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) é o número de golpes para cravar os últimos 30 cm, ilustrado na Figura 4. Em solo muito mole a resistência pode ser tão baixa que não resista a um golpe. Neste caso, encosta-se o martelo na composição das hastes e anota-se até que profundidade a haste e o martelo penetram somente com o peso estático do conjunto. As amostras são coletadas a cada metro e caracterizadas (GONSALVES, 2014). A perfuração por lavagem deve ter duração mínima de 30 min, devendo-se anotar os avanços do trépano obtidos em cada período de 10 min, conforme os critérios de parada do Item 6.4.3.2 da NBR 6484/2001.



**Figura 4 – Ensaio de penetração dinâmica (SPT)**

Fonte: <http://m2sondagem.com.br/sondagem-a-percussão>

Velloso e Lopes (2010) apontam que o amostrador padrão para esse tipo de ensaio é o *Raymond-Terzaghi* (Fig. 5a), e que em casos de argila pode-se usar o amostrador de parede fina ou *Shelby* (Fig. 5b, c), assim como, em casos de solos muito resistentes (ex.: saprólitos), pode-se utilizar o amostrador *Denison* (Fig. 5d).

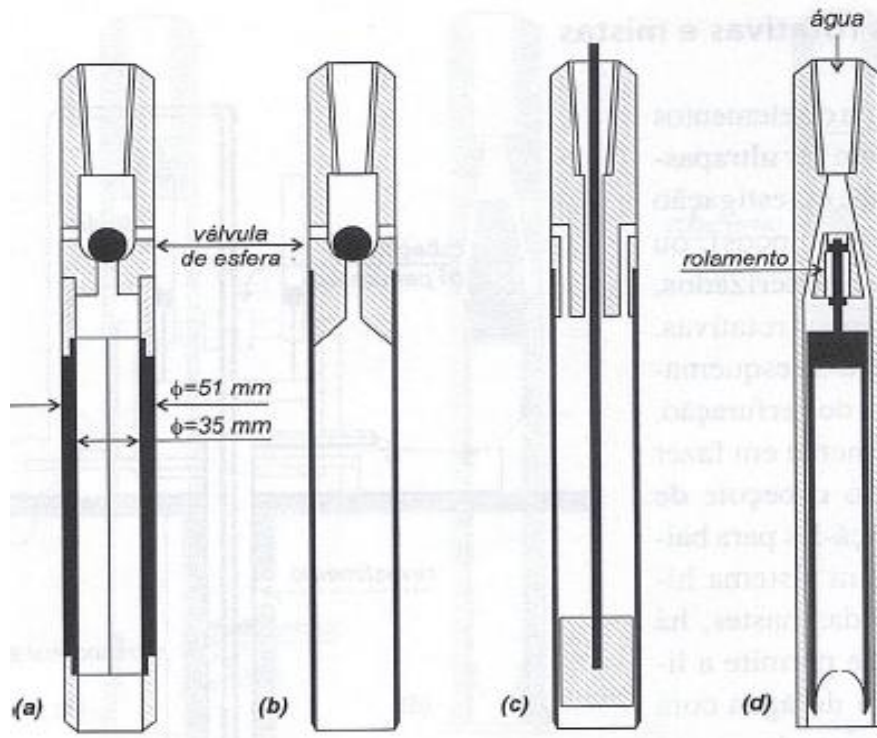


Figura 5 – Amostradores para solos, a) Raymond-Terzaghi (usado no ensaio SPT), b) de parede fina ou “Shelby” ou como, c) de parede fina de pistão e d) Denison

Fonte: Velloso e Lopes, 2010 p. 37

A análise das características de cada amostra coletada permite a classificação do solo, conforme a Tabela 1:

Tabela 1 – Classificação dos solos através do ensaio (SPT)

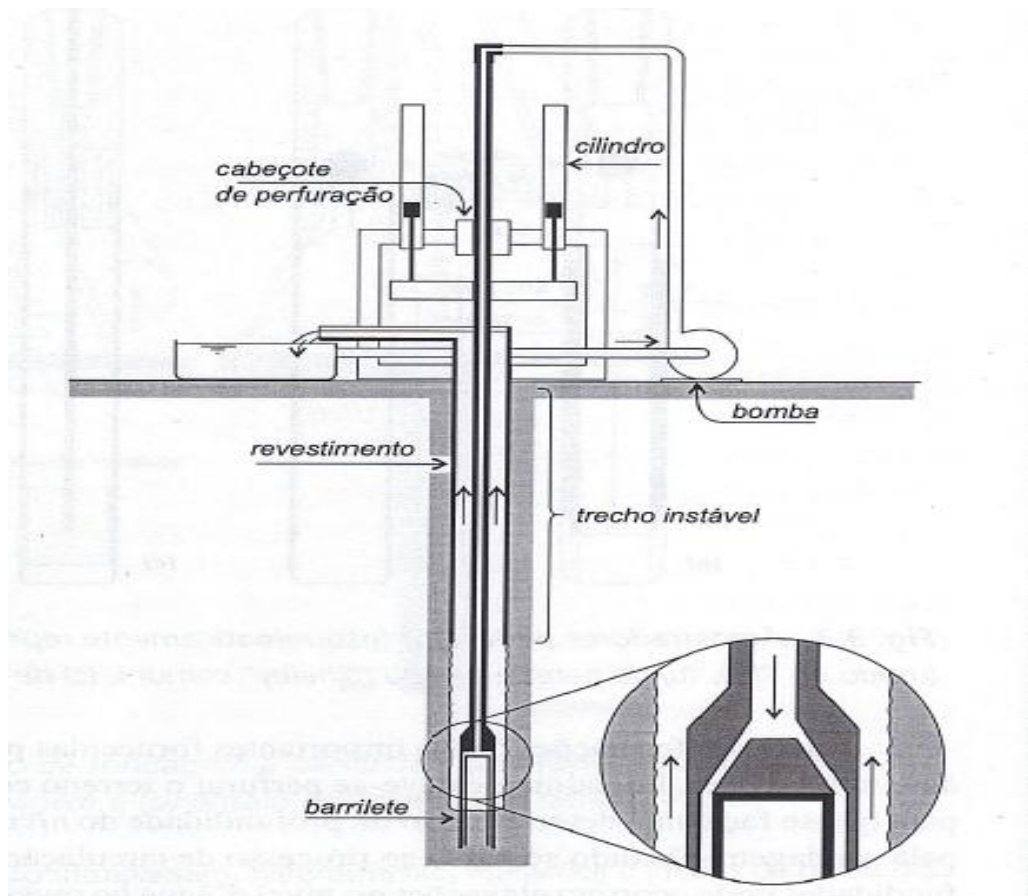
Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação
Areia e siltes arenosos	$\leq 4$	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Mediamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	$> 40$	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	$\leq 2$	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	$> 19$	Dura (o)

Fonte: NBR 6484 (2001), Item 7.2



“No âmbito da engenharia geotécnica, principalmente na engenharia de fundações, o amplo emprego deste ensaio deve-se à sua simplicidade, robustez e facilidade de aplicação dos seus resultados” (LUKIANCHUKI, 2012).

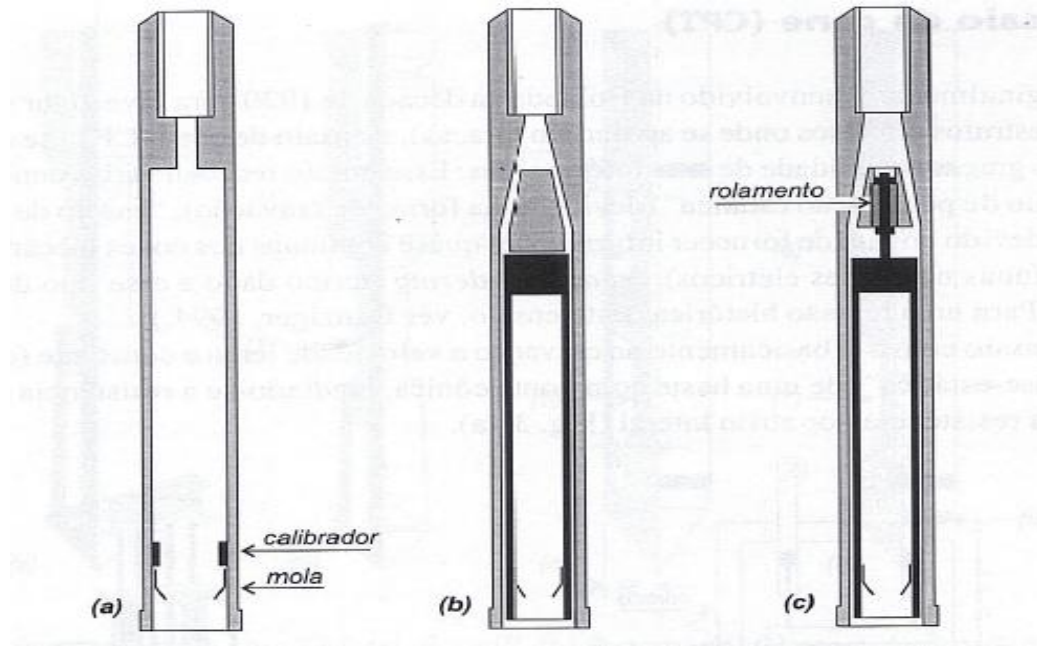
- **Sondagens rotativas** - É um método de investigação que se utiliza de aparelho adequado para perfuração e coleta de materiais rochosos e solos consolidados. As amostras coletadas pelo equipamento (geralmente chamado de *barrilete*) são chamadas de testemunhos. Essa característica dá à sondagem rotativa bons resultados em relação à caracterização do material. Velloso e Lopes (2010) explicam que o esquema consiste basicamente em fazer girar as hastes pelo cabeçote de perfuração e em forçá-las para baixo, conforme a Figura 6.



**Figura 6 – Esquema de sondagem rotativa**

Fonte: Velloso e Lopes, 2010, p. 38

Na sondagem rotativa, a qualidade da amostra coletada depende muito do amostrador utilizado para o procedimento (VELLOSO; LOPES, 2010). Mostra-se na Figura 7 os principais tipos de amostradores utilizados nas sondagens rotativas.



**Figura 7 – Amostradores para rochas. a) barrilete simples, b) barrilete duplo e c) barrilete duplo giratório**

Fonte: Velloso e Lopes, 2010, p. 38

A qualidade da rocha apresentada pelo ensaio é medida através do índice de qualidade da rocha (*RQD - Rock Quality Designation*) conforme a Tabela 2:

**Tabela 2 – Índice de qualidade da rocha**

<b>RQD</b>	<b>Qualidade do maciço rochoso</b>
0 - 25%	Muito fraco
25 - 50%	Fraco
50 - 75%	Regular
75 - 90%	Bom
90 - 100%	Excelente

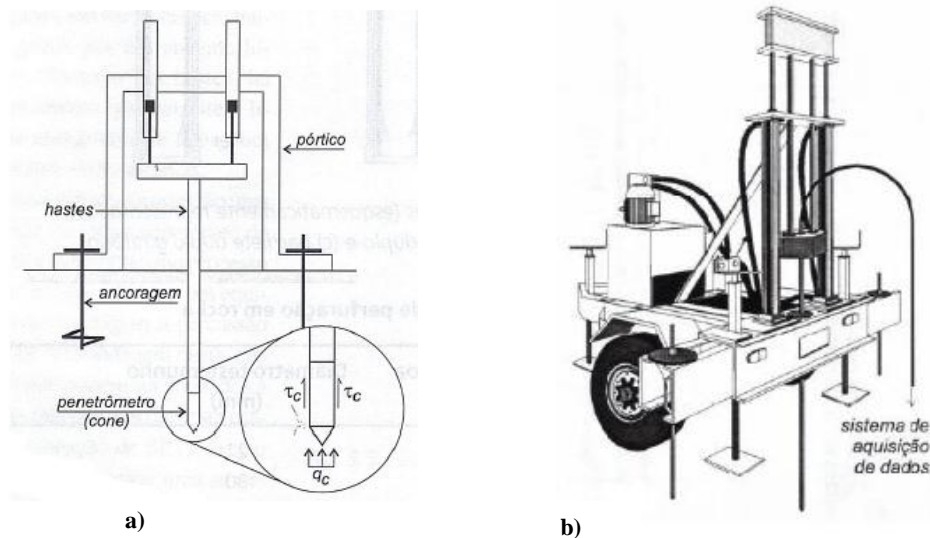
Fonte: Jacinavinicius, 2011, p. 39

- **Sondagens mistas** - É uma junção da sondagem rotativa com a sondagem à percussão. “A sondagem mista reúne as finalidades de cada sondagem e deve ser executada, sob aprovação da fiscalização, quando as condições de solo ocorrente, lençol freático, custo operacional e informações desejadas indicarem reais vantagens para tal prática” (DER/SP DE 00/SP-001, 2006). Existem dois tipos de sondagem mista: *pá e picareta; trado e trado; percussão e rotação.*

- **Ensaio de cone (CPT)** - Apesar de não ser tão executado quanto o ensaio SPT, o ensaio de cone possui grandes qualidades no quesito de caracterização do solo. Seus objetivos são: classificar o solo em termos de estratigrafia, analisar o comportamento do solo/estacas e avaliar a capacidade de carga do solo. Dentre as principais vantagens do ensaio, de acordo com Quaresma et al. (1998), destacam-se a rapidez de execução, a confiabilidade e o fato de que se obtém grande quantidade de informação sobre o solo ao longo da profundidade. Outras vantagens do CPT são: a pouca interferência dos operadores, rapidez na execução, baixo custo e confiabilidade dos resultados (Figura 8).

Schnaid (2010, apud JACINAVINICIOS, 2011, p. 26) explica que o ensaio de cone:

Consiste na cravação de um cone com um ângulo de vértice de  $60^\circ$  e uma base de  $10 \text{ cm}^2$  alternadamente a um conjunto composto pelo cone e hastes internas a tubos de revestimento a uma velocidade de  $20 \text{ mm/h}$ . O conjunto é cravado através de uma estrutura de reação, que pode ser um caminhão, reboque ou utilitário, onde é montado um sistema que aplica as cargas, com capacidade de aplicação entre  $100$  e  $200 \text{ kN}$ .



**Figura 8 – a) Funcionamento do ensaio de cone (CPT) e b) vista de um equipamento**

Fonte: Jacinavinicios, 2011

O registro das cargas necessárias à cravação é feito de forma separada. Através dos sensores é possível obter a resistência de ponta ( $q_c$ ), o atrito lateral ( $f_s$ ) e, de ambos se obtém a relação de atrito (QUARESMA et al., 1998). No relatório do ensaio é possível verificar cada um desses parâmetros. A Figura 9 ilustra um relatório de CPT.

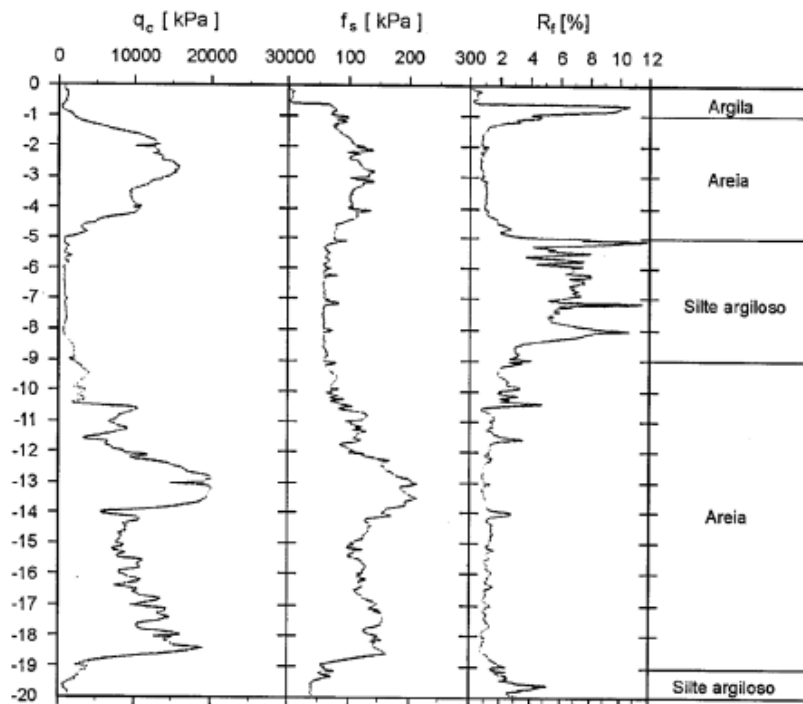
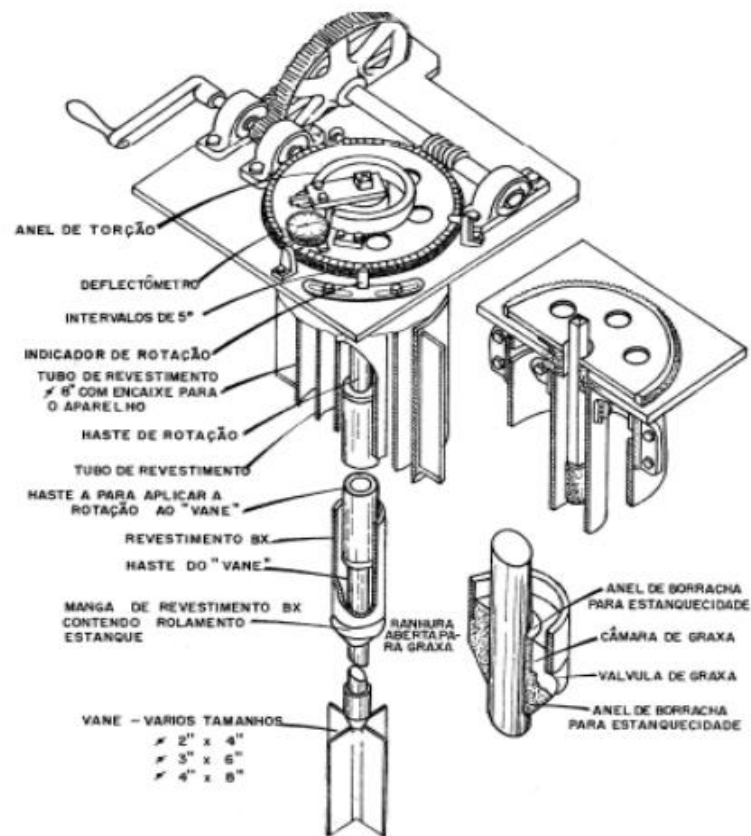


Figura 9 - Relatório de ensaio (CPT)

Fonte: Schnaid (2000)

- Ensaio de palheta (Vane test)** - Esse ensaio é utilizado em solos compostos por argilas moles (de baixa resistência) com a finalidade de determinar a sua resistência ao cisalhamento não-drenada ( $S_u$ ). Para viabilização do método e obtenção de bons resultados é necessário conhecer as características do solo previamente (QUARESMA et al., 1998, apud JACINAVINICIOS, 2011). O ensaio consiste na rotação de uma palheta em forma de cruz em velocidade constante e padrão, a uma profundidade predefinida. A palheta possui medidas padrão de 130 mm de altura e 65 mm de diâmetro, e é através dela que o solo é cisalhado por meio da aplicação de um torque a uma rotação de  $6^\circ/\text{min}$  (equipamento representado na Figura 10). Após introduzir-se a palheta no terreno, recomenda-se um período de até 5 minutos para iniciar a rotação. A resistência amolgada ( $S_u$ ) é obtida através de dez revoluções completas na palheta, realizadas após a aplicação do torque máximo (SCHNAID, 2012, p. 123).

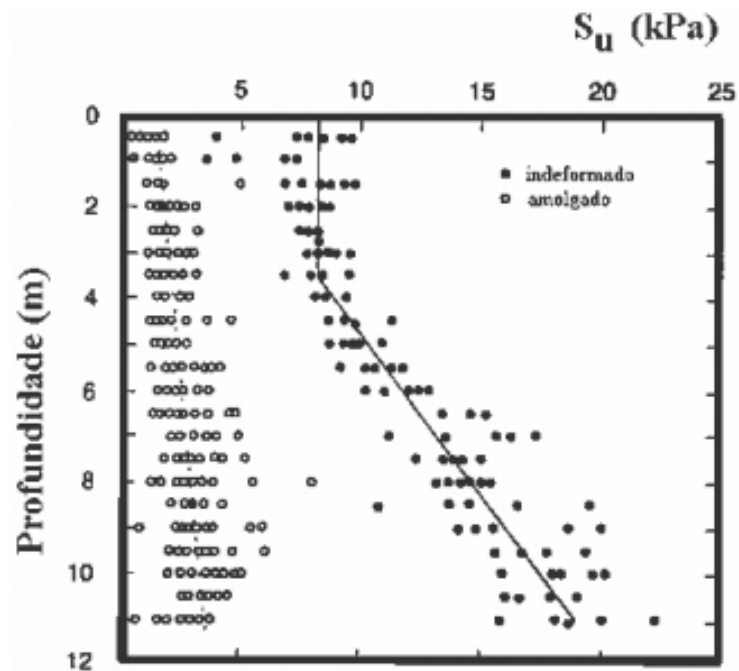
O ensaio de palheta pode ser realizado de duas maneiras diferentes: ensaios tipo A (sem perfuração prévia) e ensaios tipo B (com perfuração prévia). Os ensaios do tipo A apresentam resultados de melhor qualidade e são utilizados em solos de baixa consistência, com cravação estática a partir do nível do terreno. Nos ensaios com perfuração prévia são realizadas escavações prévias, geralmente revestidas. O ensaio Tipo B é mais susceptível a erros devido ao atrito mecânico e a movimentação da palheta.



**Figura 10 Equipamento para realização do ensaio de palheta**

Fonte: <http://www.lmsp.ufc.br/arquivos/graduacao/fundacao/apostila/02.pdf>. Acesso em: 28/04/2016

Os resultados obtidos no ensaio de palheta são apresentados em um perfil, conforme a Figura 11.



**Figura 11- Resultados do ensaio de palheta**

Fonte: <http://www.lmsp.ufc.br/arquivos/graduacao/fundacao/apostila/02.pdf>

### 3.3. FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Bowles (1997) define fundação como sendo a parte de um sistema de engenharia que transfere as cargas das construções e seu próprio peso para o solo ou rocha. As fundações se dividem em dois tipos: superficiais e profundas. Para esta pesquisa, só serão abordadas as fundações profundas.

A NBR 6122/2010 define fundações profundas como sendo:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno, ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões. (2010, p. 3)

Esses elementos são capazes de suportar cargas bem mais altas e atingir profundidades mais elevadas que outros tipos de fundações. São utilizadas para obras mais densas ou onde as características do solo não permitem a utilização de outros elementos. Os principais tipos de fundações profundas são: estacas, tubulões e caixões. Hachich et al. (2000, p. 213) em conformidade com a NBR 6122/2010 apresentam as seguintes definições para os tipos de fundações profundas:

- **Estaca** - elemento de fundação profunda executado com auxílio de ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação à percussão, prensagem, vibração ou por escavação, ou, ainda, de forma mista, envolvendo mais de um destes processos;
- **Tubulão** - elemento de fundação profunda de forma cilíndrica, em que, pelo menos na sua fase final de execução, há a descida de operário (o tubulão não difere da estaca por suas dimensões, mas pelo processo executivo, que envolve a descida de operário);
- **Caixão** - elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna.

#### 3.3.1. Fundações profundas em estacas

Dentre os elementos de fundações profundas apresentados no Item 3.1, o mais utilizado no Brasil é a estaca. Existem atualmente diversos tipos de estacas na área de fundações profundas. Em termos gerais, as estacas são basicamente diferenciadas por seu tipo de material

e seu processo executivo (UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEÁRA, 2006). Para um bom projeto, deve-se ater a função, vantagens e desvantagens de cada uma delas, buscando explorar ao máximo sua eficiência. E para um bom desempenho estrutural, deve-se conhecer a capacidade de carga da estaca, que é obtida através resistência estrutural do material da estaca e a resistência do solo que lhe dá suporte (ALONSO, 2003).

Segundo Fabrício e Rossignolo (2010, p. 3) estacas são:

Elementos bem mais esbeltos que os tubulões, caracterizados pelo grande comprimento e pequena seção transversal. São implantados no terreno por equipamento situado à superfície. São em geral utilizados em grupo, solidarizadas por um bloco rígido de concreto armado (bloco de coroamento).

Quanto ao processo executivo, as estacas podem ser classificadas como: *estacas pré-moldadas ou estacas moldadas in loco*. A serão descritos esses tipos de estacas, com ênfase nas estacas moldadas *in loco*, para fins didáticos da pesquisa.

### 3.3.1.1 Estacas pré-moldadas

As estacas pré-moldadas são aquelas fabricadas antes do processo executivo da fundação *in loco*. Elas podem ser de concreto, madeira ou metálicas e, na hora da execução, para assentar o elemento no solo utiliza-se cravação, prensagem, vibração ou rotação. Por serem estacas cravadas, não há retirada de solo, sendo o mesmo deslocado lateralmente causando um forte atrito lateral, o que configura uma vantagem da estaca pré-moldada. Em contrapartida, a cravação provoca descontinuidade entre o solo e à estaca, sendo necessário a utilização de algum material no momento da execução, para amenizar essa desvantagem. Geralmente utilizam-se areia e cimento ou solo-cimento. A medida que a cravação procede é colocado o material na borda da estaca, aumentando assim o contato entre a estaca e o solo. A Tabela 3 apresenta algumas das vantagens e desvantagens desse tipo de estaca.

**Tabela 3 – Vantagens e desvantagens das estacas pré-moldadas**

VANTAGENS	DESVANTAGENS
Facilidade de execução em terrenos que apresentam elevado nível de lençol freático	Limitações no transporte devido ao peso das peças
Melhor desempenho em solos moles, com baixa resistência	Comprimento limitado (sendo necessários emendas para alcançar maiores profundidades – peças de concreto)
Obra limpa ao final da execução	Vibrações excessivas nos terrenos próximo a construção
Controle de qualidade do elemento estrutural	Risco de quebra ou flambagem ao erguer as peças de concreto
Alta resistência de ponta	Sobras do elemento por problemas de cravação

Fonte de pesquisa: Curso de fundações (Dickran Berberian)

- **Estacas de Madeira** – Em termos gerais, são troncos de árvores trabalhados e cravados no solo com equipamento apropriado (bate-estaca de pequenas dimensões e martelos leves). Esse tipo de estaca possui grande restrição ao nível do lençol freático. A variação do mesmo pode apodrecer as estacas fazendo com que elas se rompam e levem a estrutura a um colapso. Para sua eficiência, elas precisam passar toda a sua vida útil totalmente submersa ou seca, sem variações do N.A.
- **Estacas de metal** – A NBR 6122/2010 define como sendo o tipo de estaca “constituída de elemento estrutural produzido industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos”. Em muitos casos se usam trilhos ferroviários em desuso. As vantagens desse tipo de estaca são: grande capacidade de carga, podem ser reaproveitadas, trabalham bem à flexão, podem ser aplicadas em quase todo tipo de solo, etc. O alto custo dessas peças é uma desvantagem principal na hora da escolha do tipo de estaca para um projeto.
- **Estacas de concreto** – Essas estacas são muito boas no quesito controle de qualidade, tanto do concreto, quanto da execução. Podem ser protendidas ou de concreto armado, suas execuções podem ser prensadas ou cravadas. E ainda podem ser circulares (maciças ou vazadas), quadradas, hexagonais, octogonais, etc. Essas peças possuem limitação de tamanho devido ao transporte e ao içamento das peças *in loco*. Em termos de projeto estrutural das estacas, é necessário se considerar a flambagem das peças na hora do içamento.

#### 3.3.1.2 Estacas escavadas ou moldadas *in loco*

As estacas moldadas *in loco* são aquelas onde há a remoção do solo na hora da perfuração, seguida do preenchimento da perfuração com material adequado (argamassa, concreto, etc.). A profundidade de execução desses tipos de estacas, associada à falta de visualização do processo executivo, exige um controle rigoroso do serviço. Devido à sua concretagem simultânea à escavação, qualquer erro de execução pode gerar falhas nas estacas, diminuindo a eficiência da mesma.

O projetista desses tipos de elementos dispõe de grande variedade de escolha, o mercado atual possui diversos tipos de estacas e com crescente evolução dos métodos executivos para tais. São diferenciadas basicamente pelo método executivo e pelos materiais constituintes. Os



principais tipos de estacas moldadas *in loco* são: estacas broca manual, estacas escavadas mecanicamente, estacas tipo hélice contínua, estacas escavadas com lama, estaca Strauss, estaca Franki, estaca raiz.

- **Estaca broca manual** – “Esse tipo de estaca pode ser considerado o mais simples, se comparado com os demais tipos. Trata-se de uma estaca escavada por meio de um trado manual, sem revestimento e que é preenchida com concreto armado ou não” (JACINAVINIUS, 2011). São estacas com menor capacidade de carga que as outras, cerca de 50, 60 e 100 kN para os diâmetros de 20, 25 e 30 cm respectivamente. São geralmente indicadas para obras de pequeno porte e contraindicadas para obras em solo mole, compressíveis e abaixo do nível d’água.
- **Estacas escavadas mecanicamente** - São estacas escavadas por um trado helicoidal que pode ser acoplado a um caminhão ou montado sobre chassi metálico, podendo chegar a profundidades de 27 m (FALCONI et al., 1998). Os autores ainda salientam que o diâmetro da perfuratriz varia de 0,20 a 1,70 m. Esse tipo de execução é bem versátil e produtiva, porém se restringe a cotas acima do lençol freático e a solos com coesão. É importante saber que esse tipo de estaca não produz vibrações sobre o solo, isso possibilita a execução próximas a construções já existentes.
- **Estacas escavadas com lama** – São elementos de fundação circulares escavadas através de perfuratrizes e ferramentas (trados e caçambas), nas quais a estabilidade das paredes e fundo da escavação é propiciada pela lama bentonítica ou polímero que preenche a perfuração. Os diâmetros variam de 600 mm a 2500 mm e a profundidade pode chegar a 80 metros. O lançamento do concreto da estaca é submerso (DRILLING BRASIL, 2015.). Esses tipos de estacas também possuem as vantagens de pouca produção de ruídos e de poder ser executada em grandes diâmetros.
- **Estaca Strauss** – A NBR 6122/2010 define esse tipo de elemento de fundação como sendo o tipo de estaca “executada por perfuração do solo com uma sonda ou piteira e revestimento total com camisa metálica, realizando-se o lançamento do concreto e retirada gradativa do revestimento e simultâneo apiloamento do concreto. Possuem diâmetros que variam de 0,25 a 0,62 m e vantagens como: ausência de trepidação, facilidade de locomoção dentro

da obra, possibilidade de verificar corpos estranhos no solo, execução próxima à divisa de terrenos (FABRÍCIO; ROSSIGNOLO, 2010).

- **Estaca Franki** – É o tipo de estaca executada cravando-se no terreno um tubo de revestimento removível com a ponta fechada por uma bucha de brita e areia. Esse tubo é socado por um pilão ou soquete com massa variando de 1 a 3 toneladas. Na cravação do revestimento é utilizado um bate-estaca que pode ser equipado com uma perfuratriz. Esse tipo de estaca tem a capacidade de desenvolver elevadas cargas de trabalho para pequenos recalques, não possui limitação ao nível da água e possuem diâmetros que variam de 0,35 a 0,60 m.
- **Estacas raiz** – Segundo Falconi et al. (1998), “são aquelas em que se aplicam injeções de ar comprimido imediatamente após a moldagem do fuste e no topo do mesmo, concomitantemente com a remoção do revestimento”. Os autores ainda acrescentam que para sua execução, usam-se baixas pressões (inferiores a 0,5 MPa), em busca de garantir a integridade da estaca. Recomendada para reforços de fundações, estabilização de encostas, fundações em terrenos com blocos de rocha ou antigas fundações, execução de fundações em alto mar, etc. Esse tipo de estaca pode ser executado com inclinação de (0° a 90°) e podem ser executadas com diâmetros acabados de 80 a 410 mm.

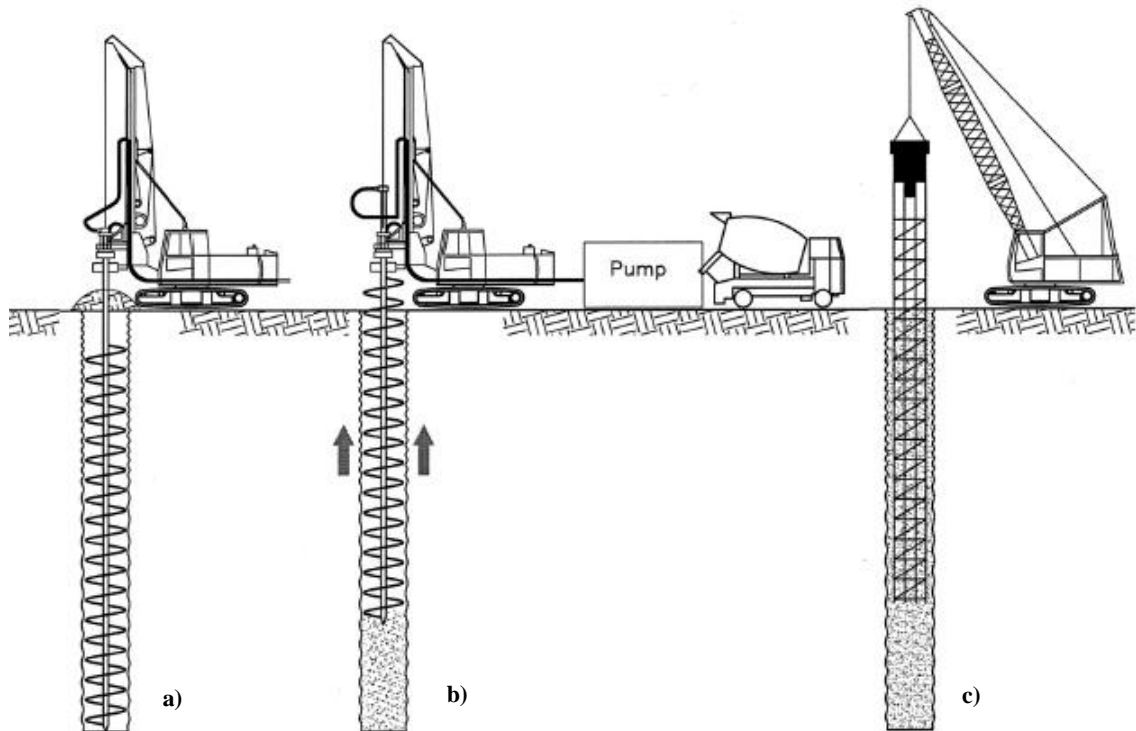
### 3.4 Estaca hélice contínua monitorada

“Desenvolvida nos Estados Unidos da América e difundida em toda Europa e Japão na década de 80, as estacas do tipo hélice contínua foram executadas pela primeira vez no Brasil em 1987 com equipamentos aqui desenvolvidos” (FALCONI et al., 1998, p. 345). Ao longo dos anos, adquiriu-se equipamentos de maior porte, que expandiram a capacidade de escavação das estacas, chegando atualmente em escavações de aproximadamente 1400 mm de diâmetro e 34 m de profundidade (MANTUANO, 2013). Esse tipo de estaca vem ganhando espaço no mercado da engenharia de fundações, devido à suas qualidades executivas e ao seu desempenho estrutural.

A NBR 6122/2010 prescreve a seguinte definição para a estaca hélice contínua:

Estaca de concreto moldado *in loco*, executada mediante a introdução, por rotação de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após a concretagem da estaca. (ABNT, 2010, p. 5)

A metodologia de execução das estacas hélice contínua se divide basicamente em três etapas: perfuração, concretagem e colocação da armadura, conforme Figura 12.



**Figura 12 – Etapas de execução da estaca hélice contínua, (a) perfuração, (b) concretagem, (c) colocação da armadura**

Fonte: Franki Africa, 2015.

Na etapa de perfuração, a hélice é posicionada no terreno sobre o ponto marcado com piquete, em seguida, a torre é alinhada perfeitamente na vertical e inicia-se a rotação da hélice e perfuração do solo até à cota de projeto (Figura 13). Durante essa etapa, a hélice não é retirada em nenhum momento, o que permite a execução desse tipo de estaca em solos coesivos ou arenosos e abaixo do nível do lençol freático (JACINAVINICIOS, 2011).

Após alcançar a profundidade de projeto, o concreto é lançado através do mangote que desce sob pressão pela haste central do trado abrindo por meio de seu peso a tampa posicionada na extremidade inferior do trado, usada para evitar a entrada de material na hora da perfuração. O espaço escavado é preenchido simultaneamente à retirada da hélice (ver Figura 14). Normalmente o trado é retirado sem rotação, mas, aconselha-se que em solos arenosos haja uma rotação no mesmo sentido da perfuração para evitar que o solo contido nas hastes entre em contato com o concreto e. Após a retirada total da hélice, deve ser feita a retirada do solo remanescente nos helicoides.



**Figura 13 – Alinhamento da hélice com o piquete**  
Fonte: Registro de execução do VDR.



**Figura 14 – Concretagem**  
Fonte: Registro de execução do VDR.

É de suma importância que a pressão de concretagem seja compatível com a velocidade de ascensão da hélice, pois do contrário, podem ocorrer sérios problemas na estrutura do elemento, tais como: alargamento de fuste em locais onde a pressão sobressair a velocidade e falhas de concretagem onde a velocidade for mais elevada que o esperado. Por isso, o operador da máquina deve ter um bom conhecimento teórico e prático da execução e manipular bem as informações do computador de bordo da máquina.

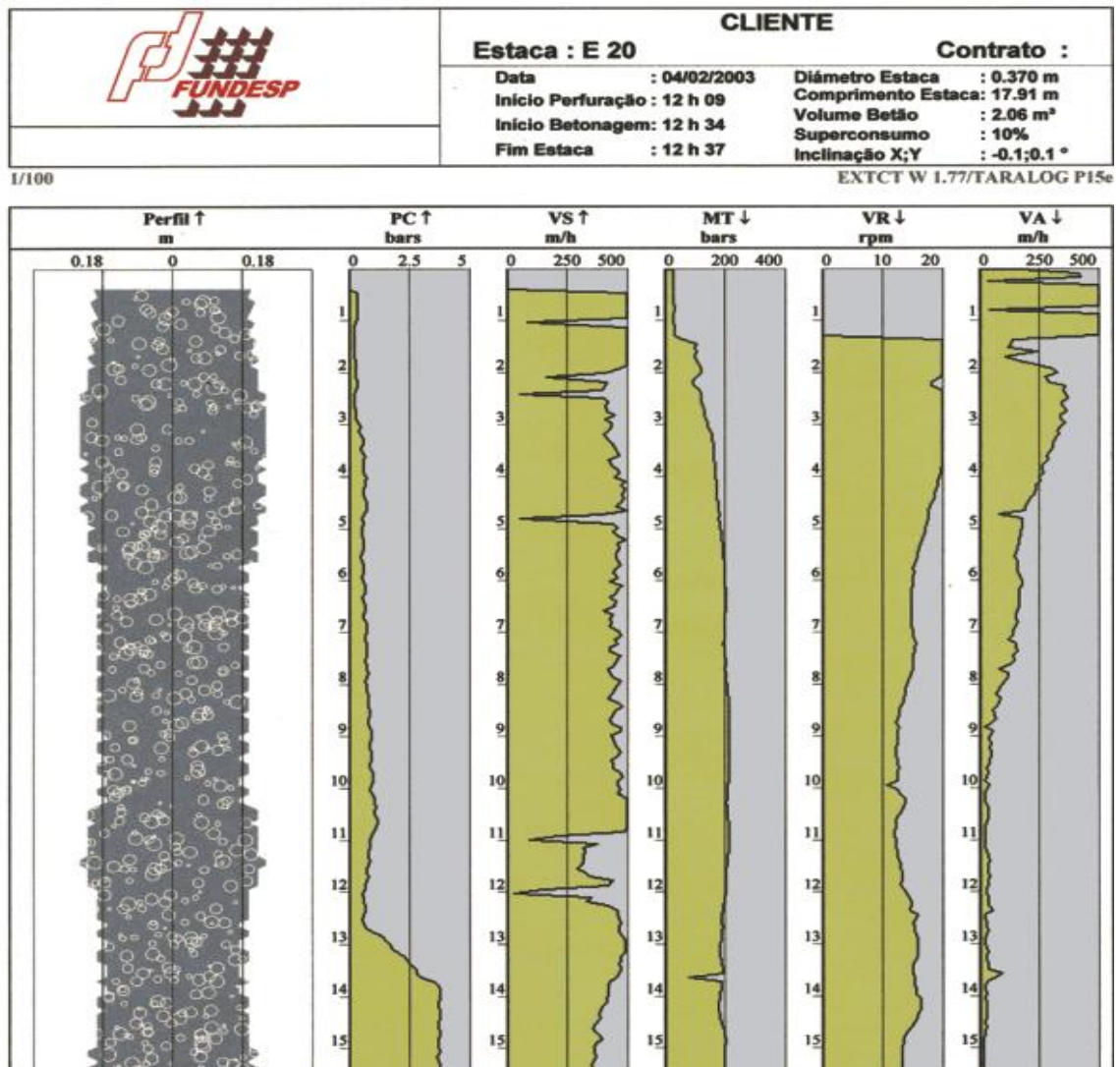
A despeito das características do concreto, Falconi et al. (1998) explicam que “o concreto normalmente utilizado apresenta resistência característica  $F_{ck} = 20$  MPa, é bombeável e composto de areia, pedrisco ou brita 1 e consumo de cimento de 350 a 450  $\text{kg}/\text{m}^3$ , sendo facultativa a utilização de aditivos”. A NBR 6122/2010 prescreve valores de “*slump test*” da ordem de  $22 \pm 3$  cm.

Após a retirada completa da hélice, a armadura da estaca em forma de gaiola é içada e introduzida no concreto por gravidade ou com o auxílio de um pilão de pequena carga, ou ainda com o auxílio de um vibrador. É importante manter a armadura sempre apurada para evitar contato com o solo e conseqüentemente falhas na estrutura (Figura 15).



**Figura 15 – Inserção da armadura**  
Fonte: Registro de execução do VDR.

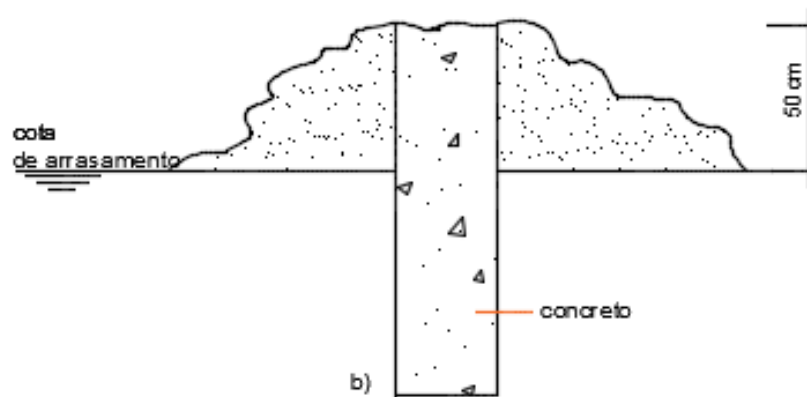
Essa metodologia possui um bom controle executivo devido a um equipamento chamado Taracord CE, que possibilita o monitoramento de toda a execução da estaca. Esse equipamento utiliza-se de um computador de bordo interligado a sensores ao longo da máquina que mede parâmetros como a inclinação da torre, profundidade de escavação, velocidade de rotação, velocidade de extração do trado, torque, volume acumulado, pressão de concretagem, sobreconsumo parcial (CP) nos últimos 50 cm concretados e sobreconsumo total (CT). Essas informações são apresentadas no computador de bordo e armazenadas para futura transferência e formulação do relatório geral do serviço. Nesse relatório são encontrados, além dos dados referentes ao produto, nome da obra, número e diâmetro da estaca, data de execução, horários do início de cada etapa, final da estaca e também o número do contrato. A Figura 16 mostra um relatório das informações coletadas na execução da estaca.



**Figura 16 – Relatório de estaca hélice contínua**

Fonte: [http://www.fundesp.com.br/2009/estacashelice\\_controle.html](http://www.fundesp.com.br/2009/estacashelice_controle.html). Acesso em: 19/05/2016

O manual de execução de fundações e geotecnia da Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia (ABEF, 2012), no Item 6.1.2 dedicado às estacas hélice contínua monitorada, recomenda o operador garantir um comprimento mínimo de 50 cm acima da cota de arrasamento das estacas, para que não haja invasão do solo escavado que se aloja em volta do furo na extremidade superior do fuste. Isso contribui para o consumo extra de concreto e, conseqüentemente, para o custo final desse método (Figura 17).



**Figura 17 – representação do consumo extra de concreto recomendado pelo manual prático de fundações**

As estacas hélice contínua possuem diversas vantagens, dentre elas estão a alta produtividade, ausência de vibrações no terreno durante a escavação, grande capacidade de carga, não se restringe ao nível do lençol freático e adaptabilidade aos tipos de solos (com exceção de matações e rochas). Teles (2011) escreveu que as estacas do tipo hélice contínua não produzem distúrbios e vibrações típicos de equipamentos à percussão e não causam descompressão do terreno.

Por outro lado, esse tipo de estaca possui como desvantagem os problemas relacionados à cota de arrasamento, necessitam de áreas planas e estáveis para movimentação da máquina, necessidade de máquina auxiliar para remoção do material escavado, apresentam sobreconsumo de concreto entre (25 e 30%) e limitação no comprimento da estaca que pode chegar a 32 m.

### 3.5 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Segundo Negro e Ranzini (1998, apud ANTUNES, 2007), estrutura de contenção é um “elemento ou estrutura destinada a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em um maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro”. Elas podem ser provisórias ou permanentes.

As estruturas provisórias ou temporárias são aquelas de caráter transitório, sendo removida quando acabar sua utilidade, podendo ser utilizados perfis cravados de madeira ou com perfis cravados metálicos justapostos.

Os elementos de contenção permanente são aqueles cujo material não pode ser reaproveitado e que tem a finalidade de durar por toda a sua vida útil, mantendo-se funcional ao longo desse período. São eles: “os muros de arrimo de gravidade, de gravidade aliviada, muros de flexão, muros de contrafortes, cortinas de estacas prancha, cortinas de estacas justapostas ou secantes (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ, 2014). Ainda se encontra entre as contenções definitivas, as paredes diafragma.

- **Muros de peso ou gravidade** - São estruturas corridas que se utilizam de seu próprio peso para suportar os empuxos horizontais. É projetado de tal forma a não existir tensões de tração ao longo de sua estrutura ou que possam ser suportadas pelo próprio material. Geralmente utilizados para obras de pequeno porte, onde os desníveis a serem vencidos sejam inferiores a 5 m. Esses elementos podem ser construídos de pedra ou concreto (simples ou armado), gabiões ou, ainda, pneus usados (UNIVERSIDADE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO, 2010). Quando há a substituição de parte da estrutura pelo solo que atua sobre a base, o elemento passa a ser de gravidade aliviada, onde há a necessidade de se reforçar o concreto com a utilização de armadura.

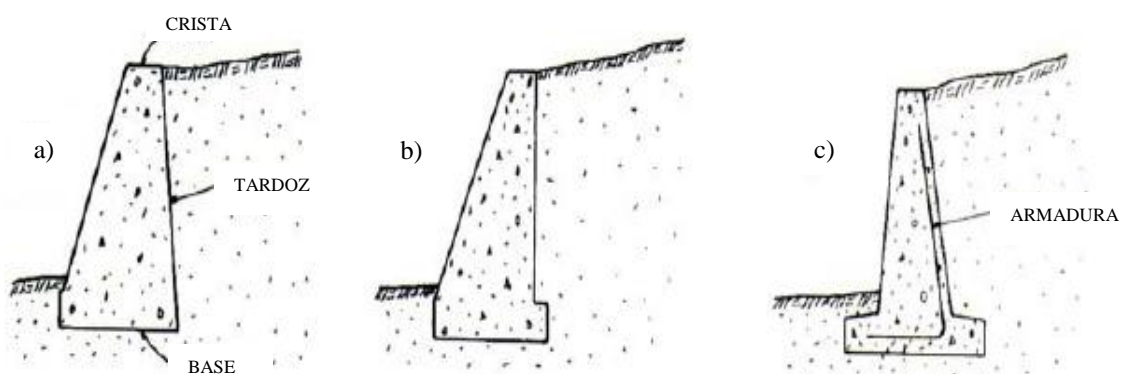
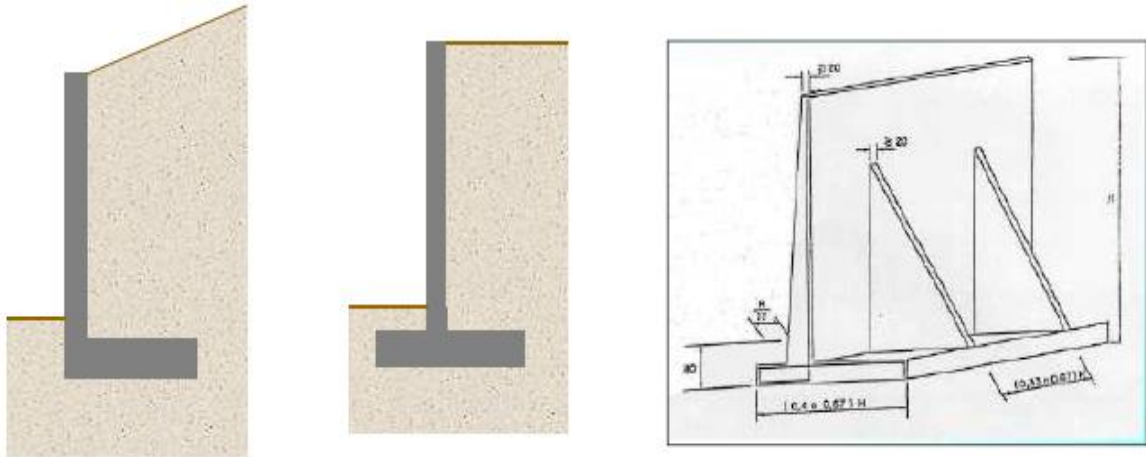


Figura 18 – Muro de arrimo, (a e b) muro de gravidade, (c) muro de gravidade aliviada  
Fonte: UERJ, 2010

- **Muros de flexão** – São estruturas que trabalham sob tensões de tração, e utilizam a armadura no concreto para suportar tais tensões. À força do seu próprio peso soma-se a armação para conferir grande eficiência e menor seção que os outros tipos de muros. Em



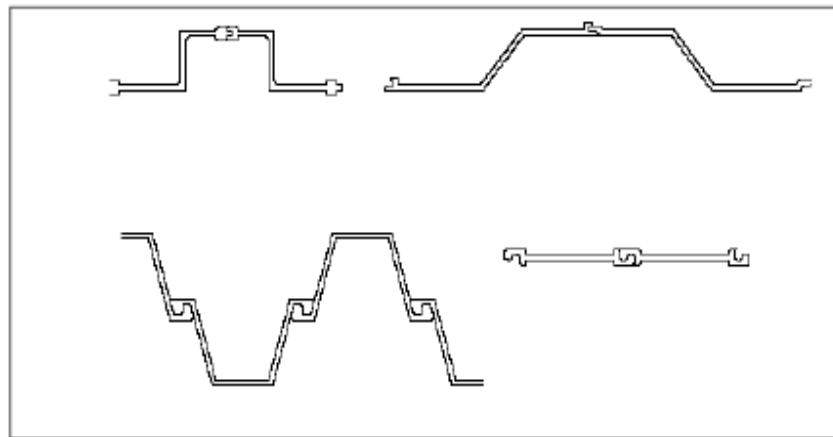
geral são construídas em concreto armado, com alturas até 7 m; mais que isso se torna inviável em termos econômicos. Para alturas maiores recomenda-se o uso de vigas de enrijecimento, ou ainda podem ser usadas estruturas de contrafortes para conferir maior capacidade de carga ao elemento (Figura 19).



**Figura 19 – Muros de flexão e com contrafortes (figura a direita)**

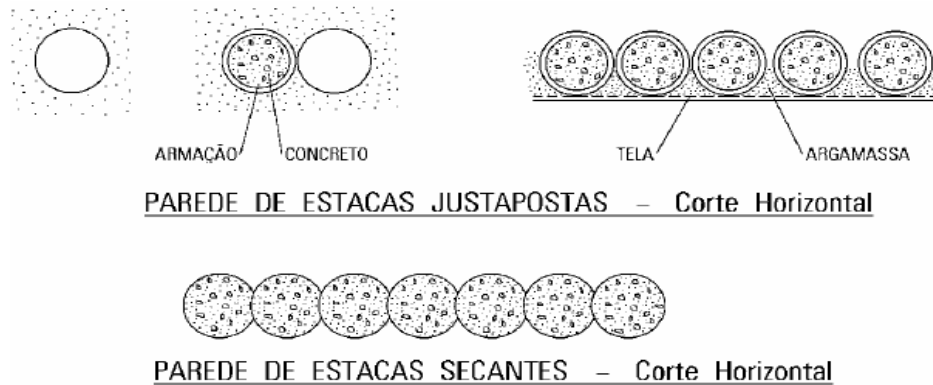
Fonte: UEOP, 2010

- **Estacas prancha** – “são peças de madeira, concreto armado ou aço que se cravam formando por justaposição as cortinas e se prestam para estruturas de retenção de água ou solo, podendo ser utilizadas tanto para obras temporárias quanto definitivas” (UNIVERSIDADE ESTADUAL DO PARANÁ, 2014). As estacas de madeira são muito limitadas a comprimentos baixos e ciclos de umidade, por isso são raramente empregadas em estruturas definitivas. As peças de concreto levam vantagens sobre as de madeira em relação ao comprimento, a vida útil e à capacidade de carga, porém ainda ficam atrás em relação as estacas de aço devido a problemas na concretagem e na cravação. Para obras definitivas são mais procuradas as estacas prancha metálicas que possuem maior variedade, resistência, estabilidade, grandes comprimentos, etc. Na Figura 20 são mostradas algumas seções típicas dessas pranchas metálicas.



**Figura 20 – Seções de estaca prancha metálica**  
Fonte: UEOP, 2010

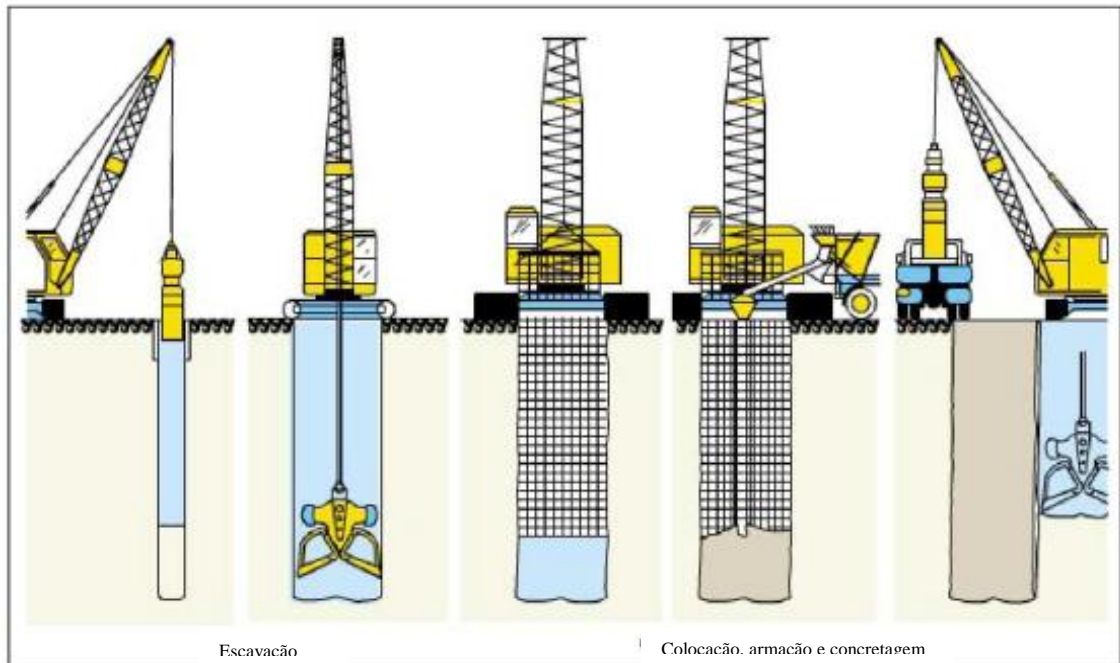
- **Cortinas de estacas justapostas ou secantes** – São estacas de concreto armado moldadas *in loco*, executadas por processo rotativo, com auxílio ou não de revestimento metálico ou lama bentonítica. São diferenciadas apenas pelo posicionamento de cada elemento. As estacas justapostas são executadas em posição adjacente uma a outra, as do tipo secante são feitas antes da cura do concreto da estaca anterior, invadindo parte da seção da mesma.



**Figura 21 – Cortinas de estacas escavadas e moldadas *in loco*, do tipo justaposta e secante**  
Fonte: UEPA, 2014

Na execução das estacas justapostas, recomenda-se executar uma a cada três estacas, para que haja tempo suficiente de secagem da estaca anterior; deve-se evitar desalinhamento entre as estacas, assim como a falta de verticalidade na execução da cortina. Cada estaca precisa estar devidamente alinhada, espaçada e aprumada, caso contrário haverá problemas estruturais e também na etapa de escavação. Para que a viga de travamento das estacas seja executada, o alinhamento das estacas deve seguir conforme projeto, caso contrário, consultar o calculista.

- **Paredes diafragma** – São estruturas de concreto armado concretadas em módulos ou painéis cuja espessura varia de 0,40 a 1,00 m e a largura de 2 a 4 m, podendo ainda ser executada em dimensões maiores; é escavada por uma máquina nomeada de “clam-shell”. A concretagem se dá com auxílio de lama bentonítica, que é expulsa à medida que os painéis são concretados de forma submersa. As paredes diafragmas podem atingir profundidades maiores que 40 m. Essas contenções são recomendadas para estruturas com grandes profundidades e de grandes dimensões. Têm como desvantagens o custo elevado, a necessidade de um rigoroso controle de qualidade do concreto, a dificuldade de manipulação do equipamento em qualquer obra e a necessidade de máquina auxiliar para limpeza do terreno.



**Figura 22 – execução da parede diafragma**

Fonte: UEOP, 2010

## 4 METODOLOGIA

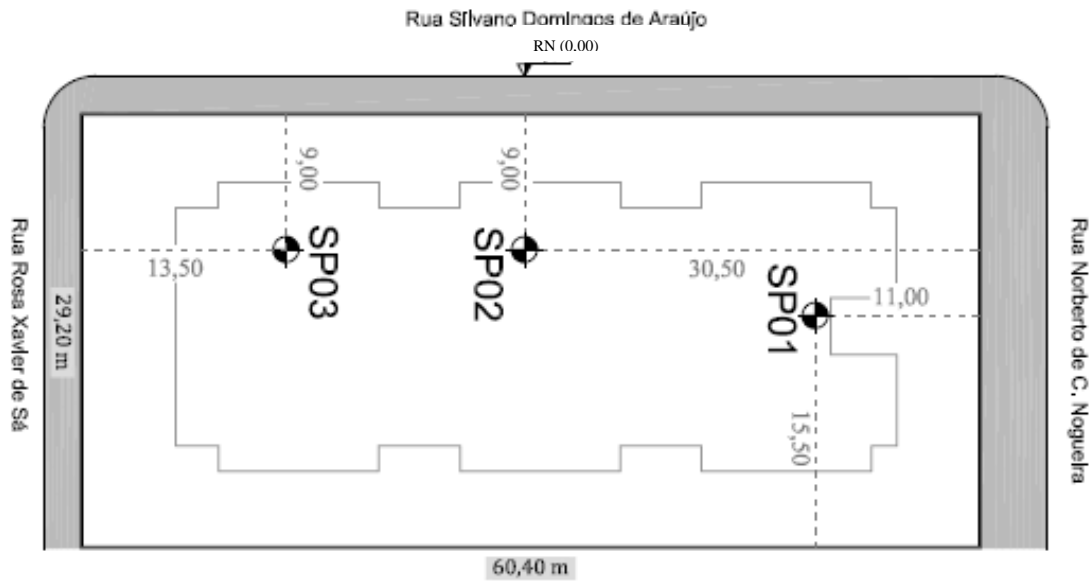
Em termos iniciais, para um bom embasamento prático e teórico das metodologias estudadas, esse trabalho foi desenvolvido através de consultas a monografias, teses e dissertações, livros acadêmicos e didáticos, normas técnicas (ABNT), assim como apostilas, artigos acadêmicos, textos técnicos e notas de aulas pertencentes a instituições de ensino nacionais. Também foram utilizados manuais e catálogos de equipamentos como base de estudo do trabalho.

Por meio da Internet, foram feitos acessos a sites de universidades para consultas de artigos acadêmicos, resumos, etc., sites de empresas especializadas em serviços na área da engenharia de fundações, assim como sites de pesquisa acadêmica, dicionários e auxílio de imagens. As palestras lecionadas na Internet por professores especialistas no assunto também contribuíram bastante para o embasamento dessa pesquisa.

Após preparada a base teórica do trabalho, foi feito um estudo de caso na obra do edifício Vili Design Residence (VDR) em João Pessoa – PB, onde foram realizados ensaios de investigação do solo pela empresa TECNICON, locação de obra com a empresa LOOP Construções e Incorporações, e execução de contenção em cortina de estaca hélice contínua monitorada com a CONCRESOLO. Com o acompanhamento da obra foi possível realizar uma análise de quatro estacas (E01, E05, E09, E13) de 30 cm de diâmetro e 5,2 m de comprimento, referente ao primeiro dia de concretagem, e pontuar problemas relacionados à execução das mesmas. Através desses problemas, aplicou-se metodologias para correção e melhoramento da execução sobre doze estacas (E02, E03, E04, E06, E07, E08, E10, E11, E12, E14, E15 e E16) referente ao segundo, terceiro e quarto dia de execução. Com auxílio do software Excel foram feitas análises do consumo de concreto, planilhas para “*check list*” de serviço e planilhas para acompanhamento do serviço.

Com a análise das duas etapas da execução, primeiro dia (avaliação do método do mercado) e segundo ao quarto dia (aplicação de metodologias para correção e melhoramento da execução), foi possível discutir a importância de tal estudo e os efeitos das metodologias aplicadas sobre o processo executivo de contenções em estacas hélice contínua.





**Figura 24 – Planta de localização dos furos de sondagem SPT**

Fonte: Relatório de sondagem do VDR

Os furos realizados para o ensaio alcançaram profundidades médias de 34 m, com o nível médio do lençol freático em 2,3 m. O solo foi investigado e apresentou variações de areia fina e média, areia siltosa, silte-arenoso e silte-argiloso, com a presença de mariscos em algumas camadas e, em termos de compacidade, variando de pouco compacta a muito compacta (Ver Figura 25). Apesar do solo não apresentar características tão boas em termos de fundações, encontrou-se uma região a 5 m de profundidade capaz de suportar a carga distribuída pelas estacas da cortina de contenção. Atento a isso, as estacas foram projetadas tendo sua ponta instalada nessa profundidade, conforme resultado do SPT mostrado nas Figura 25 e 26.

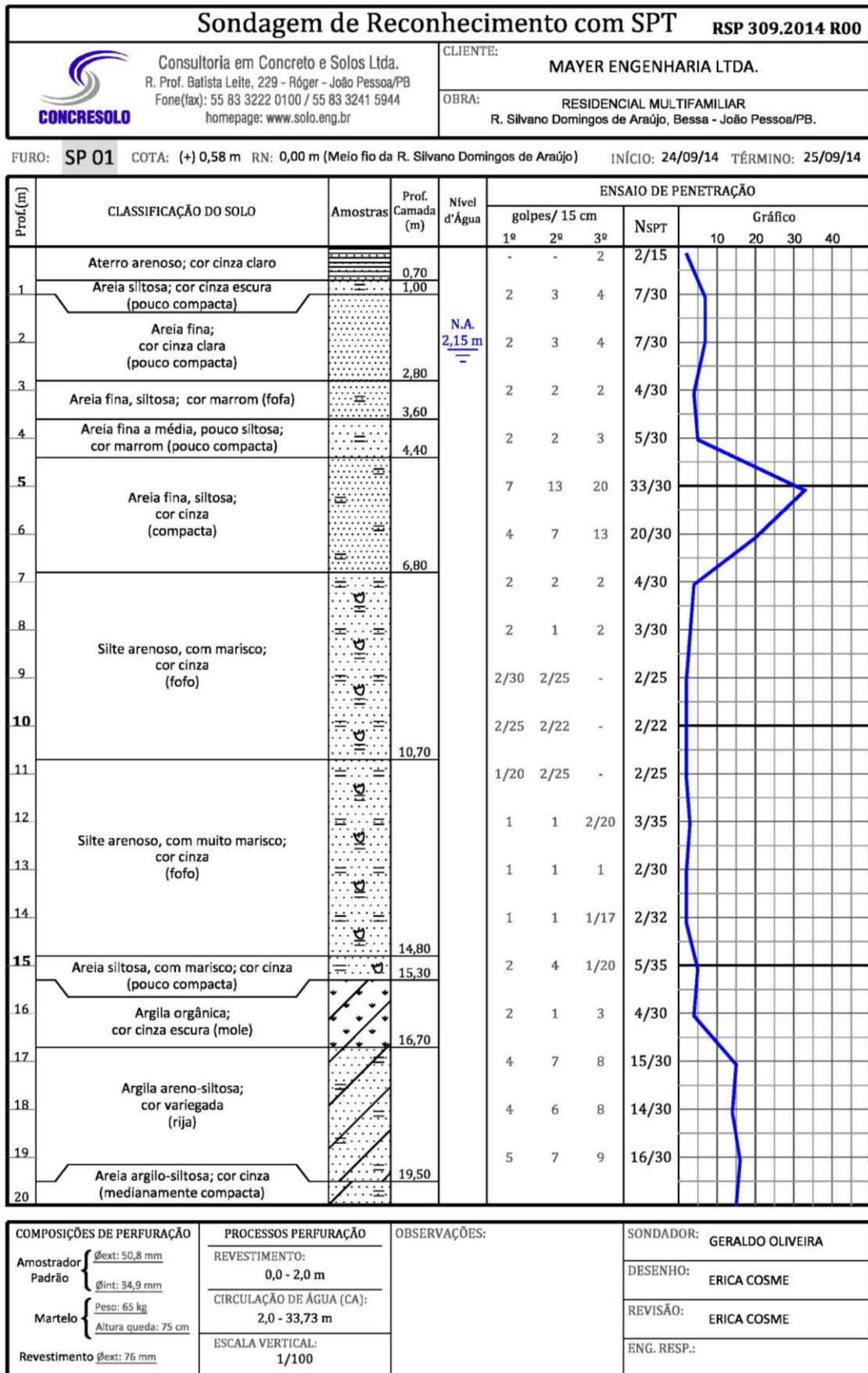


Figura 25 – Ensaio SPT realizado no Furo 01  
 Fonte: Relatório de sondagem do VDR

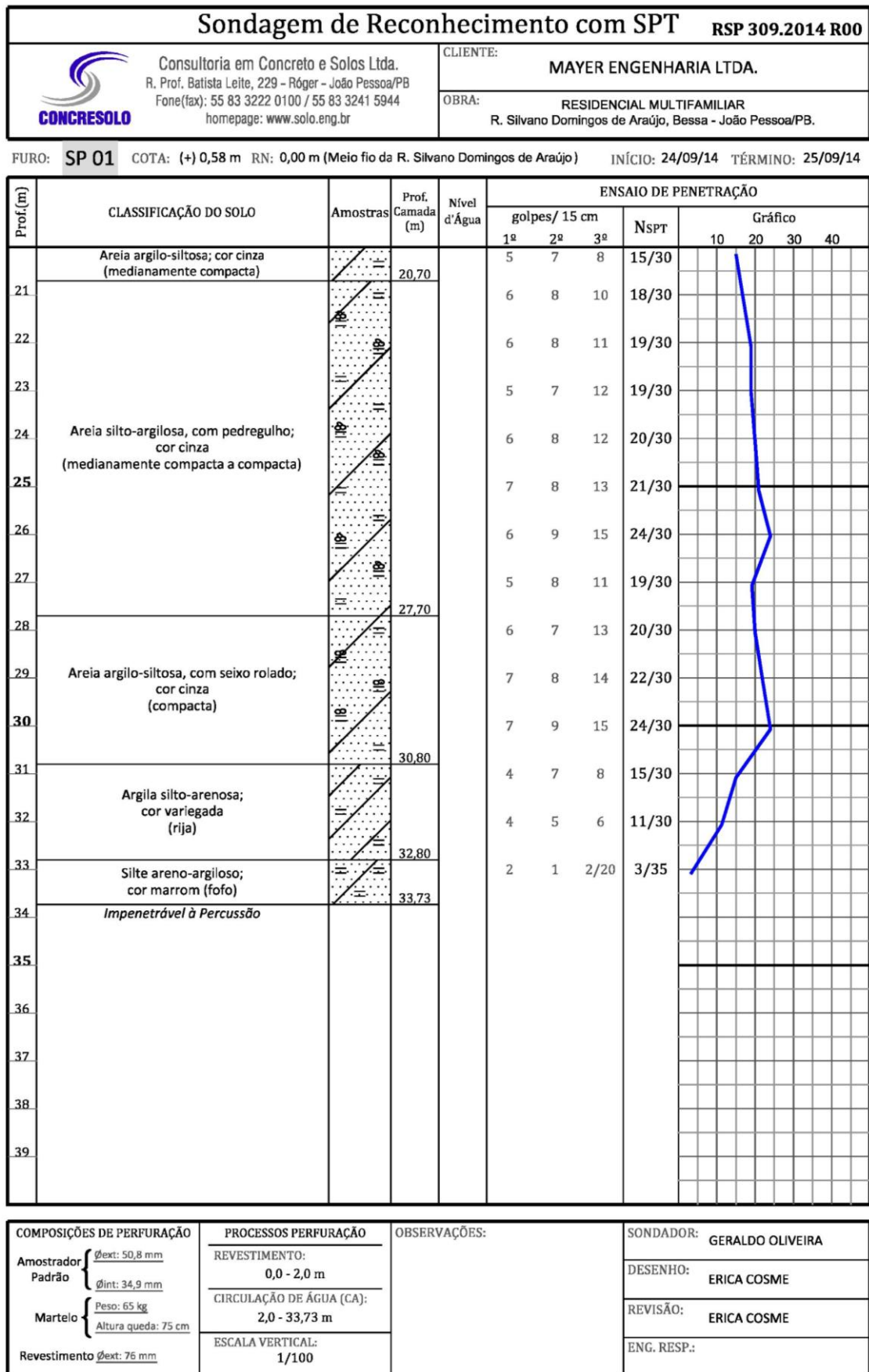


Figura 26 – Continuação do ensaio SPT realizado no Furo 01  
 Fonte: Relatório de sondagem do VDR



### 5.3 DEFINIÇÕES DO PROJETO

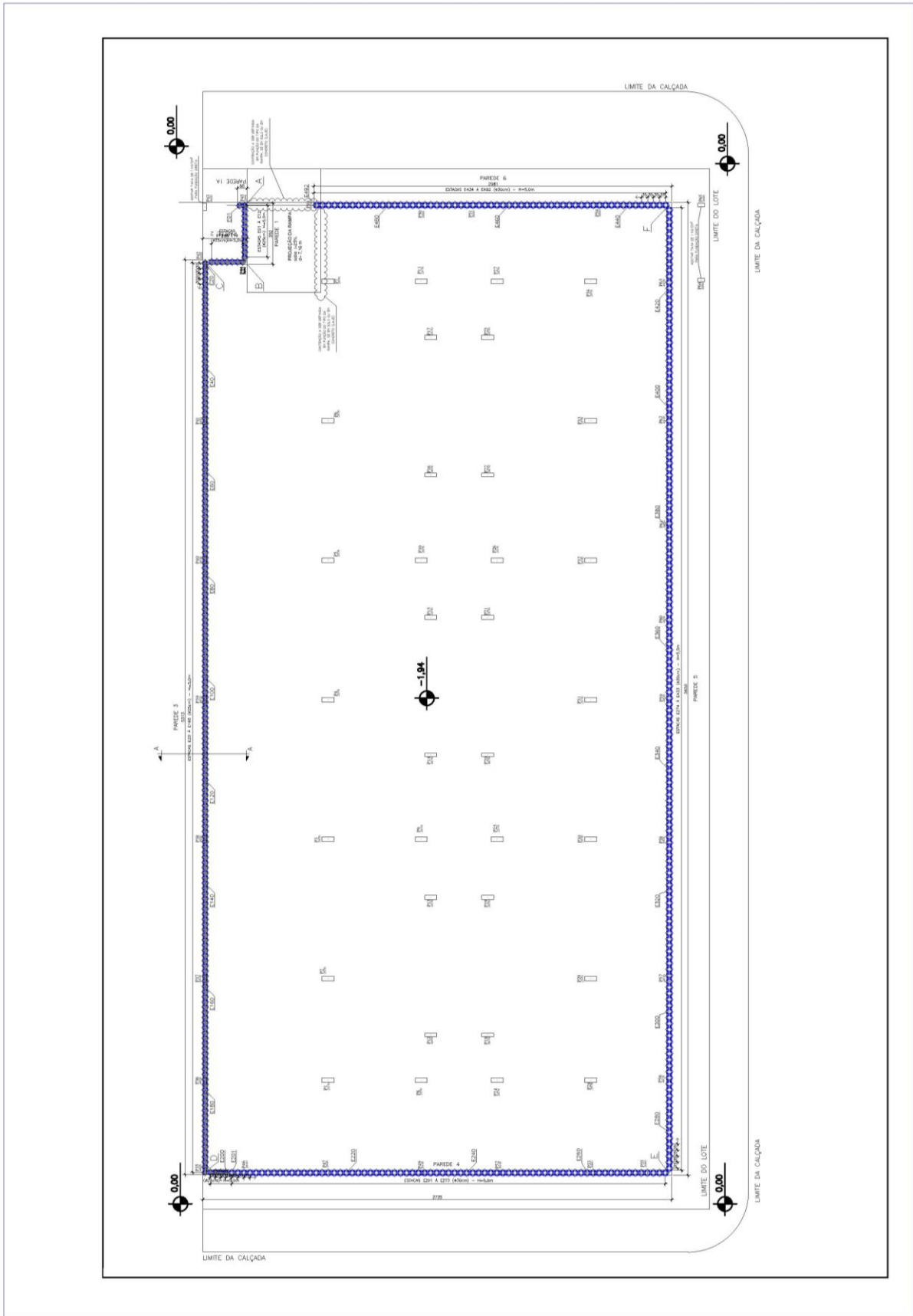
O edifício Vili Design Residence (VDR) é um condomínio residencial composto de 94 (noventa e quatro) unidades autônomas, distribuídas em 3 blocos contíguos. O empreendimento é composto de 13 pavimentos, distribuídos em semi-subsolo, pilotis, 8 pavimentos tipo, cobertura, pavimento denominado barrilete e coberta. Os pavimentos destinados aos apartamentos possuem 768,79 m<sup>2</sup> distribuídos em 12 unidades por pavimento, aproximadamente 63 m<sup>2</sup> por apartamento. A execução do VDR será realizada de fevereiro de 2016 a dezembro de 2019, em proposta de rigoroso regime de cronograma (Figura 27).

Devido a cota do semi-subsolo estar ao nível do lençol freático, foram executadas cortinas de estacas como estrutura de contenção. O tipo de estaca utilizada no processo executivo foi escolhido com base nos seguintes fatores: tipo de solo (Item 5.2), construções adjacentes e logística. Com base nesses fatores e, principalmente, devido às construções vizinhas, foram executadas estacas do tipo hélice contínua, que possuem larga vantagem no quesito ausência de vibrações no solo e reduzido nível de ruído.

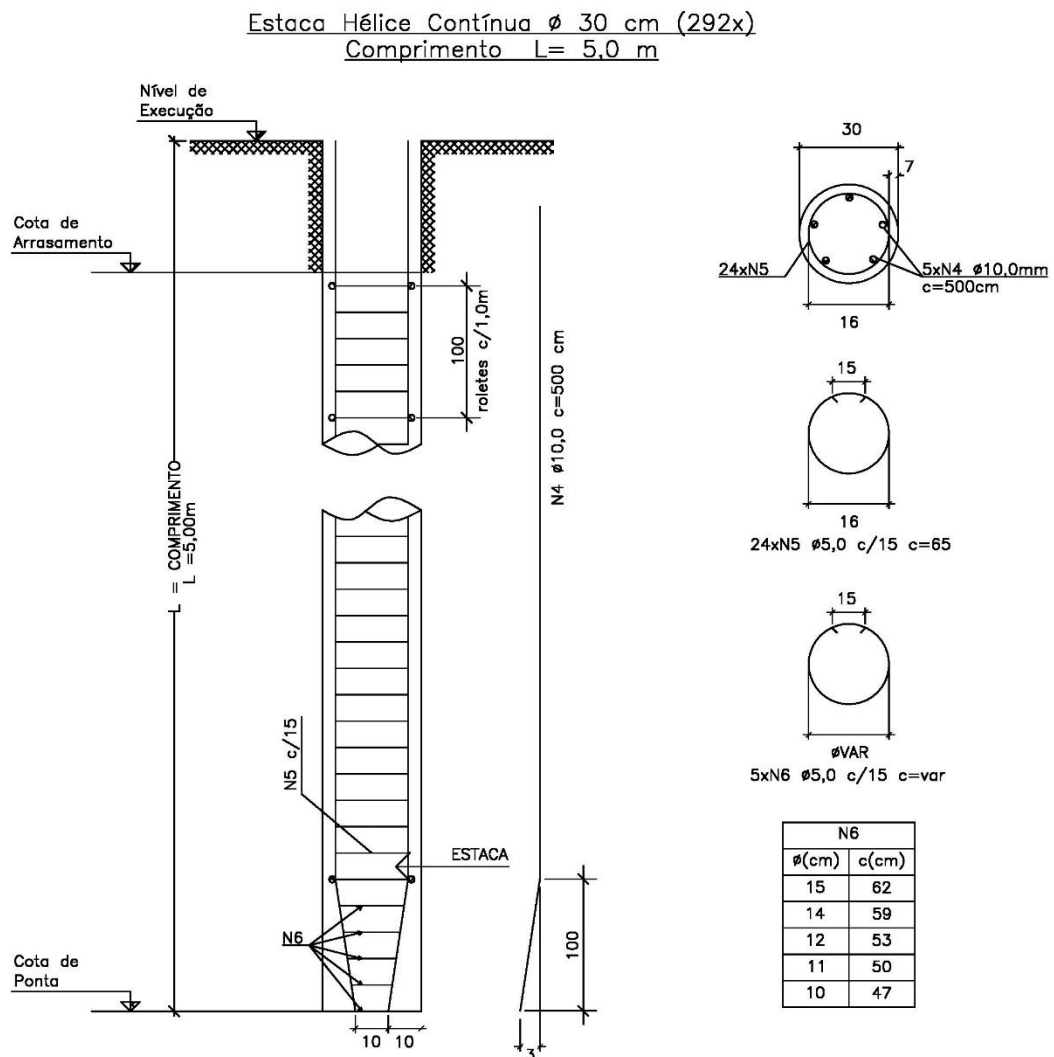
Foram executadas 511 estacas, sendo 292 monitoradas, com diâmetro de 30 cm (Figura 29) e 219 de 25 cm, sem monitoramento. Na Figura 28 está mostrada a localização das estacas, e na Figura 29 o detalhamento das estacas com diâmetro de 30 cm.



**Figura 27 – Foto do projeto de fachada do Vili Design Residence**  
Fonte: [www.vili.com.br](http://www.vili.com.br)



**Figura 28 – Locação da cortina de estacas**  
Fonte: Registro de obra do VDR



**Figura 29 – Detalhamento da estaca com 30 cm de diâmetro**

Fonte: Registro de obra do VDR

#### 5.4 CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO

Para execução das estacas, foi utilizado concreto com  $F_{ck} = 20MPa$ , “slump” igual a  $25 \pm 2$  cm, consumo mínimo de cimento de  $400 \text{ kg/m}^3$ , porcentagem de argamassa maior que 55%, fator de água cimento de 0,53 a 0,56 e agregados classificados em: areia e pedrisco. Para melhor controle de execução, a pega foi estipulada para mais de 3 horas. Na é mostrada a medição do “slump” do concreto.



## 5.5 RACIONALIZAÇÃO DO PROCESSO EXECUTIVO DAS ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA

### 5.5.1 Desperdício de concreto

Baseado na recomendação do manual prático da ABEF, descrita no Item 3.2.1.2 deste trabalho, que prescreve uma folga de até 50 cm para o fim da concretagem de cada estaca, foi calculado aproximadamente 0,07 m<sup>3</sup> de consumo extra/estaca, sendo 20 m<sup>3</sup> extrapolando-se para o total de 292 estacas com diâmetro de 30 cm. Na Figura 31 é mostrado esse excesso de concreto na execução da estaca.



**Figura 31 – Aglomerado de solo formado pela escavação e esborro do concreto**  
Fonte: Registro de execução do VDR

Outros fatores que podem levar a um considerável desperdício de concreto nesse método executivo são: sobra de concreto no coxo da bomba e na tubulação, produção de concreto excessivo, falha de concretagem da estaca, etc. Para diminuir o desperdício do concreto foram adotadas algumas medidas como: escavar o terreno até aproximadamente a cota de arrasamento das estacas (evitando quebras maiores que 10 cm na estaca após concretada); retirada simultânea do aglomerado de solo formado pela escavação ao longo da execução (evitando concretar 50 cm a mais que a cota de arrasamento, conseqüentemente evitando quebra do concreto posteriormente); comunicação visível e audível do operador da bomba com o operador da hélice (evitando concretagem excessiva após retirada do trado); dentre outras medidas de administração tomadas ao longo da execução, como controle do tempo de concretagem, controle do “*slump*” para melhor inserção da armação (Figura 32), controle de produção, etc.



**Figura 32 – Inserção da armação das estacas hélice contínua**  
Fonte: Registro de execução VDR

Na Figura 33 é mostrada uma fotografia do terreno escavado até o nível do arrasamento das estacas.



**Figura 33 – Terreno escavado até a cota de arrasamento das estacas**  
Fonte: Registro de execução VDR

É importante destacar que boa parte dessas medidas tomadas para minimizar o desperdício do concreto são orientadas por norma e manuais. Porém, há um pertinente problema de negligência nesse âmbito, que muitas vezes ocasionam acréscimos de custo para o serviço e para a obra como um todo. Por exemplo, em um dia de execução das estacas de contenção do VDR, a falta de limpeza da área de movimentação da máquina associada à vontade de executar o serviço apressadamente, forçou excessivamente o motor da perfuratriz, que apresentou problemas e parou aos 80% de uma estaca, ocasionando perda de 2 m<sup>3</sup> de concreto. A Figura 34 mostra o canteiro de obras com excesso de material.



**Figura 34 – Canteiro com excesso de areia escavada e materiais**  
Fonte: Registro de execução VDR

A Figura 35 mostra uma estaca finalizada na cota de 5 cm acima da cota de arrasamento. A concretagem nessa cota ajuda a minimizar o excesso de concreto que geralmente é associado à execução em cotas mais elevadas.



**Figura 35 – Estaca finalizada 5 cm acima da cota de arrasamento de projeto**  
Fonte: Registro de execução VDR

Em alguns casos, escavar o terreno no nível de arrasamento das estacas antes da execução pode não ser tão acessível. Nesses casos, é importante um bom planejamento, que apresente nível eficiente para o terreno antes do serviço. Para a etapa posterior a contenção do edifício Vili Design Residence (etapa de fundação), foram projetadas estacas com diferença de 50 cm entre essas cotas, devido à presença do lençol freático (quanto mais escavar, maior a lâmina a ser rebaixada) e a ausência de energia de rede (elevando o custo com o combustível dos geradores).

### 5.5.2 Problemas com equipamentos e máquinas

Na execução de qualquer serviço intrínseco a uma obra, é de fundamental importância prever e atentar-se para fatores que podem levar a danos aos equipamentos e máquinas utilizadas. Na contenção não é diferente, a falta de rigor ou displicência nesse âmbito pode resultar em despesas desnecessárias e ainda a acidentes de trabalho.

No primeiro dia de execução das estacas da obra em estudo, dois dispositivos da máquina perfuratriz apresentaram problemas: o mangote e a tubulação do sistema de bombeamento do concreto. Ambos estouraram após endurecimento do concreto no mangote e, conseqüentemente, entupimento do mesmo. Para evitar repetições desses problemas, adotou-se um controle mais rígido do tempo entre as descargas de concreto e fiscalização da lubrificação (água e cimento) lançada antes do início de cada concretagem. A Figura 36 mostra detalhes do mangote estourado durante a concretagem da estaca.



**Figura 36 – Mangote estourado devido a entupimento.**

Fonte: Registro de execução VDR




Como descrito no Item 5.5.1, a máquina de hélice contínua apresentou defeito no motor após dificuldade de movimentação no canteiro de obra. A preservação das condições de trabalho das máquinas e operadores é de suma importância para uma boa execução e influencia diretamente na produtividade. Para evitar problemas desse tipo, foi contratado uma pá carregadeira para fazer a limpeza do canteiro ao acúmulo de dois dias de execução, conforme recomenda o manual prático de fundações. A Figura 37 mostra a pá carregadeira fazendo limpeza no terreno.



**Figura 37 – Limpeza do terreno**  
Fonte: Registro de execução VDR

### 5.5.3 Planilhas de “check list” e acompanhamento do serviço

Stadler et al. (2013) afirmam que a “abordagem sistêmica dos procedimentos executivos é fundamental para a correta execução de cada etapa em uma obra de fundação. Portanto, faz-se necessária uma criteriosa análise de cada prescrição do serviço antes da execução ser iniciada”. O custo devido à falta de cuidados na execução é tão oneroso que algumas empresas fazem verificação dupla ou tripla, ou seja, mais de uma pessoa é responsável pela verificação. Nas estacas concretadas sem interferência do trabalho, constatou-se a falta de uma planilha para verificação dos itens necessários para início do serviço. Pensando nisso, a execução das contenções do VDR foi fiscalizada por um estagiário e mestre em primeira instância através de uma planilha de “check list”, e posteriormente por um engenheiro acompanhado do estagiário. Na Figura 38 é mostrado parte de um modelo de “check list” utilizado na obra.

				FVS 007	
				Folha 1/2	
FICHA DE VERIFICAÇÃO DE SERVIÇO					
Serviço: EXECUÇÃO DE FUNDAÇÃO - PROFUNDA					
Obra:			Gestor:		
Local:			Equipe:		
Início:		Término:			
Condições para Início e Verificação de Rotinas					
Nº	Etapa de Inspeção	Metodologia de Verificação	Tolerância	Acompanhamento de Verificações	
				Status	Data
1	Verificar se a perfuração está de acordo com a locação (Piquete)	Visual	—	Status	
2	Verificar se os diâmetros das estacas estão de acordo com o exigido em projeto.	Trena metálica	—	Status	
3	Verificar se a profundidade da estaca está de acordo com o exigido pelo projeto	Cotas	—	Status	
4	Verificar se a armação está de acordo com o projeto e com os respectivos espaçadores.	Visual	—	Status	

**Figura 38 – Planilha de “check list” utilizada nas contenções do VDR**  
 Fonte: Registro de execução VDR

Para acompanhamento dos serviços normalmente se utiliza o RDO (Relatório Diário de Obras), que é uma ferramenta muito importante para o controle da produção de cada equipe, e também serve para registros de ocorrências diárias e garantia de execução conforme cronograma. Para acompanhamento da contenção do VDR, além do RDO, foi feita uma planilha específica para as contenções em estacas hélice contínua, com registros de diâmetros, volume de cada estaca, numeração, carro betoneira de concreto, produção diária, média diária, dias faltantes, etc. A correlação desses dados permite o controle do cronograma da obra, controle de gastos e controle de volume de concreto. Dentre vários outros aspectos, também serve para a rastreabilidade das estacas através da sua numeração e da anotação do carro de concreto utilizado. Na Tabela 4 é mostrada parte dessa planilha.

**Tabela 4 – Planilha de acompanhamento para execução de contenção em estaca**

EST.	$\phi$ (cm)	ALTURA (m)	VOLUME (m <sup>3</sup> )	data	PROJEÇÃO (FINAL)		
						Vol. total de concreto (m <sup>3</sup> )	
					0 dias	226	
					MÉDIA/DIA	Qtd. total de estacas	
					32 dias	511	
					DATA	QTD. EST.	Vol. de concreto diário
<b>1</b>	30	5,6	0,50	01/mar	01/mar	26	10
<b>2</b>	30	5,3	0,47	02/mar	02/mar	34	15
<b>3</b>	30	4,9	0,46	03/mar	03/mar	31	13
<b>4</b>	30	5,1	0,40	04/mar	04/mar	24	13
<b>5</b>	30	5,1	0,66	01/mar	05/mar		
<b>6</b>	30	4,8	0,43	02/mar	06/mar		
<b>7</b>	30	4,5	0,45	03/mar	07/mar	26	14
<b>8</b>	30	4,9	0,41	04/mar	08/mar	32	14
<b>9</b>	30	5,3	0,49	01/mar	09/mar	28	14
<b>10</b>	30	5,2	0,45	02/mar	10/mar	20	12
<b>11</b>	30	4,8	0,44	03/mar	11/mar		
<b>12</b>	30	4,9	0,42	04/mar	12/mar		
<b>13</b>	30	5,2	0,55	01/mar			
<b>14</b>	30	4,8	0,45	02/mar			
<b>15</b>	30	4,8	0,45	03/mar			
<b>16</b>	30	4,8	0,62	04/mar			

## 6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 6.1 CONSUMO DE CONCRETO

Em relação ao consumo de concreto utilizado na execução das estacas, os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5 e evidenciam uma melhoria significativa no consumo a partir do segundo dia de concretagem, que se repetiu conforme controle de execução e aplicação dos métodos descritos no Item 5.5.

**Tabela 5 – Consumo de concreto das estacas (por data)**

EST.	VOL. (m <sup>3</sup> )	DATA
1	0,50	01/03/2016
5	0,66	01/03/2016
9	0,49	01/03/2016
13	0,55	01/03/2016
2	0,47	02/03/2016
6	0,43	02/03/2016
10	0,45	02/03/2016
14	0,45	02/03/2016
3	0,46	03/03/2016
7	0,45	03/03/2016
11	0,44	03/03/2016
15	0,45	03/03/2016
4	0,40	04/03/2016
8	0,41	04/03/2016
12	0,42	04/03/2016
16	0,62	04/03/2016

No primeiro dia (01/03/2016) não houve nenhuma interferência da pesquisa sobre a execução das estacas, apenas acompanhamento do serviço feito pela empresa terceirizada para essa execução. Por isso, observou-se que o consumo de concreto foi bem mais elevado que os outros dias de concretagem. Nas estacas executadas com auxílio dos métodos propostos pelo trabalho, do segundo ao quarto dia nota-se uma significativa redução no consumo de concreto, o que evidencia uma influência da metodologia sobre a execução (ver Tabela 7)

O consumo normal do concreto associado à estaca de 30 cm de diâmetro pode ser calculado através da Equação (1):

$$V = 2\pi r^2 x h \quad (1)$$

Sendo,

$V$  = volume da estaca;

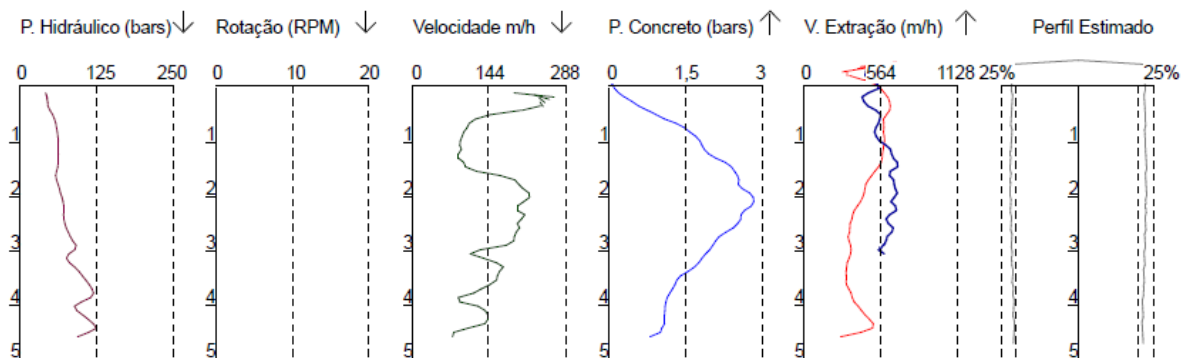
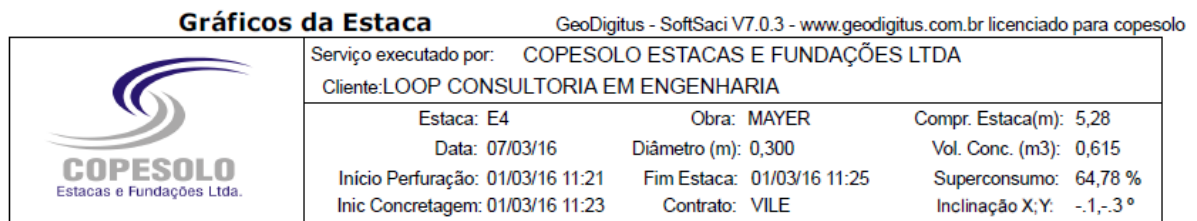
$r$  = raio da estaca;

$h$  = comprimento da estaca ;

Por meio da Equação (1), calculou-se que o volume normal de concreto gasto para uma estaca de 30 cm com profundidade de ponta de 5,2 m seria de 0,3675 m<sup>3</sup>. Os valores acima disso, visto na Tabela 5, se dá devido ao sobreconsumo normal atrelado a esse tipo de execução somado a outros fatores que geram desperdício de concreto descrito no Item 5.5 deste trabalho.

O sobreconsumo normalmente associado às estacas hélice contínua está entre (25 a 30%) conforme visto no Item 3.4 deste trabalho. Porém, devido a uma camada de areia fina pouco compacta, seguida de uma camada de areia fina siltosa e compacta, ambas submersas (Figura 21), a retirada do trado foi dificultada e a pressão de concretagem somada com a velocidade inferior à recomendada pelo sensor da máquina, ocasionou um consumo extra de concreto que em algumas estacas alcançou valores de aproximadamente 70%. Isso acontece devido à pressão de concretagem no trado ser mais alta na camada mais compacta. Quando se tem o alívio provocado pela mudança de uma camada para outra, gera-se uma pressão extra na camada menos compacta, conseqüentemente, tem-se mais consumo de concreto por alargamento de fuste mostrado no Gráfico 1. A ação da poropressão no trado também provocou agarramento da hélice, o que contribuiu ainda mais para o sobreconsumo de concreto.

**Gráfico 1 – Comportamento da estaca**



No Gráfico 1, além do problema com a pressão de concretagem e a velocidade aplicada (vermelha) inferior à velocidade recomendada (azul), nota-se que a estaca ultrapassou a cota de arrasamento, contribuindo para o aumento do consumo de concreto.

Mesmo com rígido controle do maquinista, não foi possível diminuir o consumo extra associado a esses problemas. No entanto, no que diz respeito às metodologias usadas na pesquisa para racionalização da concretagem foram obtidos bons resultados, ilustrados na Tabela 6.

**Tabela 6 – Consumo de concreto estacas analisadas**

<b>DIA</b>	<b>VOLUME (m<sup>3</sup>)</b>			
<b>1</b>	0,5	0,66	0,49	0,55
<b>2</b>	0,47	0,43	0,45	0,45
<b>3</b>	0,46	0,45	0,44	0,45
<b>4</b>	0,40	0,41	0,42	0,47

A primeira linha da coluna de volume se refere ao consumo de concreto da E01, E05, E09 e E13 concretadas no primeiro dia de execução, a segunda linha se refere ao consumo de concreto das estacas E02, E06, E10, E14 concretadas no segundo dia, assim como a terceira e quarta linha se referem as estacas E03, E07, E11, E15, E04, E08, E12 e E16 respectivamente. Através desses dados foi possível calcular a porcentagem excedente de concreto para cada estaca e avaliar a variação de consumo entre o primeiro dia (sem os métodos aplicados pela pesquisa) e a média de cada três estacas dos dias 2, 3 e 4, (ver Tabela 7)

**Tabela 7 – Análise de sobreconsumo das estacas**

<b>SOBRECONSUMO DE CONCRETO DO 1ºdia (%)</b>			
36	80	33	50
<b>SOBRECONSUMO DE CONCRETO DO 2ºdia (%)</b>			
20	17	19	24

Nota-se que no primeiro dia, referente às estacas 1, 5, 9 e 13 respectivamente, o consumo de concreto excedeu a faixa normal (25 a 30%) nas quatro estacas analisadas no trabalho; porém, as doze estacas avaliadas nos dias posteriores, aplicando-se as metodologias propostas pela pesquisa, apresentaram média abaixo da faixa de sobreconsumo normal a esse tipo de execução. Isso mostra que as metodologias influenciaram não apenas no controle comum da concretagem de cada estaca, mas também, na redução do consumo padrão de concreto. Este tipo de controle executivo pode levar a empresa a uma redução significativa de custos quando extrapolados para o número total de estacas.

## 6.2 EQUIPAMENTOS E MÁQUINAS

Quanto aos equipamentos e máquinas utilizadas na obra, no primeiro dia houve problema com entupimento do mangote da máquina e, em outros dias, sem a influência das metodologias descritas no Item 5.5.2, houve problemas com a máquina hélice contínua. Já no período destinado à racionalização da execução das estacas, nenhum equipamento apresentou defeito e as máquinas, organização e execução, funcionaram conforme o roteiro. Isso influenciou diretamente na produção do serviço, chegando a 34 estacas no dia 02/04 e a 41 estacas em outro dia de execução fora da análise. Segundo a literatura e à empresa especializada CONCRESOLO, a produção normal dessas estacas é 30/dia.

A preocupação com a integridade dos equipamentos e máquinas é importante para a produção, setor financeiro e também para o setor de segurança do trabalho. Defeitos em máquinas ou equipamentos podem resultar em despesas, atraso de cronograma e em risco para os funcionários. No serviço de contenção do VDR teve um estouro do mangote devido a entupimento do mesmo e, também, devido à pressão exercida pela bomba. Se algum funcionário estivesse por perto poderia ter se machucado. Isso mostra que é vital a importância da atenção às condições dos equipamentos e máquinas utilizadas na obra.

## 6.3 PLANILHAS DE FISCALIZAÇÃO E ACOMPANHAMENTO

A planilha para “*check list*” preenchida antes de iniciar a execução das estacas se mostrou muito importante para que nenhum detalhe fosse esquecido. Devido à várias verificações feitas pelo engenheiro, estagiário e mestre, alguns possíveis problemas foram antecipados e resolvidos, a segurança na hora de executar o serviço era plena, e o resultado foi satisfatório. Durante o período da pesquisa não foram encontrados erros associados à falta de atenção a um item necessário para início da execução. Mesmo sendo um método bastante utilizado, em algumas obras ainda se vê a negligência em aplicar-se o “*check list*”, ou a ficha de verificação de serviço corretamente. Quanto à planilha para acompanhamento do serviço, a mesma se mostrou muito eficiente, principalmente para o setor financeiro. Através de seus dados foi possível checar a quantidade total de concreto utilizado e a quantidade total de estacas executadas. Também permitiu o acompanhamento da rastreabilidade do concreto, através da numeração das estacas e data de sua execução. Outro fator importante sobre os dados da planilha de acompanhamento do serviço de contenção é que, através dos mesmos, foi feita uma previsão dos dias restantes para terminar o serviço e uma média de estacas executadas diariamente, possibilitando assim um planejamento mais detalhado do cronograma.

## 7 CONCLUSÕES E SUJESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

### 7.1 CONCLUSÕES

#### 7.1.1 Conclusões parciais

A análise do processo executivo da cortina de estacas hélice contínua mostrou vários problemas na metodologia comumente utilizada no mercado de trabalho, mostrando uma real discrepância entre a teoria executiva e a prática. Com base nessa análise, pode-se concluir:

- **Consumo de concreto**

O consumo de concreto apresentada no Item 6.1 revelou que a execução comumente encontrada no mercado de trabalho possui falhas que levam a um maior consumo de concreto, e que após aplicação das metodologias propostas no Item 5.5.1 o consumo foi diminuído consideravelmente, evidenciando assim, a importância do rigoroso cumprimento das instruções normativas e da racionalização do processo em relação ao consumo de concreto.

- **Máquinas e equipamentos**

No item 6.2 são apresentados os resultados obtidos no quesito preservação e condições operacionais dos instrumentos, que se revelou de extrema importância para a produtividade do serviço e para a segurança dos trabalhadores, tendo em vista que com as medidas tomadas no Item 5.5.2, durante o período de análise do trabalho, não ocorreram danos a equipamentos ou máquinas, e os mesmos operaram como planejado.

- **Administração do serviço**

As planilhas de “*check list*” e acompanhamento de serviço apresentadas no Item 5.5.3 somam uma ferramenta indispensável para a administração do processo executivo das contenções com estacas hélice contínua, seus dados apresentaram grande utilidade para evitar erros na execução, rastreabilidade do concreto, fechamento da produtividade das terceirizadas, planejamento da obra, etc.

#### 7.1.2 Conclusão final

Os bons resultados obtidos na análise de uma amostra parcial das estacas podem ser extrapolados para todas as estacas da cortina de contenção, assim como para a fundação do edifício. Portanto, o estudo como um todo se mostrou de grande importância para o mercado de trabalho e para a prática da engenharia.



## 7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Como sugestão para futuras pesquisas, é importante a análise das outras etapas da obra, tais como fundação, estrutura, alvenaria, etc., visando sempre à racionalização do processo executivo da etapa. Também é interessante desenvolver análises pós executivas das estacas para avaliar a interferência de um rígido controle executivo do elemento. Outra pesquisa importante para a execução das contenções seria o desenvolvimento de um manual prático exclusivo para os diferentes tipos de contenções e que abordassem de forma mais detalhada os seus processos executivos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122 – Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.
- \_\_\_\_\_**NBR 8036 - Programação de sondagem de simples reconhecimento dos solos para fundação e edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.
- \_\_\_\_\_**NBR 6484 – Solo - sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_**NBR 9604 –Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas**. Rio de Janeiro, 1986.
- ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. 3.Impr. São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 2003. 47 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA. *Manual de execução de fundações e geotecnia*. São Paulo: Pini, 2012. 499 p.
- ANTUNES, R. D. **Dimensionamento de cortina de estacas justapostas para execução de subsolo de edifício comercial**. 2007. 30 f. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia civil) – Departamento de engenharias, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, 2007.
- BERBERIAN, Dickran. **Fundações**. Brasília: FUNDEX, 29 julho. 2014. Curso de Fundações. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=KH-6Jvp86gE>. Acesso em: 27/04/2016.
- BOWLES, J. E. et al. **Foundation Analysis and Design**. 5.ed. New York: McGraw-Hill Companies, 1997.
- BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício**. São Paulo, EPUSP, 1987.
- DÉCOURT, L.QUARESMA, R. A. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4., Rio de Janeiro, 1978.
- DER – DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGENS. 00-001- Sondagens. São Paulo, 2006.

DRILLING DO BRAZIL. Estaca Escavada com Lama Bentonítica/Polímero. 2015. Disponível em: <http://www.drilling.com.br/servicos/estaca-escavada-com-lama-bentoniticapolimero/>. Acesso em: 23/04.2016.

FABRÍCIO, M. M.; ROSSIGNOLO, J. A. **Fundações**. AP0653 Tecnologia das Construções, 2010, 50 p. Apostila.

FALCONI, F. F. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 p.

FRANKI AFRICAA KELLER COMPANY. Continuous Flight Auger (CFA) pile installation sequence. 2015. Disponível em: <http://www.franki.co.za/wp-content/uploads/2014/10/Continuous-Flight-Auger-Piles.pdf>. Acesso em: 02/05/2016.

FURRIER, Max. **Caracterização geomorfológica e do meio físico da folha João Pessoa – 1:100000**. 2007. 213 f. Tese de doutorado (Geografia física) – Departamento de geografia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

GONSALVES, Heloisa Helena Silva. Mecânica dos solos e fundações, 2014. 143 f. Notas de Aula revisadas. Mimeografado.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2000.

IN - INSTRUÇÃO NORMATIVA. 04 - Execução de sondagem a trado. Rio de Janeiro, 1994.

JACINAVINICIOS, C. C.; BUMRAD, P. M. M. **Análise do desempenho e integridade de estacas escavadas**. 2011. 107 f. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia civil) – Departamento de engenharias, Universidade Anhembi Morunbi, São Paulo, 2011.

LUKIANCHUKI, J. A. **Interpretação de resultados do SPT com base em instrumentação dinâmica**. 2012. 374 f. Tese de doutorado (Geotecnia) – Departamento de Geotecnia, Escola de engenharia de São Carlos, São Paulo, 2012.

MANTUANO, R. M. **Comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice**. 2013. 87 f. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia civil) – Departamento de geotecnia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

MELHADO, S. B. et al. Apostila de fundações. ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO – Engenharia de construção civil. São Paulo, março. 2002.

NEGRO, A. E RANZINI, S.M.T. **Fundações Teoria e Prática**, Editora Pini, 2ª Edição, São Paulo, 1998, 751p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, O. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

STADLER, J. M. et al. **Sistematização do processo construtivo de fundação em Hélice Contínua**. In: ENCONCTRO DE ENGENHARIA E TECNOLOGIA DOS CAMPOS GERAIS, 8. 2018, Ponta Grossa, 2013.

TELLES, R. L. L. **Produtividade de estaqueamento em estacas do tipo hélice contínua: fatores de interferência.** 2011. 30 f. Monografia (Engenharia civil) – Unidade Universitária de ciências exatas e tecnológicas, Universidade Estadual do Ceará, Anápolis, 2011.

TERZAGHI, Karl; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice.** 3.ed. New York: A Wiley-Interscience Publication, John Wiley and Sons Inc. 1996.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEÁRA. Fundações profundas. Cap. 4. 2006. Disponível em: <http://www.lmsp.ufc.br/arquivos/graduacao/fundacao/apostila/04.pdf>. Acesso em: 28/04/2006.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ. Estruturas de arrimo. Cap. 16. 2014. Disponível em: <http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/2/29/Conten%C3%A7%C3%B5es.pdf>. Acesso em: 29/04/2016.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO. Estrutura de contenção – Aula 1. 2010. Disponível em: <http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~romerocesar/Aula9PPT.pdf>. Acesso em: 03/05/2016.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO RIO DE JANEIRO. Estruturas de contenção; *muro de arrimo*. 2010. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>. Acesso em: 02/05/2016.

UNIVERSIDADE ZAMBEZE FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA. Geologia aplicada. 2014. Disponível em: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAgyA0AH/sondagens-mecanicas>. Acesso em: 05/05/2016.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações:** Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais e fundações profundas. Nova ed. São Paulo: Oficina dos textos, 2010. v. 1 e 2.

WOLLE, C. M. . Fundações - Exercícios resolvidos.. São Paulo: EPUSP, 1993 (Apostila).