

**PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM SOLO MOLE A MUITO MOLE NA  
REGIÃO DA BAIXADA SANTISTA**

**ESTHEFANI GOMES RANGEL**

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
JULHO – 2025**

**PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM SOLO MOLE A MUITO MOLE NA  
REGIÃO DA BAIXADA SANTISTA**

ESTHEFANI GOMES RANGEL

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. Fernando Saboya de Albuquerque Júnior

Co-orientador: Prof. Sérgio Tibana

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ**

**JULHO – 2025**


# PROJETO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS EM SOLO MOLE A MUITO MOLE NA REGIÃO DA BAIXADA SANTISTA

ESTHEFANI GOMES RANGEL

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Comissão Examinadora:


Documento assinado digitalmente

 **JOSE NARCISO DE SOUZA RISCADO**  
Data: 31/07/2025 18:24:42-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

---

Eng. José Narciso de Souza Riscado (Engenheiro Civil) – Riscado Engenharia


Documento assinado digitalmente

 **ALDO DURAND FARFAN**  
Data: 31/07/2025 17:16:43-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

---

Prof. Aldo Durand Fáfán (D.Sc., Engenharia Civil) – UENF


Documento assinado digitalmente

 **SERGIO TIBANA**  
Data: 01/08/2025 10:06:51-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

---

Prof. Sérgio Tibana (Co-orientador, D.Sc., Geotecnia) – UENF

Documento assinado digitalmente

 **FERNANDO SABOYA ALBUQUERQUE JUNIOR**  
Data: 31/07/2025 15:03:40-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

---

Prof. Fernando Saboya de Albuquerque Júnior (Orientador, D.Sc., Geotecnia) - UENF

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço a Deus, que me abençoou, orientou e me deu fé para enfrentar com clareza e discernimento os maiores obstáculos desta jornada fazendo com que eu mudasse o destino da minha vida.

Agradeço ao meu pai Cilésio e minha mãe Marivone por terem acreditado nas minhas escolhas, acalmado meu coração em dias aflitos, terem intercedido por mim quando eu não podia, e por terem confiado no meu potencial. Pai e mãe eu amo vocês. Agradeço às minhas irmãs, presentes de Deus na minha vida, Edilânia, Aline e Gabriella. Por vocês fui mais forte, resisti quando não tinha mais forças, chorei e voltei a sorrir no dia seguinte e segui o meu caminho pensando no futuro da nossa família.

Ao meu amor Matheus, que esteve do meu lado em todos os momentos em que a graduação exigiu de mim, paciência, calma, foco e perseverança, recarregando minhas energias e me nutrindo de amor.

E a sua família por serem também minha família em todos momentos.

Aos amigos que fiz durante a graduação, que por diversas vezes me seguraram para não me deixar desanimar. No começo, eu os admirava pela inteligência e determinação, mas agora eu os admiro por serem quem são.

Pelos diversos professores que tive a honra e prazer de conhecer, em especial aos professores Fernando Saboya e Sérgio Tibana, meus olhos brilham e meu coração se enche de esperança pensando que um dia posso ser um pouco do que vocês são. Obrigada por tanto conhecimento.

E finalmente, a esta instituição que mudou completamente a minha vida, nela amadureci, aprendi muito, conheci pessoas maravilhosas e realizei meu sonho. UENF serei eternamente grata.

## SUMÁRIO

RESUMO .....	vii
LISTA DE FIGURAS .....	viii
LISTA DE TABELAS .....	ix
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES .....	x
Capítulo I – INTRODUÇÃO .....	12
1 Considerações Iniciais .....	12
2 Justificativa .....	12
3 Metodologia .....	13
Capítulo II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	14
1 Tipos de Fundações Profundas .....	14
1.1 Estacas Tipo Hélice Contínua .....	16
1.2 Estacas Ômega .....	17
1.3 Estacas Escavadas com o uso de Fluido Estabilizante .....	18
1.4 Escolha do Tipo de Estaca .....	19
2 Ensaio realizados para caracterização do solo .....	19
2.1 Ensaio SPT (Standard Penetration Test) .....	19
2.2 Ensaio de Cone (CPT) e de Piezocone (CPTu) .....	21
2.2.1 Ensaio de Cone (CPT) e de Piezocone (CPTu) .....	24
3 Software RS Pile .....	26
3.1 Teoria da Capacidade de Carga Última .....	26
3.1.1 Teoria da Capacidade de Carga Última .....	27
3.1.1.1 Teoria da Capacidade de Carga Última .....	27
3.1.2 Teoria da Capacidade de Carga Última .....	29
Capítulo III – ESTUDO DE CASO .....	30
1 Localização e Descrição do Empreendimento .....	30
2 Aspectos Geológicos e Investigação Geotécnica .....	31
Capítulo IV – ANÁLISE DOS ENSAIOS SPT E CPTU .....	32
Capítulo V – ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS – (SOFTWARE RS PILE) .....	38
Capítulo VI – MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES PARA DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE CONCRETO ARMADO .....	42
Capítulo VII – CONCLUSÃO .....	43
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	44

APÊNDICE A – DADOS CONSIDERADOS NO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DOS BLOCOS DE COROAMENTO .....	46
APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL BLOCO DE UMA ESTACA... ..	48
APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL BLOCO DE DUAS ESTACAS.....	49
APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL BLOCO DE TRÊS ESTACAS. ....	50
APÊNDICE E – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL BLOCO DE QUATRO ESTACAS.....	51
APÊNDICE F – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL ESTACA DE DIÂMETRO 0,5 M E 25 M DE PROFUNDIDADE .....	53
APÊNDICE G – PLANTA DE LOCAÇÃO DE ESTACAS.....	54
APÊNDICE H – PLANTA DE DETALHAMENTO BLOCOS DE FUNDAÇÃO.....	55
ANEXOS – BOLETINS DE SONDAGENS.....	56

## RESUMO

Este trabalho propõe uma solução geotécnica eficiente para a fundação de um hipermercado implantado sobre solos de baixa resistência na região do Guarujá (SP), caracterizada por camadas espessas de argilas moles a muito moles com elevada compressibilidade. A metodologia adotada consistiu na revisão teórica de fundações profundas, com ênfase em estacas escavadas — hélice contínua, estaca Ômega e estacas com uso de lama estabilizante — além da investigação geotécnica por meio dos ensaios SPT e CPTu. Com base nos resultados, foi adotada a estaca Ômega do tipo flutuante como solução mais adequada, devido à sua boa performance em solos finos de baixa permeabilidade e mínima descompressão do terreno. A capacidade de carga foi estimada utilizando o método  $\alpha$ , com suporte do software RS Pile, e a estaca ideal apresentou 25 m de profundidade, 0,5 m de diâmetro e capacidade última de 70,5 tf, resultando em carga admissível de 35,25 tf. O dimensionamento estrutural dos blocos de coroamento foi realizado pelo método das bielas e tirantes, conforme a NBR 6118, e os resultados foram validados por simulações computacionais e dados regionais de fundações. Conclui-se que a solução adotada atende aos requisitos de segurança, viabilidade e desempenho técnico, contribuindo para o desenvolvimento de projetos em solos moles da Baixada Santista.

**PALAVRAS CHAVE:** Fundações profundas; solos moles; capacidade de carga; Rs pile.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Execução da Estaca Hélice Contínua.....	16
Figura 2 - Processo Executivo Estaca Ômega.....	17
Figura 3 - Ensaio CPT: (a) princípio de funcionamento e (b) vista de um equipamento (desenvolvido pela COPPE-UFRJ juntamente com a GROM - Automação e Sensores).....	22
Figura 4 - (a) principais posições de instalação do elemento poroso para medição da poropressão e (b) influência da poropressão na resistência de ponta.....	23
Figura 5 - Ábaco para identificação do comportamento típico dos solos.....	26
Figura 6 - Curvas para o coeficiente $\alpha$ .....	28
Figura 7 - Região do empreendimento.....	30
Figura 8 - Resultado de ensaio CPTU 1 no local da obra.....	34
Figura 9 - Resultado de ensaio CPTU 2 no local da obra.....	34
Figura 10 - Resultado de ensaio CPTU 3 no local da obra.....	35
Figura 11- Perfis sobrepostos dos ensaios com as grandezas fundamentais normalizadas.....	35
Figura 12 - Classificação do Tipo de Comportamento do Solo - SBTn.....	36
Figura 13 - Gráficos corrigidos.....	37
Figura 14 – Detalhe da primeira camada de solo.....	38
Figura 15 – Detalhe da segunda camada de solo.....	39
Figura 16 – Capacidade de carga da estaca 1.....	39
Figura 17 - Capacidade de carga da estaca 2.....	40
Figura 18 - Gráfico da curva Carga x Recalque de uma estaca de 25 m e diâmetro de 0,5 m.....	40
Figura 19 - Modelo de formação das bielas e tirantes em um bloco de duas estacas.....	42

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tipos de Estacas.....	16
Tabela 2 - Propriedades Lama Bentonítica para perfuração .....	20
Tabela 3 - Estado de compactação e consistência dos solos. ....	22
Tabela 4 - Classificação dos solos por tipo de comportamento.....	26
Tabela 5 - Dados Ensaio Piezocone.....	33
Tabela 6 - Tabela de Fórmulas e Correlações .....	34
Tabela 7- Características do solo de acordo com os ensaios CPTU's .....	38
Tabela 8 - Estacas modeladas no software RS Pile .....	39

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas  
API – American Petroleum Institute  
AT – Argilas Transicionais  
CIUC – Compressão Isotropicamente Consolidada Não Drenada  
CPT – Cone Penetration Test  
CPTu – Cone Penetration Test com medição de pressão neutra (Piezocone)  
FS – Atrito lateral (side friction)  
GEO NE – Geotecnia Nordeste  
NBR – Norma Brasileira Regulamentadora  
Nkt – Fator de correlação entre resistência não drenada e  $q_t$   
 $Q_t$  – Resistência de ponta normalizada  
RS Pile – Rocscience Pile (software de simulação de fundações profundas)  
SBTn – Soil Behavior Type normalized (tipo de comportamento do solo normalizado)  
SFL – Sedimentos Flúvio-Lagunares  
Su – Resistência ao cisalhamento não drenada  
SPT – Standard Penetration Test (Ensaio de Sondagem à Percussão)  
tf – Tonelada-força  
 $\gamma_w$  – Peso específico da água  
 $\alpha$  – Fator de adesão para solos coesivos  
 $\tau$  – Tensão cortante lateral  
 $\sigma_{vo}$  – Tensão vertical total  
 $\sigma'_{vo}$  – Tensão vertical efetiva  
 $q_c$  – Resistência de ponta medida  
 $q_t$  – Resistência de ponta corrigida  
Qult – Carga última de projeto  
Qadm – Carga admissível  
fs – Atrito lateral medido  
ft – Atrito lateral corrigido  
Bq – Índice de poropressão  
Rf – Razão de atrito  
W – Peso próprio da estaca  
Ab – Área da base da estaca  
U – Perímetro da estaca

$\Delta l$  – Incremento de comprimento da estaca  
Nc – Fator de capacidade de carga da base  
m – metro (comprimento)  
cm – centímetro (comprimento)  
mm – milímetro (comprimento)  
tf – tonelada-força (força)  
kg – quilograma (massa)  
kN – quilonewton (força)  
kPa – quilopascal (tensão / pressão)  
MPa – megapascal (tensão / pressão)  
g/cm<sup>3</sup> – grama por centímetro cúbico (densidade)  
s/qt – segundos por quarto de galão (viscosidade medida pelo funil Marsh)

# **CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO**

## **1.1 Considerações Iniciais**

O estudo do comportamento dos solos moles frente aos diversos tipos de fundações é um tema tratado desde o início da Mecânica dos Solos. Este tema intervém das características únicas do solo em questão, como sua baixa resistência ao cisalhamento e sua alta compressibilidade, exigindo do meio geotécnico, técnicas e estudos especializados para garantir a segurança e estabilidade da construção a ser feita.

As fundações profundas, se bem calculadas, solucionam esse problema por meio da adesão entre o solo e a estaca (atrito lateral) e da resistência desenvolvida na ponta. Através de muitos estudos teóricos e práticos da interação solo-estaca foi possível chegar a diferentes tipos de fundações profundas que podem ser classificadas ou de acordo com o processo executivo ou com os efeitos que desenvolvem no solo a partir de sua execução.

Atualmente, existem diversos tipos de fundações profundas. Entretanto, o trabalho se desenvolverá para aquela cuja a função resolve o problema da baixa capacidade de suporte do solo levando-se em conta seu diâmetro, visto que o mesmo exerce grande influência na capacidade de carga final.

### **1 Justificativa**

A região metropolitana da Baixada Santista em São Paulo é uma referência quando o assunto é solos moles e recalque de fundações, isto se dá ao fato de que a resistência do solo local é muito baixa. O projeto de fundação tema deste trabalho objetiva-se a projetar uma fundação capaz de transmitir as cargas de mais de 60 toneladas provenientes da superestrutura de um supermercado para um solo mole a muito mole nesta região. A fundação será feita por estacas flutuantes conhecidas pelo seu bom desempenho em solos finos de baixa permeabilidade.

Neste cenário, o projeto justifica-se pois as informações retiradas do local da obra acerca do tema e que foram executadas para se obter uma alternativa viável de fundação são de fundamental importância, visto que contribuem para agregar conhecimento para a área geotécnica.

## **2 Metodologia**

A definição teórica do projeto se baseará em pesquisas bibliográficas acerca do tema. Para o cálculo da capacidade de carga geotécnica da fundação serão interpretados os dados coletados de Ensaio Piezocone e SPT executados no local até 40 metros de profundidade e feitas análises numéricas pelo software da Rocscience – RS Pile, utilizando o Método  $\alpha$  para solos moles. A análise permitirá elaborar um projeto de estaqueamento, visando a maior viabilidade econômica entre as opções de diâmetros de fundações sem prejuízo da segurança, sendo necessários conhecimentos prévios em geotecnia de fundações, mecânica dos solos e concreto armado.

## **CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **1 Tipos de Fundações Profundas**

As fundações são dimensionadas para suportar todas as cargas da superestrutura levando-se em consideração as propriedades do solo em que essas cargas serão distribuídas sem que haja grandes recalques e a ruptura do maciço.

De acordo com Alonso (1991), essas fundações devem garantir condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade para que apresentem um bom desempenho, característica essa que está diretamente ligada ao controle e à garantia de qualidade (adequação ao uso). Esse padrão é o certo a ser seguido, visto que existem normas acerca desse tema, como é o caso da NBR 6118 para projetos de estruturas em concreto e NBR 6122 para projetos e execução de fundações.

Conforme afirma Caputo (1998) é necessário conhecer as condições do subsolo, a disposição de suas camadas, sua natureza para que seja possível abordar qualquer problema em Mecânica dos Solos.

Os solos da Baixada Santista, tema deste trabalho, são popularmente conhecidos por serem solos de baixa resistência e alta compressibilidade. Por isso, o tipo de fundação a ser escolhida depende dessas características.

Convencionalmente, as fundações estão divididas em dois grupos, superficiais e profundas, possuindo como critério de classificação, deliberado pela NBR 6122, seu mecanismo de ruptura.

As fundações superficiais seriam inviáveis a este tipo de solo, visto que, devido à baixa capacidade de suporte do mesmo, as tensões não seriam distribuídas sem que ocorressem grandes recalques ou a ruptura do maciço. Por isso, não trataremos sobre elas neste trabalho.

Por outro lado, de acordo com Velloso e Lopes (2010) e a NBR 6122 as fundações profundas são aquelas que transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas. Além disso, nesse tipo de fundação, o mecanismo de ruptura de base não surge na superfície do terreno como na fundação superficial, mas acima dela, numa distância de duas vezes sua menor dimensão. Nesse tipo de fundação incluem-se os tubulões, caixões e estacas, sendo a última objeto de estudo deste projeto.

Segundo Velloso e Lopes (2010) as estacas podem ser classificadas de acordo com o material, seu processo executivo e ainda, de acordo com seu efeito no solo (tipo de deslocamento) sendo classificadas como: “de deslocamento” que seriam as estacas cravadas em geral, são chamadas assim por que ao serem cravadas deslocam o solo horizontalmente para abrir espaço para a estaca se ocupar e “de substituição” que seriam as estacas escavadas em geral, nesse tipo de estaca o solo do espaço que a estaca vai ocupar é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas.

Há ainda uma opção intermediária que seria as estacas “sem deslocamento”, nelas estão incluídas as estacas escavadas que em seu processo executivo praticamente não há remoção de solo e/ou no momento da concretagem são tomadas medidas para reestabelecer as tensões geostáticas (pelo menos parcialmente).

De acordo com Terzaghi e Peck (1967, apud Velloso; Lopes, 2010, pg 182), existe uma outra classificação que diz respeito ao tipo de estaca de acordo com as características do solo podendo ser agrupadas em três tipos:

Estacas de atrito em solos granulares muito permeáveis: transferem a maior parte da carga por atrito lateral. O processo de cravação dessas estacas, próximas entre si, em grupos, reduz especialmente a porosidade e a compressibilidade do solo dentro e em torno do grupo. Consequentemente, as estacas desta categoria são, algumas vezes, chamadas estacas de compactação.

Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade: também transferem ao solo as cargas que lhes são aplicadas pelo atrito lateral, porém não produzem compactação apreciável do solo. Fundações suportadas por estacas deste tipo são comumente conhecidas como fundações em estacas flutuantes.

Estacas de ponta: transferem as cargas a uma camada de solo resistente situada a uma profundidade considerável abaixo da base da estrutura.

A Tabela 1 compila alguns tipos de estacas mais usados no país segundo os mesmos autores.

Tabela 1 - Tipos de Estacas

Tipo de Execução		Estacas
De deslocamento	Pequeno	Madeira; Pré-moldadas de concreto; Tubos de aço de ponta fechada; Tipo Franki; Micro estacas injetadas Perfis de aço;
	Grande	Tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação); Estacas hélice especiais;

Sem deslocamento	Escavadas com revestimento metálico perdido que avança sem deslocamento à frente da escavação; Estacas raiz;
De substituição	Escavadas sem revestimento ou com uso de lama; Tipo Strauss; Estacas hélice contínua em geral.

Fonte: Velloso e Lopes (2010)

O trabalho se desenvolverá no estudo de estacas escavadas mais usuais para solos moles devido à necessidade de se atingir grandes profundidades e altas cargas. A seguir estão descritos os principais tipos dessas estacas.

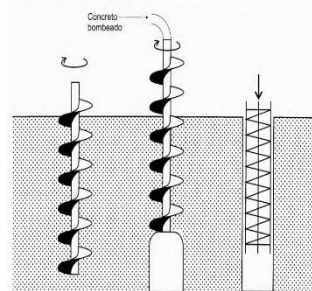
### 1.1 Estacas Tipo Hélice Contínua

A estaca Hélice Contínua é um tipo de estaca escavada moldada in loco. Seu modo de execução se dá com o auxílio de um tubo central (trado) composto de hélices em espiral de grande comprimento, a ponta do trado possui garras para facilitar o corte do terreno e uma tampa para impedir a entrada de solo durante a escavação. Este tubo central injeta concreto simultaneamente à sua retirada do terreno, a pressão da injeção do concreto deve ser tal que ele preencha os vazios deixados pela extração da hélice. A armadura da estaca só é colocada após a finalização da concretagem.

Esse tipo de estaca pode chegar a comprimentos de 15 a 30 metros e diâmetros de 30 a 100 cm. É utilizada em terrenos coesivos e arenosos com presença ou não de lençol freático e recomendada para obras que tem foco em produtividade, pois executam 200 a 400 metros por dia dependendo do diâmetro da hélice, da profundidade e da resistência do terreno. Além de que, sua execução pode ser monitorada eletronicamente em tempo real fornecendo resultados como: comprimento da estaca; rotação; pressão de concreto; volume de concreto etc (Velloso e Lopes, 2010).

A Figura 1 demonstra o processo executivo de uma estaca hélice contínua:

Figura 1 - Execução da Estaca Hélice Contínua



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

## 1.2 Estacas Ômega

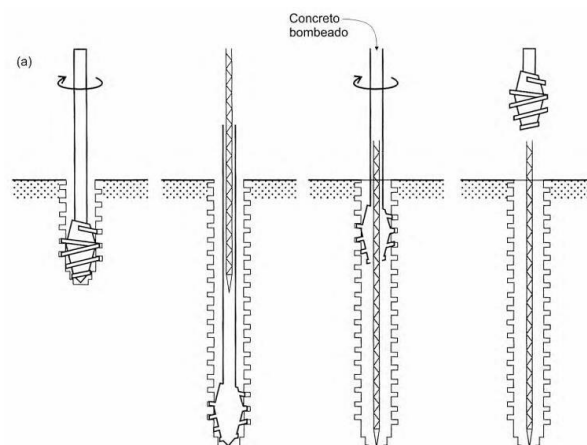
O processo executivo dessa estaca é semelhante ao da estaca Hélice Contínua Monitorada, a principal diferença está na forma que o trado penetra no solo, pois diferentemente das estacas hélice, o solo não é transportado à superfície, ele é apenas compactado lateralmente resultando em uma melhoria significativa do atrito lateral e conseqüentemente das cargas admissíveis das estacas. Isso se dá graças ao seu trado de forma cônica, que perfura o solo como um “parafuso”, assim, o material que cair na parte superior da perfuração é transportado pelas pás para a ponta para que possa ser compactado.

Assim como as estacas Hélice, as estacas Ômega também não produzem muitas vibrações nem ruídos durante seu processo de instalação, são monitoradas, fazendo com que se tenha uma alta qualidade de execução e são adequadas para uma grande variedade de tipos de solo, exceto aqueles impenetráveis.

As grandes vantagens em relação às estacas hélice contínua estão no aumento da capacidade de carga lateral e de ponta devido ao seu processo de perfuração, o que provoca um encurtamento das estacas Ômega além de não produzir material para de descarte durante sua execução (Carvalho, 2013).

Como desvantagem temos que a execução da estaca Ômega em solos moles ocasiona uma elevada pressão de concreto que pode interferir na integridade da estaca, mas se for feito um rigoroso controle da subida do trado para garantir o sobreconsumo do concreto na medida correta, a integridade da estaca estará a salvo (GeoNe, 2010). A seguir tem-se uma figura do processo executivo das estacas Ômega:

Figura 2 - Processo Executivo Estaca Ômega.



Fonte: Velloso e Lopes (2010)

### 1.3 Estacas Escavadas com o uso de Fluido Estabilizante

Segundo a NBR 6122/2022, essas estacas utilizam fluido estabilizante para a sustentação de suas paredes, podendo ser lama bentonítica ou polímeros sintéticos naturais ou naturais modificados. A concretagem ocorre de forma submersa com o auxílio de uma tremonha que é colocada até o fundo da escavação e devido a maior densidade do concreto, desloca o fluido estabilizante em direção ascendente para fora do furo. O processo executivo se dá da seguinte forma:

**Escavação:** a perfuração é feita com uma perfuratriz ou clamshell, e durante a escavação, é importante manter o nível da lama pelo menos 2 metros acima do lençol freático. A lama bentonítica previamente preparada é injetada para estabilizar o solo conforme a escavação avança e evitar desmoronamentos;

**Armação:** coloca-se dentro da escavação cheia de lama a armadura previamente montada e com seus devidos espaçadores;

**Concretagem:** lançamento do concreto, de baixo para cima, imediatamente após a escavação através de tubos de concretagem (tubos tremonha). Não se deve permitir uma interrupção muito grande no lançamento do concreto para se evitar as chamadas “juntas frias”, que podem prejudicar a capacidade do fuste da estaca.

De acordo com Hachich et al (1998) essas estacas podem ser executadas nos solos em condições de permeabilidade inferior a 1cm/seg. Fazendo o uso da lama dosada nas concentrações usuais de 4% a 8%.

Um lençol freático muito alto (próximo a superfície do terreno) ou um lençol com artesianismo pode dificultar a execução das estacas, visto que a presença de água pode afetar a eficácia do fluido estabilizante através da diluição, além de que pode também aumentar o risco de colapsos na parede da escavação, comprometendo sua estabilidade, a segurança do processo e a integridade da estaca, por isso a profundidade das estacas escavadas é limitada ao nível do lençol freático.

Hachich et al (1998) ressaltam que a qualidade nas escavações está ligada à qualidade da lama, dessa forma, é necessário que se tenha o controle das propriedades da bentonita no fundo da estaca. A NBR 6122 recomenda que depois de misturada, a lama deve ficar em repouso por 12h para sua plena hidratação e indica alguns limites de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2 - Propriedades Lama Bentonítica para perfuração.

<b>Propriedades</b>	<b>Valores</b>	<b>Equipamentos para ensaio</b>
Densidade	1,025 g/cm <sup>3</sup> a 1,10 g/cm <sup>3</sup>	Densímetro
Viscosidade	30 s/qt a 90 s/qt	Funil Marsh
pH	7 a 11	Indicador de pH
Teor de areia	Até 3%	Baroid sand content ou similar

Fonte: NBR 6122 (2022)

#### **1.4 Escolha do Tipo de Estaca**

A fundação a ser utilizada será a do tipo estaca hélice de deslocamento (estaca Ômega) do tipo flutuante, nessa classificação estão as estacas cravadas que transferem ao solo as cargas que lhes são aplicadas pelo atrito lateral e que não mobilizam ou mobilizam minimamente as tensões geostáticas do solo. Tal escolha se deu levando-se em conta que o processo executivo deste tipo de fundação irá favorecer o ganho de resistência da fundação através da melhor compactação do solo ao seu redor.

## **2 Ensaios realizados para caracterização do solo**

Como já mencionado anteriormente, quando se fala de fundações é fundamental entender que não se considera apenas o elemento estrutural, mas sim o conjunto: elemento estrutural e solo. Para se conhecer as características deste maciço são feitos ensaios de laboratório e no local da obra.

Os ensaios a seguir foram realizados para este fim no local da obra em questão.

### **2.1 Ensaio SPT (Standard Penetration Test)**

O SPT é um tipo de ensaio com penetração dinâmica que é normalizado no Brasil pela NBR 6484 e que consiste essencialmente em dois tipos de operação: perfuração e amostragem.

O ensaio é feito de metro em metro através da cravação de um amostrador normalizado.

As perfurações são capazes de ultrapassar o nível d'água e atravessar solos relativamente compactos ou duros a fim de se medir sua resistência ao longo da profundidade perfurada, entretanto, esses furos não ultrapassam matacões e blocos ou alterações de rocha e tem dificuldade de atravessar saprólitos muito compactos. A

perfuração acima do lençol frático deve ser executada com trados helicoidais, e abaixo, com sistema de circulação de água bombeada. No processo de perfuração o amostrador é cravado por meio de golpes de um peso de 65 Kg caindo de 75 cm de altura. No momento da execução do ensaio anota-se o número de golpes necessários para cravar 45 cm do amostrador dividido por 3 partes de 15 centímetros (Velloso e Lopes, 2010).

Se for atingido o nível de água, a perfuração segue com a técnica de circulação de água, sendo esta, realizada por uma haste, que funciona como ferramenta de escavação, de menor diâmetro que o furo do ensaio e o tubo de revestimento e que, possui na sua extremidade um trépano com ponta afiada e dois orifícios por onde sai a água. A água é bombeada para o inferior do furo com a ajuda de uma bomba d'água motorizada. O procedimento consiste no levantamento da haste repetidas vezes a uma altura de aproximadamente 30 cm e ao ser deixada cair, imprime-se na haste um movimento de rotação realizado pelo operador.

O resultado do ensaio SPT nos mostra a resistência à penetração do solo, o  $N_{spt}$ , que é o número de golpes que cravou os últimos 30 centímetros do amostrador no solo (desprezando-se, portanto, os primeiros 15 centímetros, embora o número de golpes para a penetração também tenha sido medido). Com base na resistência à penetração do solo seu estado é classificado pela compacidade, quando areia ou silte arenoso, ou pela consistência, quando argila ou silte argiloso (Velloso e Lopes, 2010). Pinto (2006 p. 48) ressalta que “as classificações são frutos da experiência acumulada e dependem da energia aplicada ao barrilete amostrador, conseqüente da forma como o martelo é acionado.”

O ensaio SPT também fornece, através do amostrador padrão, amostras deformadas que são coletadas e devidamente acondicionadas para posterior análise em laboratório, destas amostras, são indicadas as características tátil-visuais do solo local e sua estatigrafia, sua classificação, o nível de água subterrânea, presença de microestruturas e outras observações que constarão no perfil de sondagem e subsidiarão os projetos posteriores. Quando as sondagens são feitas com certa proximidade, permitem ainda o traçado das seções do subsolo, através da verificação de materiais com cotas semelhantes, na hipótese de que as camadas sejam contínuas.

O sistema de classificação mais utilizado é o que está presente na NBR 6484 (2020) sendo apresentado na Tabela 3 a seguir, baseando-se nas medidas de

resistência à penetração.

Tabela 3 - Estado de compactidade e consistência dos solos.

Solo	Índice de Resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenoso	<4	Fofa
	5-8	Pouco compacta
	9-18	Medianamente compacta
	19-40	Compacta
	>40	Muito compacta
Argila e silte argiloso	<2	Muito mole
	3-5	Mole
	6-10	Média
	11-19	Rija
	>19	Dura

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

## 2.2 Ensaio de Cone (CPT) e de Piezocone (CPTu)

O ensaio de cone também conhecido como “ensaio de penetração estática” (por conta da sua forma de cravação) e “ensaio de penetração contínua” (devido a maneira de fornecer informações) originou-se na Holanda na década de 1930. Ficou conhecido mundialmente devido a qualidade de suas informações, destacando-se a rapidez de execução e a confiabilidade dos resultados.

O ensaio visa fornecer a estatigrafia e classificação dos solos, obter parâmetros geotécnicos como o perfil da resistência não drenada do solo (indiretamente através da resistência de cone corrigida e do fator de cone  $N_{kt}$ ), os coeficientes de adensamento do solo através dos ensaios de dissipação e também fornece a correlação direta com fundações do tipo estaca. É feito através da cravação a velocidade lenta e constante (inicialmente com 1 cm/s e atualmente com 2 cm/s) de uma haste com ponta cônica que mede a resistência encontrada na ponta ( $q_c$ ) e a resistência devido ao atrito lateral do solo com a haste ( $f_s$ ) ao longo de toda a espessura analisada (Velloso e Lopes, 2010). A partir desses resultados também é possível definir a razão de atrito ( $R_f$ ) como sendo a razão entre as leituras de atrito lateral e de resistência de ponta demonstrada na Equação (1) a seguir:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (1)$$

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) até a década de 1990 a experiência brasileira era limitada, mas com o avanço em pesquisas científicas houve um crescente interesse comercial pelo ensaio. Atualmente o ensaio é executado comercialmente por diversas empresas estabelecidas no Brasil e na América do Sul.

As dificuldades de compreensão e comparação entre os resultados provenientes de diferentes equipamentos levaram à padronização do procedimento de ensaio, entretanto, as ponteiros de cravação podem ser classificados em três categorias:

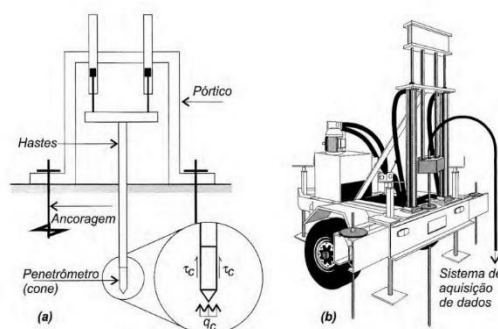
**Cone mecânico:** caracterizado por medir as cargas necessárias para cravar a luva de atrito e a ponta cônica através de sistemas mecânicos na superfície, determinando assim a resistência de ponta ( $q_c$ ) e a resistência de atrito lateral ( $f_s$ );

**Cone elétrico:** a resistência de ponta ( $q_c$ ) pode ser obtida continuamente e é medida através de uma célula de carga com “strain-gauges” que compensam as tensões provenientes da flexão na ponta do equipamento, enquanto que células de carga instrumentadas eletricamente adaptadas à luva de atrito acima da base permitem também a medida da resistência de atrito lateral ( $f_s$ ).

**Piezocone:** além das medidas elétricas de  $q_c$  e  $f_s$ , permite a contínua monitoração das pressões neutras ( $u$ ) geradas durante o processo de cravação.

Quanto ao equipamento de cravação, consiste em uma estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema hidráulico para aplicação de cargas e penetração da sonda, sendo o pistão acionado pela bomba hidráulica acoplada ao motor que por sua vez, possui uma válvula reguladora de vazão possibilitando o controle preciso da velocidade de cravação durante o ensaio (Velloso e Lopes, 2010). A Figura 3 a seguir demonstra o princípio de funcionamento do sistema de aplicação de cargas e um tipo de equipamento.

Figura 3 - Ensaio CPT: (a) princípio de funcionamento e (b) vista de um equipamento (desenvolvido pela COPPE-UFRJ juntamente com a GROM - Automação e Sensores)

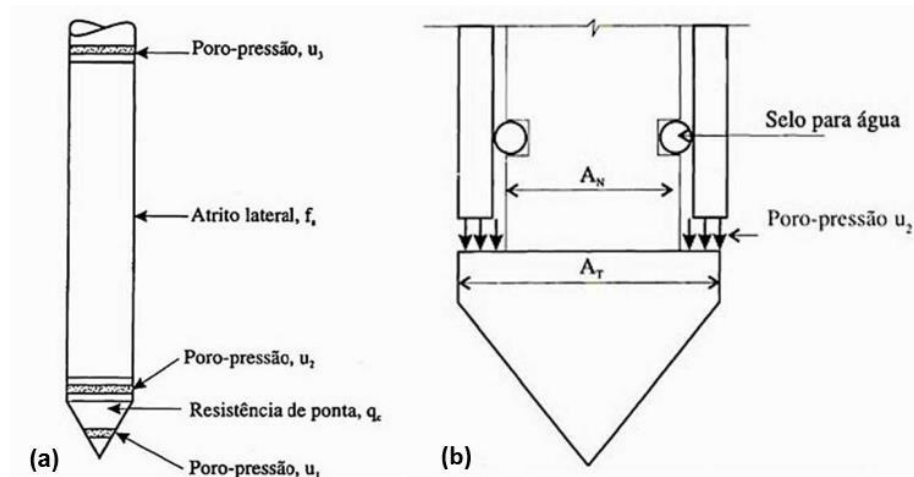


Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Atualmente, o ensaio piezocone é conhecido mundialmente pelo termo “piezocone test” e tem como designação a sigla “CPTU” enquanto que os ensaios feitos por cones mecânicos e elétricos são conhecidos internacionalmente como “Cone Penetration Test” e tem como sigla “CPT”.

Graças ao desenvolvimento do piezocone foi possível verificar erros nas medidas da resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) nos casos dos ensaios de cone mecânico e elétrico, principalmente no caso de solos saturados e argilas moles, isto porque, nestes tipos de solos as pressões neutras ( $u$ ) são grandes em comparação com a resistência de ponta ( $q_c$ ) devido a ação de água nas ranhuras do cone (Hachich et al., 1998). A Figura 4 a seguir ilustra as possíveis posições do elemento poroso no piezocone e como a poropressão influencia na resistência quando instalado na base do cone.

Figura 4 - (a) principais posições de instalação do elemento poroso para medição da poropressão e (b) influência da poropressão na resistência de ponta.



Fonte: Hachich et al., (1998).

Segundo Campanella et al., (1982, apud Hachich et al., 1998) a equação que corrige a resistência de ponta ( $q_c$ ) em função da poropressão medida na posição  $u_2$  é dada pela equação:

$$q_t = q_c + u_2 (1 - a) \quad (2)$$

Sendo:

$q_t$  = resistência de ponta corrigida  $q_c$  = resistência medida no cone

$a = A_N/A_T$ , relação das áreas correspondentes na **Erro! Fonte de referência não**

**encontrada**.b; parâmetro obtido através da calibração do equipamento.

Em casos que o elemento poroso não está na posição  $u_2$ , os autores recomendam a expressão a seguir:

$$q_t = q_c + k_c u(1 - a) \quad (3)$$

Sendo:

$q_t$  = resistência de ponta corrigida  $q_c$  = resistência medida no cone

$k_c = u_2/u$ , fator de correção que depende da posição relativa entre o elemento poroso e a base do cone

$u$  = poropressão medida

Campanella et al., (1982, apud Hachich et al., 1998) ressaltam que enquanto a resistência de ponta é corrigida em praticamente todos os ensaios, na medida do atrito lateral não é tão frequente essa prática. Entretanto, algumas expressões foram propostas para tal correção, a mais geral é apresentada da seguinte forma:

$$f_t = f_s - u_2 \frac{A_{sb}}{A_l} + u_3 \frac{A_{st}}{A_l} \quad (4)$$

Sendo:

$f_t$  = atrito lateral corrigido  $f_s$  = atrito lateral medido

$A_{sb}$ ,  $A_{st}$  = áreas da base e do topo da luva de atrito, respectivamente

$A_l$  = área lateral da luva de atrito

### **2.2.1 Classificação e Estatigrafia dos Solos segundo Ensaio Piezone (CPTU).**

Para a classificação e estatigrafia do solo em casos de cones mecânicos e elétricos muitos autores utilizam ábacos que relacionam a resistência de ponta ( $q_c$ ) com a razão de atrito ( $R_f$ ). No caso do piezocone, muitas propostas substituem o atrito lateral ( $f_s$ ) pela poropressão ( $u$ ) nesta interpretação, isto porque das grandezas fundamentais medidas nos ensaios ( $q_c$  ou  $q_t$ ,  $f_s$  e  $u_2$ ) o atrito lateral é a grandeza menos confiável (Hachich et al., 1998).

Entretanto, segundo Schnaid e Odebrecht (2012) ábacos também são utilizados e podem ser facilmente implementados em programas computacionais de processamento e pós-processamento. Destaca-se nesse contexto, a proposta de Robertson (1990, apud Schnaid e Odebrecht, 2012) que utiliza novas grandezas

fundamentais de ensaio, levando em conta o aumento dos valores de  $q_t$  e  $f_s$  com o aumento da profundidade de ensaio, ou seja, o aumento do nível de tensões e a maneira como a poropressão se dissipa durante uma pausa na cravação ou durante ensaios de dissipação. Surgem então, as equações a seguir:

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (5)$$

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \quad (6)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \times 100\% \quad (7)$$

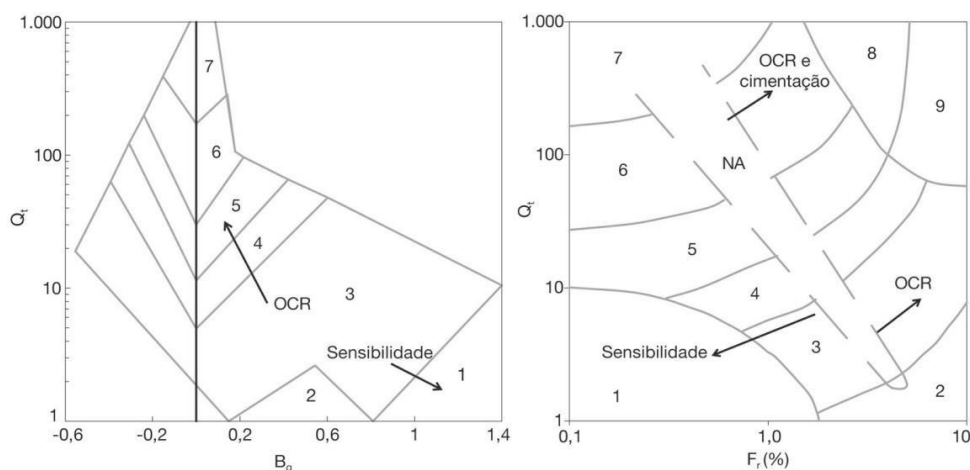
Pela proposta de Robertson (1990, apud Schnaid e Odebrecht, 2012), a partir desses resultados, são plotados dois ábacos:  $Q_t - B_q$ ,  $Q_t - F_r$ , mostrados na Figura 5; onde é possível a identificação de nove zonas que representam solos de diferentes comportamentos conforme a seguinte tabela:

Tabela 4 - Classificação dos solos por tipo de comportamento.

Zona	Tipos de solos
1	Solo fino sensível
2	Solo orgânico e turfas
3	Argilas – argilas siltosas
4	Argila siltosa – silte argiloso
5	Siltes arenosos – areias siltosas
6	Areias limpas – areias siltosas
7	Areias com pedregulhos – areias
8	Areias – areias limpas
9	Areias finas rígidas

Fonte: Robertson (1990, apud Schnaid e Odebrecht, 2012)

Figura 5 - Ábaco para identificação do comportamento típico dos solos.



Fonte: Robertson (1990, apud Schnaid e Odebrecht, 2012)

Após a definição do perfil do subsolo, procede-se a interpretação dos resultados de duas maneiras diferentes: seguindo uma abordagem indireta (em que os parâmetros geotécnicos são determinados) e/ou uma abordagem direta (relacionando o comportamento do cone e de uma estaca).

### 3 Software RS Pile

O software RS Pile da Rocscience, utiliza o método da curva t-z, que é uma técnica usada para simular como o solo interage com a estaca ao longo do fuste e na base considerando o comportamento real — que não é linear — da deformação do solo conforme ele vai sendo carregado. A análise é feita utilizando elementos finitos, em que divide-se a estaca e o solo em pequenos pedaços (elementos) e analisa-se cada um separadamente. O programa simula o comportamento da estaca sob carga.

Em cada passo (ou iteração), ele estima quanto a estaca se desloca e recalcula a rigidez do solo com base nesse novo deslocamento.

Isso torna a análise muito mais precisa e realista, especialmente em solos com comportamento complexo.

#### 3.1 Teoria da Capacidade de Carga Última

De acordo com Velloso e Lopes (2010) em uma fundação é imprescindível verificar a segurança em relação à perda da capacidade de carga. Pelos métodos estáticos, a capacidade de carga é calculada por fórmulas que estudam a estaca

mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática do solo, sendo esta, obtida em ensaios de laboratório ou in situ. Também chamamos esta solução de como determinar a capacidade de carga de método racional ou teórico, por utilizar soluções com base em teorias e parâmetros do solo.

Para esses métodos, é pressuposto que exista o equilíbrio entre a carga aplicada na estaca ( $Q_{ult}$ ) e seu peso próprio ( $W$ ) com a capacidade que o solo tem de reagir à essa carga na base (ponta) ( $Q_{p,ult}$ ) e na lateral da estaca (fuste) ( $Q_{l,ult}$ ) como na expressão a seguir:

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{b,ult} \quad (8)$$

Na maioria das vezes o peso próprio é desprezado devido à magnitude das cargas envolvidas e a expressão pode ser reescrita da seguinte forma:

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta_l \quad (9)$$

Sendo:

$A_b$  = área de ponta ou base da estaca;

$q_{p,ult}$  = resistência de ponta (unitária);

$U$  = perímetro da estaca, suposto constante;

$T_{l,ult}$  = resistência lateral (unitária);

$\Delta_l$  = trecho do comprimento da estaca ao qual  $T_{l,ult}$  se aplica.

### **3.1.1 Resistência Lateral em solos com coesão – (Software RS Pile)**

#### **3.1.1.1 Método $\alpha$ ou Enfoque em Tensões Totais**

Segundo Valenzuela (1980), o tempo de drenagem e o grau de saturação influenciam significativamente a resistência de solos argilosos. A escolha do método se faz necessária pois no curto prazo, após a instalação da estaca, como os solos moles tem baixa permeabilidade, a água nos poros não consegue sair rapidamente quando o solo é carregado, por isso a resistência lateral é melhor definida pelo comportamento não drenado desses solos. Já quando se avalia no longo prazo, o solo evolui para um comportamento drenado onde o adensamento já ocorreu, por isso o enfoque em tensões efetivas se torna mais apropriado (Rocscience, 2022).

Dessa forma, Velloso e Lopes (2010) demonstram que para a avaliar a

resistência lateral unitária de estacas em solos argilosos, esta foi relacionada à resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) antes da instalação da estaca:

$$\tau_{l,ult} = \alpha S_u \quad (10)$$

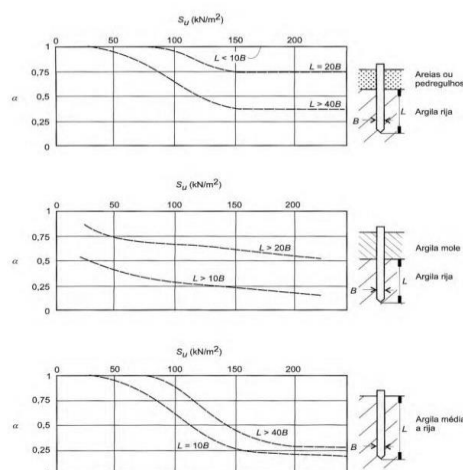
Onde  $\alpha$  é o fator de adesão e está correlacionado com a resistência não drenada do solo e deve ser escolhida seguindo a experiência local ou com valores mais conservadores no caso de não se ter experiência. Os valores de 0,4 a 0,45 são vistos como satisfatórios na maioria dos casos e em argilas altamente fissuradas. Mas também pode ser calculado, de acordo com a Federal Highway Administration (2018, apud Rocscience, 2022) pela seguinte fórmula:

$$\alpha = 0.30 + \frac{0.17}{\frac{S_u (CIUC)}{Pa}} \quad (11)$$

Em que CIUC se refere ao teste de Compressão Triaxial Isotropicamente Consolidado Não Drenado e  $P_a$  é a pressão atmosférica.

Outra forma de se obter o fator de adesão é pela proposta de Tomlinson (1994, apud Velloso e Lopes, 2010), que leva em consideração a consistência da argila (através do  $S_u$ ) e a natureza da camada sobrejacente.

Figura 6 - Curvas para o coeficiente  $\alpha$ .



Fonte: Tomlinson (1994, apud Velloso e Lopes, 2010)

### 3.1.2 Resistência de ponta em solos com coesão – (Software RS Pile)

Para a determinação da resistência de ponta, na bibliografia do software se fazem adequadas as fórmulas dos especialistas Meyerhof (1951) e Skempton (1951), dada pela seguinte expressão:

$$q_{b,ult} = N_c Su \quad (12)$$

Em que  $N_c$  é o fator capacidade de carga da ponta e  $Su$  é a resistência ao cisalhamento não drenada.

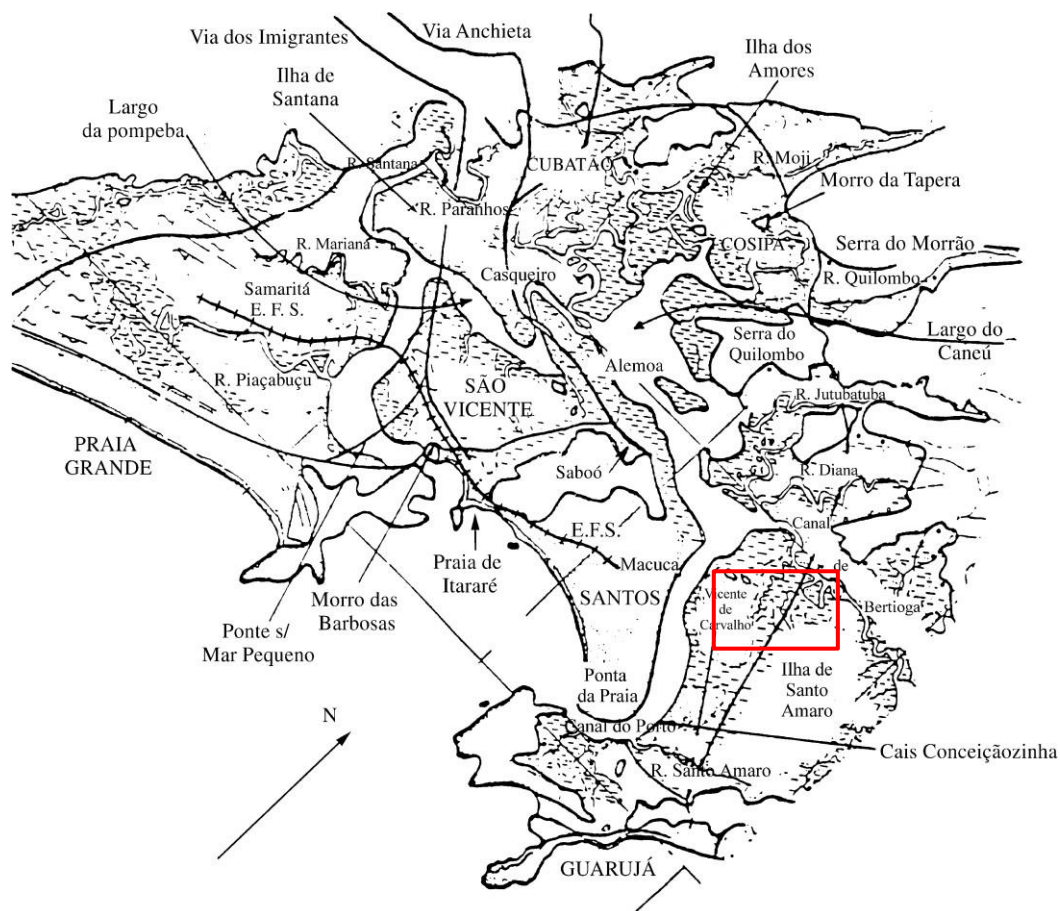
## Capítulo III – ESTUDO DE CASO

### 1 Localização e Descrição do Empreendimento

O solo a ser estudado está presente no estado de São Paulo na região do Guarujá na Baixada Santista, mostrado na Figura 7. O empreendimento constitui-se de uma unidade de hiper-mercado com uma área de 43.449,69 m<sup>2</sup> a ser utilizada para diferentes fins, como depósitos, salão de vendas, docas, estacionamento e calçada.

Para a elaboração do projeto, se obteve previamente os elementos básicos para o dimensionamento de fundações como as cargas provenientes da estrutura para a fundação a ser dimensionada. Constatou-se que a fundação necessita de uma capacidade de suporte superior a 60 toneladas em casos pontuais e 45 ton/m<sup>2</sup> para cargas uniformemente distribuídas.

Figura 7 - Região do empreendimento.



Fonte: Adaptado de Massad (1999).

### 2 Aspectos Geológicos e Investigação Geotécnica

Sabe-se que a região do estudo apresenta uma formação geológica complexa. Massad (1985) divide os sedimentos da planície costeira da Baixada Santista como: sedimentos pleistocênicos depositados entre 100.000 e 120.000 anos e sedimentos holocênicos formados há 7.000 anos até os dias atuais. As argilas dessa região se subdividem em:

- Argilas de manguesais: com deposição recente, SPTs nulos, são solos moles a muito moles.
- Argilas de sedimentos flúvio-lagunares (SFL): são argilas médias, em partes moles, que se depositaram no Holoceno, com SPT entre 0 e 2 golpes, são em geral solos levemente sobre-adensados, exceto em locais de ação eólica.
- Argilas Transicionais (ATs): misto de solos continentais e marinhos, são argilas rijas depositadas durante o Pleistoceno, ou outro período do Holoceno; são solos muito sobre-adensados, com pressões de pré- adensamento que podem atingir valores da ordem de 300 a 500 kPa, e com SPTs acima de 5, podendo atingir 25 golpes ou mais.

A NBR 6122/2020 orienta que deve ser feita, para qualquer tipo de construção, uma investigação geotécnica preliminar constituída por sondagens à percussão (com SPT) e que em casos de dúvidas, outros ensaios de campo e de laboratório podem ser aplicados. O subsolo em questão foi caracterizado por meio de ensaios SPT e CPTU.

## Capítulo IV – ANÁLISE DOS ENSAIOS SPT E CPTU

Os ensaios SPT preliminares foram executados no início da obra à profundidades em torno de 50 metros até 60 metros até se chegar a camadas mais resistentes, todos os ensaios possuíam presença de água logo nos primeiros metros. É importante ressaltar que em todos os ensaios realizados o solo mostrou ter basicamente as mesmas camadas.

Foi constatado que o local possuía uma camada de aterro de 2 a 3 metros, seguida por uma espessa camada (em torno de 37 metros) de argila cinza escura de consistência mole a muito mole. Abaixo, os resultados mostraram a existência de camadas de areias muito compactas em tons de cinza escuro com finas lentes de argilas (em torno de 1 metro) entre elas, esse conjunto possuía espessura em torno de 4 metros. A camada seguinte de aproximadamente 10 metros era um solo areno argiloso medianamente compacto a muito compacto na cor cinza claro que ganhou resistência com o aumento da profundidade até a paralização da sondagem. Os cinco relatórios completos de sondagem encontram-se anexos a este trabalho.

Quanto aos três Ensaios Piezocone (CPTU), foram realizados entre os dias 27 a 29 de Dezembro de 2022 por equipe técnica especializada, de forma a caracterizar geotecnicamente a região, com ênfase nos depósitos de argila muito mole. Chegando próximo a 40 metros de profundidade.

Na tabela a seguir, há um resumo das diferentes camadas de solo, feitas a partir de uma análise a priori dos dados.

Tabela 5 - Dados Ensaios Piezocone

	Identificação do ensaio		Ensaio Piezocone	
	Camada/ Lente	Profundidade (m)	Espessura da Camada/ Lente (m)	Comportamento do Solo (STBn)
CPTU 01	1	0 a 19,47	19,47	Solo Fino Sensível
	2	19,48 a 35,22	15,74	Argila a Argila Siltosa
	3	35,23 a 37,67	2,44	Areia Siltosa a Silte Arenoso
	4	37,68 a 37,84	0,16	Argila a Argila Siltosa
	5	37,85 a 38,01	0,16	Areia Siltosa a Silte Arenoso a Areia
	6	38,02 a 38,59	0,57	Argila a Silte Argiloso
	7	38,60 a 39,18	0,58	Areia Siltosa a Silte Arenoso a Areia
CPTU	1	0 a 4,78	4,78	Solo Fino Sensível a Argila em Água
	2	4,79 a 6,68	1,89	Argila a Argila Siltosa
	3	6,69 a 10,55	3,86	Solo Fino Sensível a Argila em Água
	4	10,56 a 36,64	26,08	Solo Fino Sensível, Argila a Argila Siltosa

02	5	36,65 a 38,63	1,98	Areia, Areia Siltosa a Silte Arenoso
	6	38,64 a 39,72	1,08	Argila a Argila Siltosa a Solo Fino Sensível
	7	39,73 a 39,97	0,24	Areia, Areia Siltosa a Silte Arenoso
	8	39,98 a 40,02	0,04	Água
<u>CPTU 03</u>	1	0 a 28,83	28,83	Solo Fino Sensível a Solo Orgânico a Água

As principais gradezes medidas foram listadas na tabela a seguir.

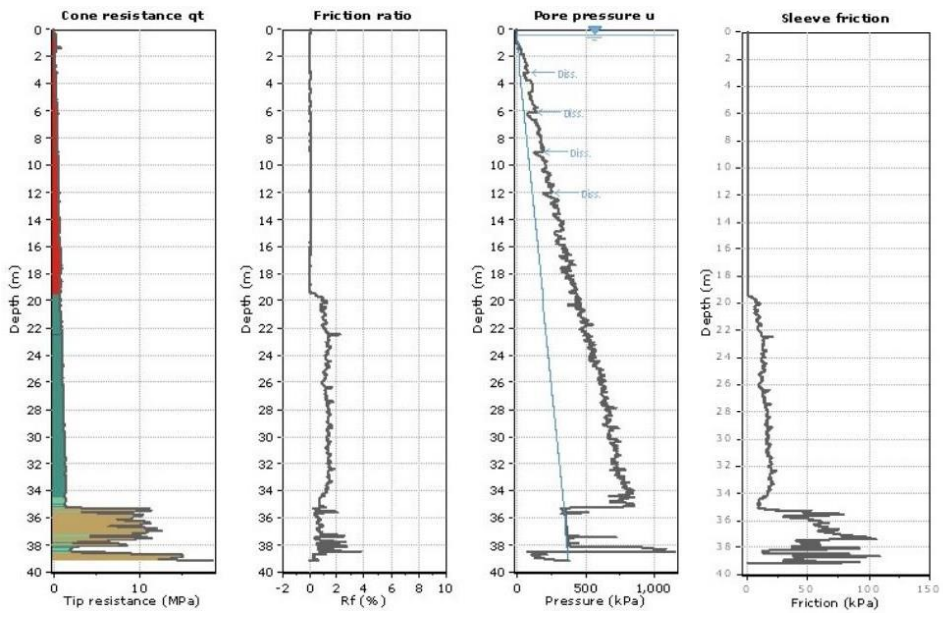
Tabela 6 - Tabela de Fórmulas e Correlações.

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Método de obtenção	Parâmetros Relacionados	Observações
Resistência de Ponta	qc	MPa/KPa	Parâmetro medido	-	-
Atrito Lateral	fs	MPa/KPa	Parâmetro medido	-	-
Pressão Neutra	u <sub>2</sub>	MPa/KPa	Parâmetro medido	-	O número "dois" refere-se a posição da pedra porosa
Resistência de Ponta Corrigida	qt	MPa/KPa	$qt=qc+(1-a)*u_2$	-	O fator (a), denominado "cone area ratio" depende da geometria do cone.
Resistência de Ponta Normalizada	Qt	-	$Qt=(qt-\sigma_{vo})/\sigma'_{vo}$	$\sigma_{vo}$ = Tensão vertical $\sigma'_{vo}$ = Tensão vertical efetiva	A resistência normalizada (Qt) corrige os valores obtidos levando em conta o efeito da profundidade. O uso desta correção é mais indicada para solos argilosos.
Razão de Atrito	Rf	%	$Rf=(fs/qc)*100\%$ $Rf=(fs/qt)*100\%$	-	Idealmente utiliza-se $Rf = fs/qt$
Poropressão (Pressão Hidrostática)	u <sub>0</sub>	MPa/KPa	$u_0 = \gamma_w * z$	$\gamma_w$ = Peso específico da água z = Coluna d'água	-
Parâmetro de Poropressão	Bq	-	$Bq = (u_2 - u_0)/(qt - \sigma_{vo})$ $Bq = \Delta u / q_n$	-	-
Resistência ao Cisalhamento não Drenada	Su	MPa/KPa	$Su = (qt - \sigma_{vo}) / N_{kt}$	N <sub>kt</sub> = 14	-
Razão Resistência ao Cisalhamento não Drenada	$Su/\sigma'_{vo}$	-	$Su/\sigma'_{vo} = Qt / N_{kt}$	N <sub>kt</sub> = 14	-

Fonte: Empresa fornecedora de dados (2022)

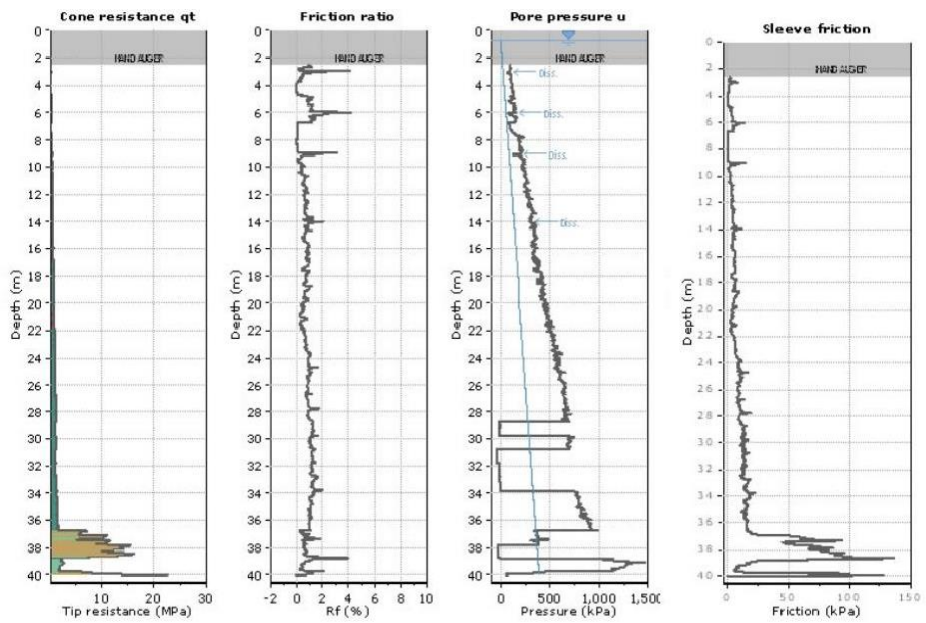
As Figura 8, 9 e 10 mostram, respectivamente, a resistência de ponta corrigida (qt), razão de atrito (Rf), poropressão (u<sub>2</sub>) e atrito lateral (fs) versus a profundidade em metros. A Figura 10 apresenta os dados dos ensaios sobrepostos com as três grandezas fundamentais normalizadas (Qt, Fr, Bq) e a Figura 11 o perfil do tipo de comportamento do solo (STBn) encontrado pela proposta de Robertson (1990) para os ensaios.

Figura 8 - Resultado de ensaio CPTU 1 no local da obra.



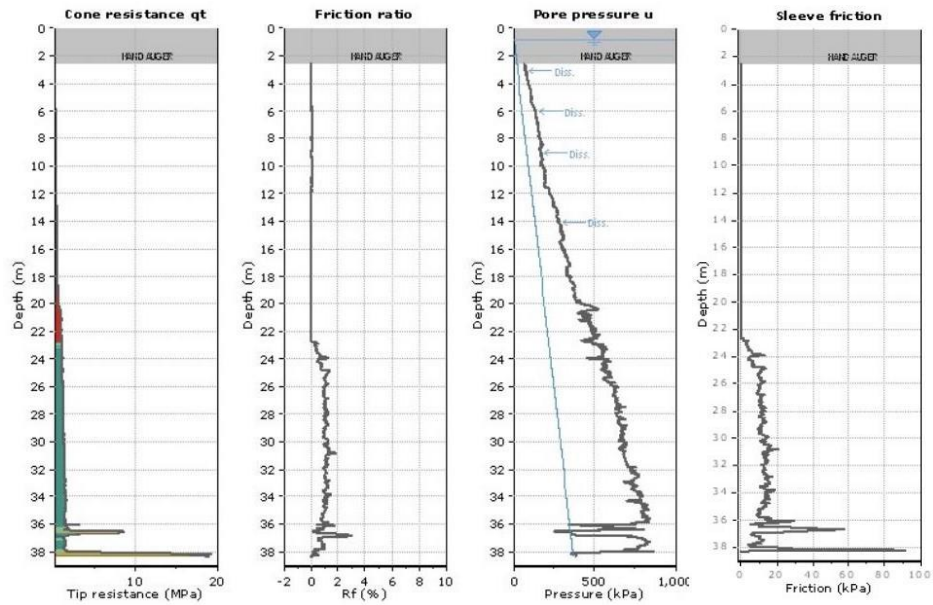
Fonte: Empresa fornecedora de dados (2022)

Figura 9 - Resultado de ensaio CPTU 2 no local da obra.



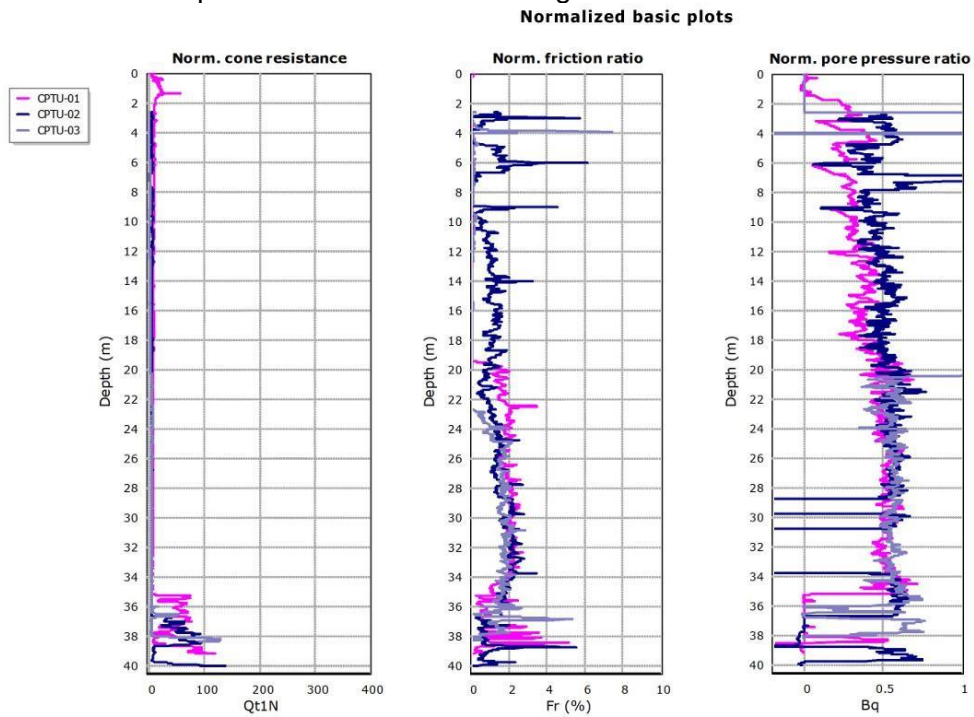
Fonte: Empresa fornecedora de dados (2022)

Figura 10 - Resultado de ensaio CPTU 3 no local da obra.



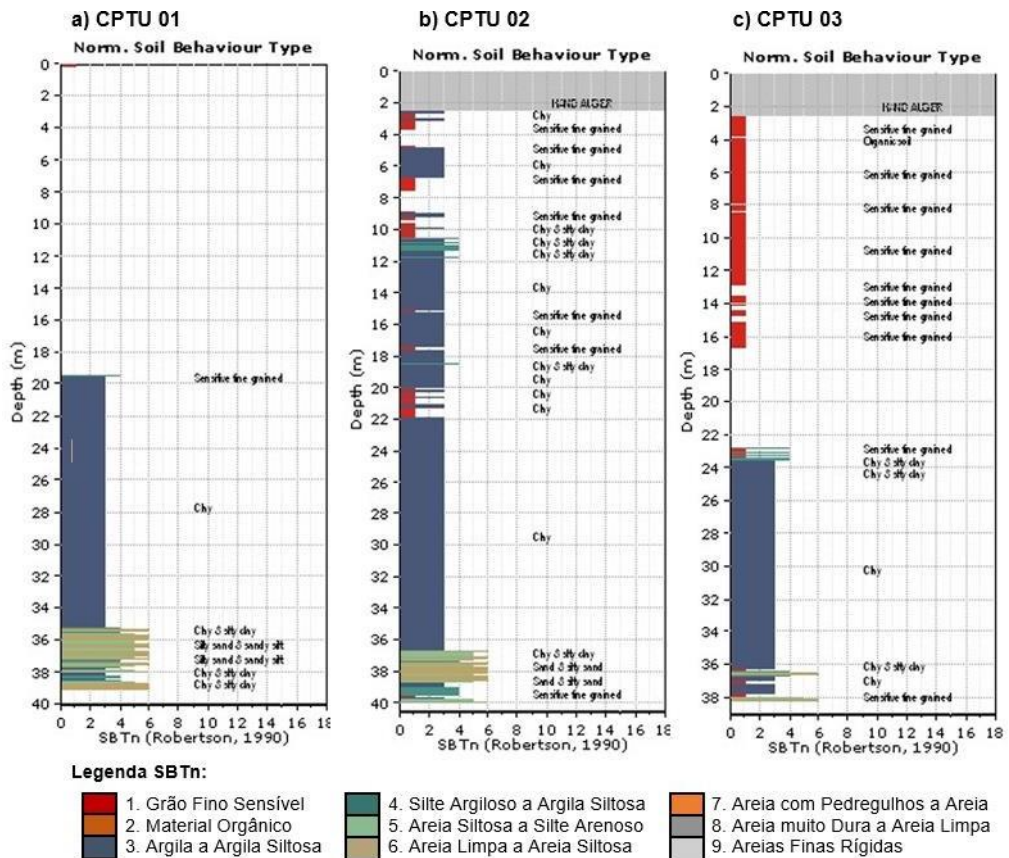
Fonte: Empresa fornecedora de dados (2022)

Figura 11- Perfis sobrepostos dos ensaios com as grandezas fundamentais normalizadas.



Fonte: Empresa fornecedora de dados (2022)

Figura 12 - Classificação do Tipo de Comportamento do Solo – SBTn



Fonte: Empresa fornecedora de dados (2022)

Sobre esses ensaios foi possível traçar as seguintes considerações:

- 1) O Ensaio CPTU 03 mostrou-se bem distinto dos demais na profundidade entre 0-20m, sem que haja uma causa aparente para tal.
- 2) Os ensaios CPTU 02 e CPTU 03 usaram valores irreais para Nkt e foram devidamente corrigidos neste estudo.
- 3) Os valores de  $Su/\sigma'v$  estão acima de média encontrada para as argilas moles brasileiras que são da ordem de 0,22, enquanto no local estudado este valor se situou em torno de 0,30 a 0,40.
- 4) Os valores de excesso de poropressão não mostram comportamento distinto entre as camadas destacadas no item 1.

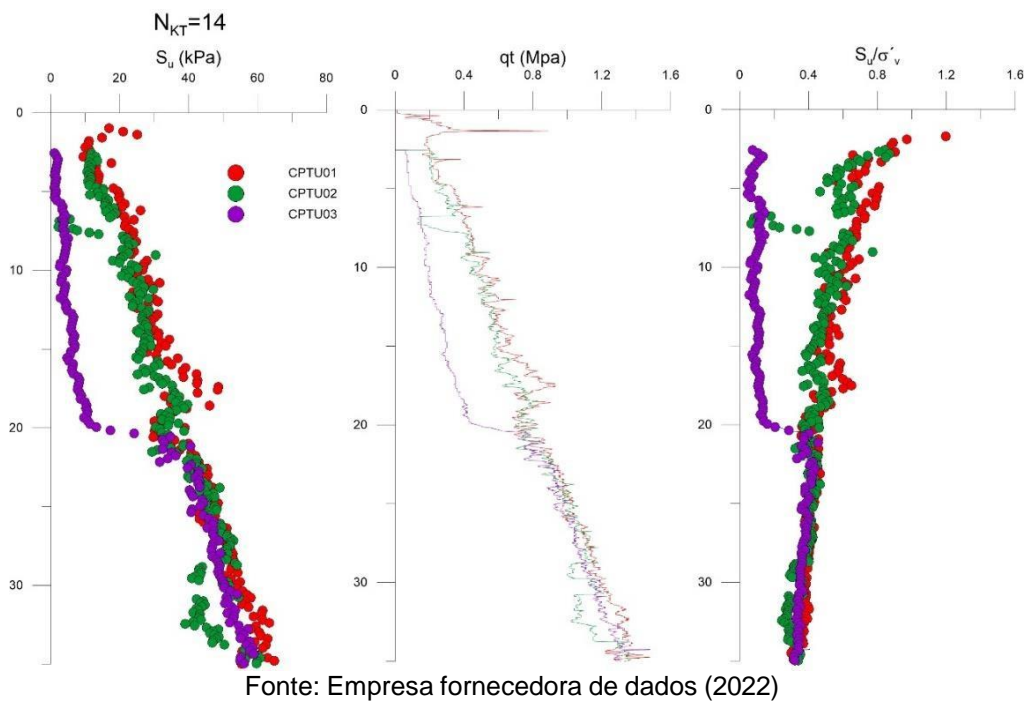
Como já dito anteriormente, estudos como os de Massad (2003) e Moretti et al. (2009) mostram que os solos argilosos da Baixada Santista — especialmente os sedimentos fluviolagunares (SFL) e argilas de mangue — apresentam alta compressibilidade e baixa resistência.

Ensaio triaxiais e CPTu realizados em locais como Mongaguá, Santos e Conceiçãozinha indicaram que valores de NkT entre 13 e 15 resultam em estimativas

de  $S_u$  compatíveis com os ensaios de laboratório. Por isso, para a correção da resistência não drenada ( $S_u$ ), considerou-se para todos os ensaios um  $N_{KT}$  de 14, valor que se mostra conservador e representativo para argilas moles.

A Figura 13 demonstra esses resultados através dos três gráficos plotados em função da profundidade, onde: o primeiro é a resistência não drenada ( $S_u$ ), o segundo são os valores de carga de ponta corrigida ( $q_t$ ) em que o terceiro é a razão  $S_u/\sigma'_v$

Figura 13 - Gráficos corrigidos



## Capítulo V – ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS – (SOFTWARE RS PILE)

Na tabela a seguir estão as principais características (valores médios) das duas camadas consideradas para o cálculo da capacidade de carga da estaca, o CPTU 03 foi desconsiderado da base de cálculos devido a discrepância de seu comportamento.

Tabela 7- Características do solo de acordo com os ensaios CPTU's.

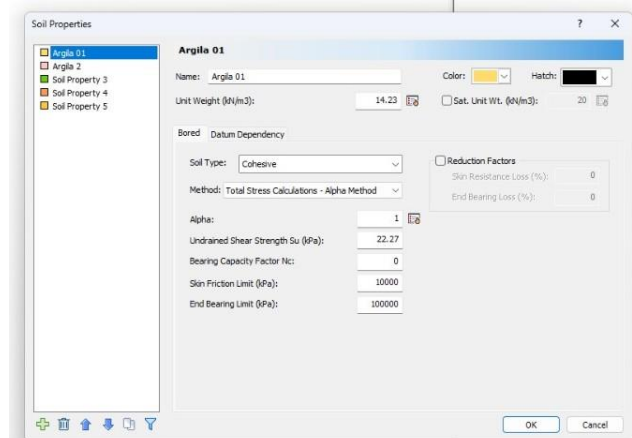
	Por camadas	Peso específico do solo $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Resistência Não Drenada Su (KPa)
<b>CPTU 01</b>	0 a 20 m	13,76	25,58
<b>CPTU 02</b>	0 a 20 m	14,81	18,97
	<b>Total médio</b>	<b>14,23</b>	<b>22,27</b>
<b>CPTU 01</b>	20 a 35,15 m	15,99	50,33
<b>CPTU 02</b>	20 a 36,64 m	15,61	46,46
	<b>Total médio</b>	<b>15,80</b>	<b>48,39</b>

Fonte: Próprio Autor (2024)

Em posse dos dados da Tabela 7, foram seguidos os seguintes passos no software:

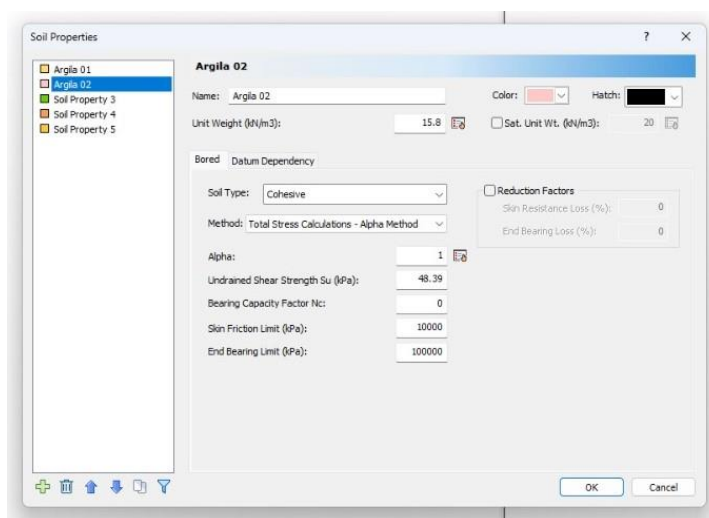
- 1) Seleção do modo de análise: foi selecionada a análise da capacidade de carga individual de uma estaca carregada axialmente.
- 2) Definição das características do solo e o método: o método Alfa foi empregado de acordo com a bibliografia estudada e com base no peso específico do solo e em sua resistência não drenada, foram consideradas duas camadas de solo argiloso, sendo a camada mais profunda mais resistente, conforme mostra a Tabela 7. O fator  $N_c$  é nulo pois a fundação será a do tipo flutuante. A seguir, estão detalhados os parâmetros nas figuras.

Figura 14 – Detalhe da primeira camada de solo



Fonte: Próprio Autor (2024).

Figura 15 – Detalhe da segunda camada de solo.



Fonte: Próprio Autor (2024)

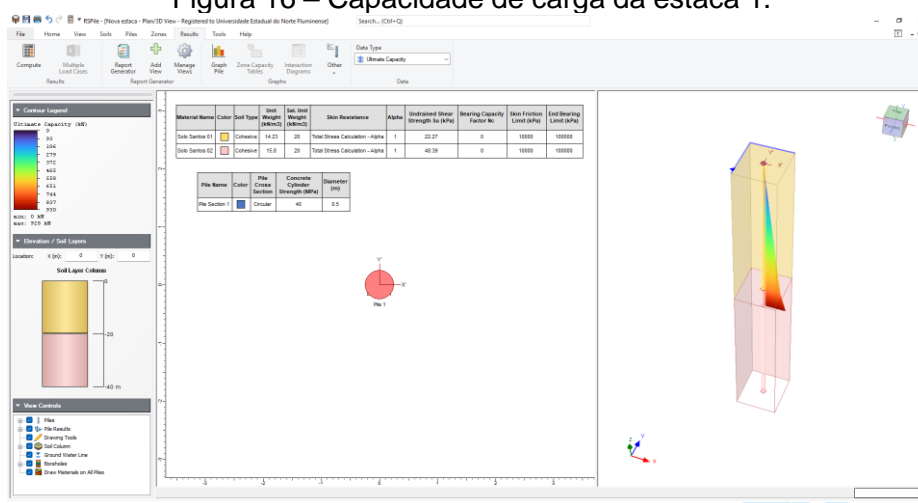
3) Definição das dimensões das estacas: foram feitas quatro modelagens de estacas circulares para definição de sua capacidade de carga, as quais serão mostradas na tabela a seguir. As estacas 1 e 2 se mostraram com maiores capacidades de carga e foram detalhadas nas Figura 15 e Figura 16.

Tabela 8 - Estacas modeladas no software RS Pile.

	Diâmetro (m)	Profundidade (m)	Capacidade de Carga (tf)
<b>Estaca 1</b>	0,5	23	<b>92,8</b>
<b>Estaca 2</b>	0,5	25	<b>107,9</b>
<b>Estaca 3</b>	0,6	15	<b>72,3</b>
<b>Estaca 4</b>	0,6	17	<b>82,0</b>

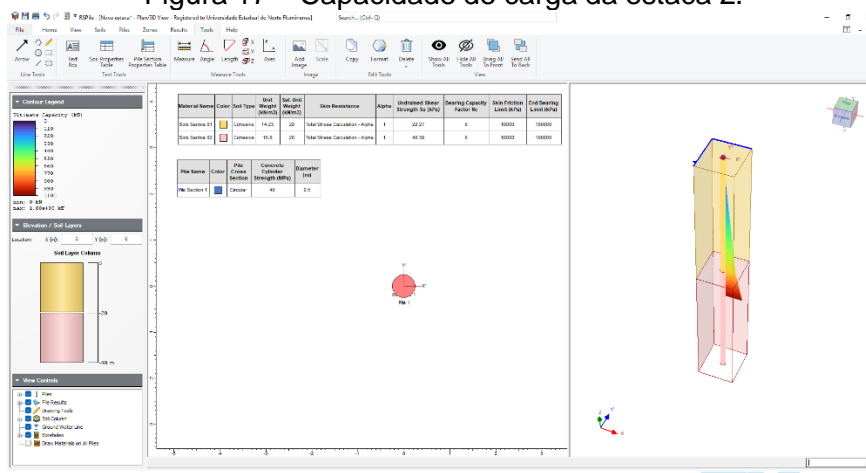
Fonte: Próprio Autor (2024)

Figura 16 – Capacidade de carga da estaca 1.



Fonte: Próprio Autor (2025)

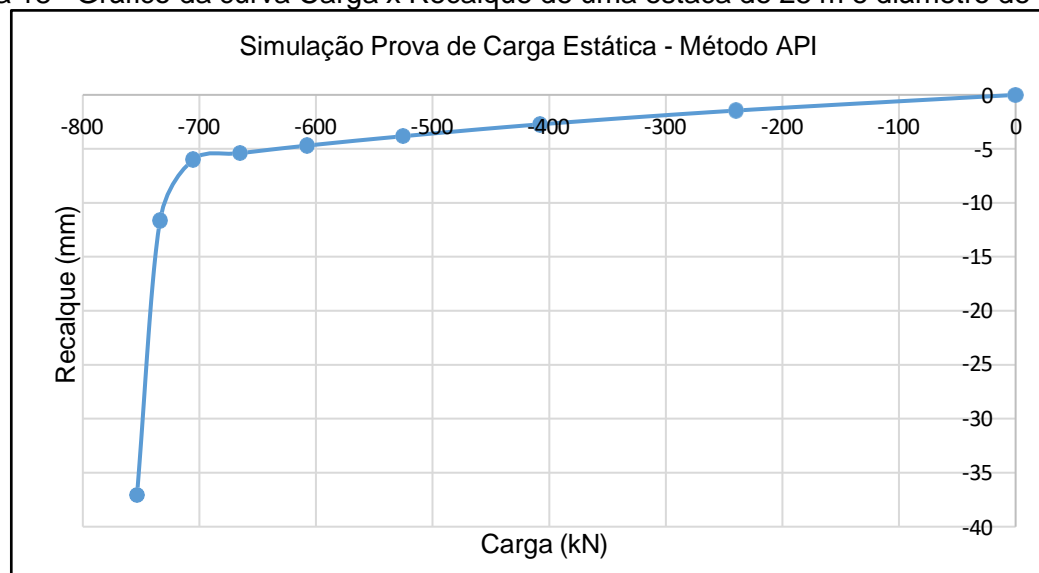
Figura 17 – Capacidade de carga da estaca 2.



Fonte: Próprio Autor (2025)

A estaca que apresentou melhor desempenho, estaca 2, seguiu para uma segunda avaliação, desta vez, um método que simula provas de carga estáticas e verifica o desempenho do conjunto solo – estaca. Através do método API (American Petroleum Institute) no software RS Pile, são plotadas curvas p-y que modelam a interação entre o solo e a estaca, essas curvas representam a reação do solo (p) em função do deslocamento da estaca (y) em diferentes profundidades. Para a simulação da prova de carga, foi utilizada a carga máxima de 77,7 tf. Os resultados estão plotados na figura a seguir.

Figura 18 - Gráfico da curva Carga x Recalque de uma estaca de 25 m e diâmetro de 0,5 m



Fonte: Próprio Autor (2025)

É possível notar que após a segunda verificação, a capacidade de suporte da estaca 2 nas condições do maciço apresentadas diminui de 107,9 tf para 70,5 tf quando atinge o máximo recalque de 6 mm. A análise dos resultados é confrontada

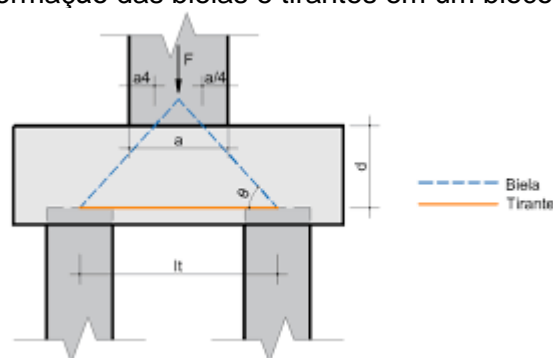
com dados publicados de prova de carga executadas em locais próximos e representativos dos sedimentos quaternário da Baixada Santista. Esses dados, mostrados por Massad (1999), indicam que estacas flutuantes, com diâmetros variando de 25 a 70 cm e comprimentos de 7 a 34 m apresentaram uma resistência média de 104,0 tf, com máxima de 181,0 tf e mínima de 32,0 tf. Cerca de 80% dessas estacas apresentaram cargas de ruptura entre 90,0 e 130,0 tf. Logo, como a capacidade de carga na segunda avaliação se mostrou condizente com os dados locais, foi considerado para o cálculo do estaqueamento a estaca 2 com capacidade de carga última ( $Q_{últ}$ ) de 70,5 tf, diâmetro de 0,5 m e 25 m de profundidade.

De acordo com a NBR 6122/2022, para fundações profundas sem provas de carga o fator de segurança deve ser igual a dois. Desse modo, a capacidade de carga geotécnica, carga admissível ( $Q_{adm}$ ) deverá ser metade do valor calculado ( $Q_{últ}$ ), como mostra o anexo

## Capítulo VI – MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES PARA DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS DE CONCRETO ARMADO

O método das bielas e tirantes é uma abordagem de dimensionamento estrutural utilizada principalmente em regiões de descontinuidade de elementos de concreto armado, como blocos sobre estacas, consolos e vigas-parede. Neste método, os blocos são considerados como blocos rígidos, ou seja, indeformáveis. As deformações internas são pequenas e a distribuição de tensões pode ser representada por uma treliça espacial idealizada, onde as bielas simbolizam as zonas comprimidas do concreto que são responsáveis pela transmissão de cargas dos pilares para as estacas e os tirantes que simbolizam as armaduras principais tracionadas. Os nós da treliça representam as regiões de transferência de esforços entre esses elementos. A figura abaixo representa um modelo idealizado de formação das bielas e tirantes.

Figura 19 - Modelo de formação das bielas e tirantes em um bloco de duas estacas.



Fonte: Internet (2025).

O procedimento de cálculo consiste primeiro em garantir que o bloco seja rígido e verificar a tensão de compressão das bielas, essa verificação leva indiretamente à verificação das dimensões do bloco, depois determina-se área de aço necessária para os tirantes.

Esse método permite uma análise mais realista do comportamento estrutural em regiões onde a distribuição de tensões não é uniforme, sendo recomendado pelas normas técnicas, como a ABNT NBR 6118, para o dimensionamento seguro e eficiente dessas áreas críticas.

Para dar prosseguimento ao cálculo estrutural dos blocos da fundação e dimensionamento estrutural da estaca, foi necessário seguir os seguintes passos, os quais estão detalhados nos Apêndices.

1 – Definição do número de estacas de acordo com a capacidade de carga da

estaca e forças no pilar;

2 – Cálculo e verificação da força resultante em cada estaca com a carga admissível a fim de entender se a estaca suportará a força resultante que atuará nela;

3 – Roteiro de cálculo para detalhamento de armadura de blocos de coroamento com 1, 2, 3 e 4 estacas com base no método das bielas e tirantes. É importante ressaltar que nessa etapa, considerou-se os blocos mais carregados para tal detalhamento.

## Capítulo VII – CONCLUSÃO

O projeto final teve como objetivo a elaboração de um projeto de fundação de um galpão industrial. Para isso, foi realizada uma análise técnica de dados levantados do projeto em questão seguindo as diretrizes das Normas Brasileiras de Fundações e Concreto Armado (NBR 6122/2022) e (NBR 6118/2019). A capacidade de carga foi determinada com o auxílio do software RS Pile utilizando os resultados das sondagens a percussão SPT e ensaios CPTu.

Como parte de um projeto tradicional de fundações foram definidas soluções que mais se adequavam ao solo do empreendimento, como a escolha de estacas flutuantes do tipo Ômega para menor decompressão do terreno. Também em função das características do maciço, foi necessário buscar por estacas que atingissem profundidades mais elevadas para que seus blocos de coroamento não ficassem com geometrias muito robustas devido a pequenas capacidades de carga.

Neste sentido, as estacas flutuantes no diâmetro de 50 cm e profundidade de 25 m ofereceram melhores resultados técnicos, tornando-se a escolha para o projeto. Em seguida foi realizado o cálculo estrutural da estaca e o dimensionamento dos blocos de coroamento através do método das bielas e tirantes, posteriormente foi feita a locação das estacas e detalhamento dos blocos, seguindo critérios de estaqueamento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALONSO, U. R. **Fundações: teoria e prática**. Rio de Janeiro: LTC, 1991.
- BRASIL. **Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2019
- BRASIL. **Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2022.
- BRASIL. **Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.
- CAMPANELLA, R. G.; WIGHTMAN, A.; SULYMA, R. Interpretation of piezocone tests in clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 19, n. 4, p. 433–442, 1982.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: fundações**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1998.
- CARVALHO, F. A. **Estacas tipo Ômega: aspectos executivos e desempenho geotécnico**. 2013. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2013.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Design and construction of driven pile foundations**. Publication No. FHWA-NHI-16-009. Washington, D.C., 2018.
- GEO NE. **Estacas tipo ômega – Características e vantagens**. Boletim Técnico, 2010.
- HACHICH, W.; MONTEIRO, R. M. S.; FERNANDES, M. M. **Geotecnia de fundações: fundamentos, investigações e aplicações**. São Paulo: Oficina de Textos, 1998.
- MASSAD, F. **Fundações em solos da Baixada Santista**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1999.
- MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Géotechnique**, v. 2, p. 301–332, 1951.
- PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- ROBERTSON, P. K. Interpretation of cone penetration tests: a unified approach. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 27, n. 1, p. 151–158, 1990.
- ROCSCIENCE INC. **RS Pile – User’s Guide**. Toronto: Rocscience Software Documentation, 2022. Disponível em: <https://www.rocscience.com>. Acesso em: jul. 2025.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à**

**engenharia de fundações.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SKEMPTON, A. W. **The bearing capacity of clays.** In: BUILDING RESEARCH CONGRESS. Proceedings... London: Butterworths Scientific, 1951.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice.** 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1967

TOMLINSON, M. J. **Foundation design and construction.** 5. ed. London: Pitman Publishing, 1994.

VALENZUELA, L. **A contribution to the analysis and design of friction piles in clay.** 1980. Tese (Doutorado) – University of Oxford, Oxford, 1980.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: teoria e prática.** 2. ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2010.

# APÊNDICE A – DADOS CONSIDERADOS NO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DOS BLOCOS DE COROAMENTO

Diâmetro da estaca (φe) (m)	0,5	φe:	1,5m	Cobrimento:	3cm
Profundidade (m)	25	Aço CA - 50: fyk	50kN/cm <sup>2</sup>	φs:	10mm
Capacidade de Carga últ. - Qadm (kN)	352,5	Concreto: fck	2,5kN/cm <sup>2</sup>		

	Força de Compressão	Momento em X	Momento em Y	Número de Estacas	Número de Estacas	Acréscimos devido a momentos	Força Resultante em cada estaca	Verificação da Resultante com a Qadm da estaca	Dimensão Pilares	Área dos pilares	
Pilares	Nd=Fz (Kn)	Mx (kN)	My (Kn)	Ne=Nd*1,1/Qadm	Ne (arredondado)	ΔR= Mx/3φ+My/φ	Re=Nd*1,1/Ne+ΔR	Verificação Re : Qadm	x (m)	y (m)	a (m <sup>2</sup> )
24	1006	1	-18	3,1	4,0	-11,3	265,3	OK	0,5	0,5	0,25
13	928	0	-6	2,9	3,0	-4,0	336,3	OK	0,5	0,5	0,25
19	864	0	-7	2,7	3,0	-4,7	312,1	OK	0,4	0,4	0,16
20	797	0	22	2,5	3,0	14,7	306,9	OK	0,4	0,4	0,16
26	659	4	-5	2,1	3,0	-0,7	241,0	OK	0,5	0,5	0,25
54	620	-1	3	1,9	2,0	1,3	342,3	OK	0,5	0,5	0,25
30	608	5	-3	1,9	2,0	1,3	335,7	OK	0,5	0,5	0,25
12	604	1	-18	1,9	2,0	-11,3	320,9	OK	0,5	0,5	0,25
43	601	4	2	1,9	2,0	4,0	334,6	OK	0,5	0,5	0,25
32	580	3	-2	1,8	2,0	0,7	319,7	OK	0,5	0,5	0,25
28	570	2	-3	1,8	2,0	-0,7	312,8	OK	0,5	0,5	0,25
5	567	12	-7	1,8	2,0	3,3	315,2	OK	0,5	0,5	0,25
23	510	4	-18	1,6	2,0	-9,3	271,2	OK	0,5	0,5	0,25
55	505	-1	3	1,6	2,0	1,3	279,1	OK	0,5	0,5	0,25
6	485	5	-5	1,5	2,0	0,0	266,8	OK	0,5	0,5	0,25
44	484	2	2	1,5	2,0	2,7	268,9	OK	0,5	0,5	0,25
16	475	5	-15	1,5	2,0	-6,7	254,6	OK	0,5	0,5	0,25
14	471	12	-13	1,5	2,0	-0,7	258,4	OK	0,5	0,5	0,25
53	443	4	1	1,4	2,0	3,3	247,0	OK	0,5	0,5	0,25
42	442	5	2	1,4	2,0	4,7	247,8	OK	0,5	0,5	0,25
39	437	0	2	1,4	2,0	1,3	241,7	OK	0,5	0,5	0,25
50	402	0	2	1,3	2,0	1,3	222,4	OK	0,5	0,5	0,25
9	396	15	-7	1,2	2,0	5,3	223,1	OK	0,5	0,5	0,25
33	386	2	0	1,2	2,0	1,3	213,6	OK	0,5	0,5	0,25
75	368	-6	2	1,1	2,0	-2,7	199,7	OK	0,5	0,5	0,25
1	366	-2	-5	1,1	2,0	-4,7	196,6	OK	0,5	0,5	0,25
52	355	3	1	1,1	2,0	2,7	197,9	OK	0,5	0,5	0,25
77	350	0	0	1,1	2,0	0,0	192,5	OK	0,5	0,5	0,25
41	348	2	2	1,1	2,0	2,7	194,1	OK	0,5	0,5	0,25
3	346	7	-5	1,1	2,0	1,3	191,6	OK	0,5	0,5	0,25
65	330	-3	0	1,0	2,0	-2,0	179,5	OK	0,5	0,5	0,25
40	324	4	2	1,0	2,0	4,0	182,2	OK	0,5	0,5	0,25
51	324	3	1	1,0	2,0	2,7	180,9	OK	0,5	0,5	0,25
36	322	2	11	1,0	2,0	8,7	185,8	OK	0,4	0,4	0,16
46	308	0	-2	1,0	1,0	-1,3	337,5	OK	0,4	0,4	0,16
37	306	1	11	1,0	1,0	8,0	344,6	OK	0,4	0,4	0,16
82	305	0	0	1,0	1,0	0,0	335,5	OK	0,5	0,5	0,25
81	302	0	0	0,9	1,0	0,0	332,2	OK	0,5	0,5	0,25

4	296	11	-4	0,9	1,0	4,7	330,3	OK	0,5	0,5	0,25
58	286	0	7	0,9	1,0	4,7	319,3	OK	0,4	0,4	0,16
67	277	-8	0	0,9	1,0	-5,3	299,4	OK	0,5	0,5	0,25
35	274	0	-7	0,9	1,0	-4,7	296,7	OK	0,4	0,4	0,16
59	273	0	9	0,9	1,0	6,0	306,3	OK	0,4	0,4	0,16
80	273	0	0	0,9	1,0	0,0	300,3	OK	0,5	0,5	0,25
8	271	22	-2	0,8	1,0	13,3	311,4	OK	0,4	0,4	0,16
10	271	1	-6	0,8	1,0	-3,3	294,8	OK	0,5	0,5	0,25
47	269	0	11	0,8	1,0	7,3	303,2	OK	0,4	0,4	0,16
48	255	0	11	0,8	1,0	7,3	287,8	OK	0,4	0,4	0,16
29	255	-1	-2	0,8	1,0	-2,0	278,5	OK	0,4	0,4	0,16
76	255	-3	1	0,8	1,0	-1,3	279,2	OK	0,5	0,5	0,25
83	254	-2	0	0,8	1,0	-1,3	278,1	OK	0,5	0,5	0,25
57	239	0	-10	0,7	1,0	-6,7	256,2	OK	0,4	0,4	0,16
72	239	-3	0	0,7	1,0	-2,0	260,9	OK	0,5	0,5	0,25
85	238	3	0	0,7	1,0	2,0	263,8	OK	0,5	0,5	0,25
79	234	3	0	0,7	1,0	2,0	259,4	OK	0,5	0,5	0,25
27	231	-6	-2	0,7	1,0	-5,3	248,8	OK	0,4	0,4	0,16
31	228	-5	-1	0,7	1,0	-4,0	246,8	OK	0,4	0,4	0,16
61	225	-3	0	0,7	1,0	-2,0	245,5	OK	0,5	0,5	0,25
62	217	-12	0	0,7	1,0	-8,0	230,7	OK	0,5	0,5	0,25
70	215	-5	0	0,7	1,0	-3,3	233,2	OK	0,5	0,5	0,25
2	213	12	-2	0,7	1,0	6,7	241,0	OK	0,4	0,4	0,16

88	211	0	0	0,7	1,0	0,0	232,1	OK	0,5	0,5	0,25
17	209	5	-14	0,7	1,0	-6,0	223,9	OK	0,5	0,5	0,25
84	209	0	0	0,7	1,0	0,0	229,9	OK	0,5	0,5	0,25
87	207	0	0	0,6	1,0	0,0	227,7	OK	0,5	0,5	0,25
15	202	3	-13	0,6	1,0	-6,7	215,5	OK	0,5	0,5	0,25
18	200	2	-12	0,6	1,0	-6,7	213,3	OK	0,5	0,5	0,25
25	198	-8	0	0,6	1,0	-5,3	212,5	OK	0,4	0,4	0,16
86	195	0	0	0,6	1,0	0,0	214,5	OK	0,5	0,5	0,25
78	193	0	0	0,6	1,0	0,0	212,3	OK	0,5	0,5	0,25
68	192	-3	0	0,6	1,0	-2,0	209,2	OK	0,5	0,5	0,25
22	186	1	1	0,6	1,0	1,3	205,9	OK	0,4	0,4	0,16
73	180	-5	0	0,6	1,0	-3,3	194,7	OK	0,5	0,5	0,25
89	167	-3	0	0,5	1,0	-2,0	181,7	OK	0,5	0,5	0,25
21	118	0	-12	0,4	1,0	-8,0	121,8	OK	0,4	0,4	0,16
74	112	-5	1	0,3	1,0	-2,7	120,5	OK	0,4	0,4	0,16
63	108	-8	0	0,3	1,0	-5,3	113,5	OK	0,4	0,4	0,16
69	97	-4	0	0,3	1,0	-2,7	104,0	OK	0,4	0,4	0,16
66	87	-6	0	0,3	1,0	-4,0	91,7	OK	0,4	0,4	0,16
64	79	-3	0	0,2	1,0	-2,0	84,9	OK	0,4	0,4	0,16
C1	72	0	0	0,2	1,0	0,0	79,2	OK	0,0	0,0	0,00
C2	67	6	0	0,2	1,0	4,0	77,7	OK	0,0	0,0	0,00
71	60	-3	0	0,2	1,0	-2,0	64,0	OK	0,4	0,4	0,16
C3	52	1	0	0,2	1,0	0,7	57,9	OK	0,0	0,0	0,00

## APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL BLOCO DE UMA ESTACA

Bloco de 1 estaca	
GEOMETRIA	
B $\geq$	80 cm
	75 cm

GEOMETRIA (ALTURA DO BLOCO)		
Comprimento de ancoragem básico: lb	26 cm	
h $\geq$	60 cm	
	37 cm	

CÁLCULO DA ARMADURA DE PELE			
b	50 cm	0,8 $\phi_e < b < 1,2 \phi_e$	
Área de aço necessária: Aeh (armadura horizontal/costelas)	3 cm <sup>2</sup>	7 N1 $\phi$ 8 c/9 C=316	
Diâmetro arbitrado (cm)	0,8 cm		
Área do aço de $\phi_s=8,0$ mm	0,50 cm <sup>2</sup>		
Nº de barras	6 barras		arredondei para 7 barras
Espaçamento entre barras: s	9 cm		
Comprimento da barra: l	316 cm		

CÁLCULO ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO			
Área de aço necessária: Aev (armadura vertical/estribos)	7,2 cm <sup>2</sup>	9 N2 $\phi$ 10 c/9,3 C=272	
Diâmetro arbitrado (cm)	1 cm		
Área do aço de $\phi_s=10$ mm	0,79 cm <sup>2</sup>	9 N2 $\phi$ 10 c/9,3 C=276	
Nº de barras	9 barras		
Espaçamento entre barras (direção x e y): s	9,3 cm		
Comprimento da barra (direção x): l	272,8 cm		272
Comprimento da barra (direção y): l	274,8 cm		276

## APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL BLOCO DE DUAS ESTACAS

Bloco de 2 estacas e Pilar 50x50 cm	
GEOMETRIA	
$B \geq$	80 cm
$L \geq$	230 cm

GEOMETRIA (ALTURA DO BLOCO)	
Pela Rigidez: h1	60 cm
Braço de alavanca: z	62,5 cm
Altura útil do bloco: d	69,4 cm
Distância do eixo da barra até a face do bloco: d'	4 cm
Pelo ângulo da biela 45°: h2	65,4 cm

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DAS BIELAS	
Altura útil do bloco utilizado: duti	71 cm
Ângulo de inclinação das bielas: $\alpha$	1,0224 45,63 graus
Tensão de compressão da biela junto ao pilar: $\sigma_c$	6807,8 Kn/m <sup>2</sup>
Tensão de compressão limite: $\sigma_{lim}$	22500,0 Kn/m <sup>2</sup>
Tensão de compressão da biela junto a estaca: $\sigma_c$	4334,0 Kn/m <sup>2</sup>

CÁLCULO DA ARMADURA PRINCIPAL	
Área de aço necessária: As (armadura principal)	9,8 cm <sup>2</sup>
Área do aço de $\phi_s=10$ mm	0,8 cm <sup>2</sup>
Nº de barras	12 barras
Espaçamento entre barras: s	6,7
Comprimento da barra: l	346,4 cm

**12 N3  $\phi$  10 c/ 6,7 C=347**

VERIFICAÇÃO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DAS BARRAS DA ARMADURA PRINCIPAL	
fct,m	2,56
fctk,inf	1,795
fctd	1,282 Mpa
fbd	2,886 Mpa
Comprimento de ancoragem básico: lb	43 cm
	$\geq 25\phi_s$
	25 cm
Comprimento de ancoragem necessário: lb <sub>nec</sub>	30 cm
	13,0 cm
lb <sub>mín</sub> $\geq$	10 cm
	10 cm
Comprimento disponível	61,0 cm
	O comprimento disponível é maior que o comprimento de ancoragem necessário 61>30, OK!

CÁLCULO DA ARMADURA DE PELE	
b	50 cm
	$0,8 \phi_e < b < 1,2 \phi_e$
Área de aço necessária: Aeh (armadura horizontal/costelas)	3,75 cm <sup>2</sup>
Diâmetro arbitrado (cm)	0,8 cm
Área do aço de $\phi_s=8,0$ mm	0,50 cm <sup>2</sup>
Nº de barras	7 barras
Espaçamento entre barras: s	11,5 cm
Comprimento da barra: l	613,48 cm

**7 N1  $\phi$  8 c/11,5 C=612**

CÁLCULO ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO	
Área de aço necessária: Aev (armadura vertical/estribos)	3,57 cm <sup>2</sup>
Diâmetro arbitrado (cm)	0,63 cm
Área do aço de $\phi_s=6,3$ mm	0,31 cm <sup>2</sup>
Nº de barras	11 barras
Espaçamento entre barras (direção x): s	22 cm
Novo espaçamento entre barras (direção x): s	16
Comprimento da barra: l	306 cm

**15 N2  $\phi$  6.3 c/16 C=306**

CÁLCULO ARMADURA SUPERIOR	
Área de aço necessária: Asup	1,63 cm <sup>2</sup>
Área do aço de $\phi_s=5,0$ mm	0,20 cm <sup>2</sup>
Nº de barras	8 barras
Espaçamento entre barras (direção x): s	10,6 cm
Comprimento da barra: l	241,14

**8 N4  $\phi$  5 c/10,6 C=242**

# APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL BLOCO DE TRÊS ESTACA

Bloco de 3 estacas		
GEOMETRIA		
Lados menores: B	46,19	50 cm
Lados maiores: A	200,0	200 cm
Altura adotada: hadot		85 cm

GEOMETRIA (ALTURA DO BLOCO)		
Área dos pilares: a		0,25 m <sup>2</sup>
Raio equivalente: R		0,282 m
Posição do CG - Setor Circular - (pilar): c		0,155 m
Distância do CG pilar para CG da estaca: k		0,862 m
Distância do CG do setor circular pilar ao CG da estaca: Bl		0,707 m
Braço de alavanca: z		0,707 m
Altura útil do bloco: d		0,785 m
Distância do eixo da barra até a face do bloco: d'		3,625 cm
Altura total do bloco: h		0,822 m

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DAS BIELAS		
Tensão de compressão da biela junto ao pilar: $\sigma_c$ , biela, P		10399,6 Kn/m <sup>2</sup>
Tensão de compressão limite: $\sigma_{lim}$		28125,0 Kn/m <sup>2</sup>
Tensão de compressão da biela junto a estaca: $\sigma_c$ , biela, E		4411,2 Kn/m <sup>2</sup>

CÁLCULO DA ARMADURA PRINCIPAL		
Força na biela: Fb	435,7 KN	3x5 N3 $\phi$ 12,5 C=276
Força na biela prejetada no plano do bloco: F	308,0 KN	
Força da armadura na direção das estacas: F <sub>s</sub>	177,7 KN	
Área de aço necessária: A <sub>s</sub> (armadura principal)	5,7 cm <sup>2</sup>	
Área do aço de $\phi$ s=12,5 mm	1,23 cm <sup>2</sup>	
Nº de barras	5 barras	
Comprimento da barra: l	2,76 m	
COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DAS BARRAS DA ARMADURA PRINCIPAL		
fct,m	2,56	
fctk,inf	1,795	
fctd	1,282 Mpa	
fbd	2,886 Mpa	
Comprimento de ancoragem básico: lb	54 cm	$\geq 25\phi$ s
Comprimento de ancoragem necessário: lb <sub>nec</sub>	38 cm	
	0,3lb	16,2 cm
lb <sub>mín</sub> $\geq$	10 $\phi$ s	12,5 cm
	100 mm	10 cm
Comprimento disponível: k	61,4 cm	O comprimento disponível é maior que o comprimento de ancoragem necessário 61,4 > 38

CÁLCULO DA ARMADURA DE PELE			
b	50 cm	0,8 $\phi$ e < b < 1,2 $\phi$ e	
Área de aço necessária: A <sub>eh</sub> (armadura horizontal/costelas)	4,25 cm <sup>2</sup>	3x8 N1 $\phi$ 8 c/11 C=300	
Área do aço de $\phi$ s=8,0 mm	0,50 cm <sup>2</sup>		
Nº de barras	8 barras		
Espaçamento entre barras: s	11 cm		$\leq 20$
Comprimento da barra: l	288 cm		

CÁLCULO ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO			
Área de aço necessária: A <sub>ev</sub> (armadura vertical/estribos)	5,34 cm <sup>2</sup>	11 N2 $\phi$ 8 c/20,4 C=VAR.	
Área do aço de $\phi$ s=8,0 mm	0,50 cm <sup>2</sup>		
Nº de barras	11 barras		
Espaçamento entre barras (direção x): s	21 cm		11 N2 $\phi$ 8 c/21,8 C=VAR.
Espaçamento entre barras (direção y): s	17 cm		
Comprimento da barra: l	variável cm		
COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DAS BARRAS DE DISTRIBUIÇÃO			
fct,m	2,56		
fctk,inf	1,795		
fctd	1,282 Mpa		
fbd	2,886 Mpa		
Comprimento de ancoragem básico: lb	54 cm	$\geq 25\phi$ s	
Comprimento de ancoragem necessário: lb <sub>nec</sub>	38 cm		
	0,3lb	16,2 cm	
lb <sub>mín</sub> $\geq$	10 $\phi$ s	8 cm	
	100 mm	10 cm	

CÁLCULO ARMADURA SUPERIOR			
Área de aço necessária: A <sub>sup</sub>	0,95 cm <sup>2</sup>	11 N4 $\phi$ 5 c/20,4 C=VAR.	
Área do aço de $\phi$ s=5,0 mm	0,20 cm <sup>2</sup>		
Nº de barras	5 barras		
Espaçamento entre barras (direção x): s	60,63 cm		muito espaçada
Espaçamento entre barras (direção y): s	49,50 cm		muito espaçada
Nº de barras adotado	11 barras		11 N4 $\phi$ 5 c/21,8 C=VAR.
Espaçamento entre barras (direção x): s	21 cm		
Espaçamento entre barras (direção y): s	17 cm		
Comprimento da barra: l	variável cm		

COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DA ARMADURA SUPERIOR		
fct,m	2,56	
fctk,inf	1,795	
fctd	1,282 Mpa	
fbd	2,886 Mpa	
Comprimento de ancoragem básico: lb	54 cm	$\geq 25\phi$ s
Comprimento de ancoragem necessário: lb <sub>nec</sub>	17 cm	
	0,3lb	16,2 cm
lb <sub>mín</sub> $\geq$	10 $\phi$ s	8 cm
	100 mm	10 cm
		Utilizou-se o comp. de 51 cm

## APÊNDICE E – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL BLOCO DE QUATRO ESTACAS

Bloco de 4 estacas	
GEOMETRIA	
Bz	230 cm

GEOMETRIA (ALTURA DO BLOCO)		
Pela Rigidez: h1	60	cm
Braço de alavanca: z	88,4	cm
Altura útil do bloco: d	98,2	cm
Distância do eixo da barra até a face do bloco: d'	4	cm
Pelo ângulo da biela 45°: h2	94,2	95 cm

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DAS BIELAS		
Altura útil do bloco utilizado: duti	100	cm
Ângulo de inclinação das bielas: $\alpha$	0,72	46,05 graus
Tensão de compressão da biela junto ao pilar: $\sigma_c$	11046,3	Kn/m <sup>2</sup>
Tensão de compressão limite: $\sigma_{lim}$	33750,0	Kn/m <sup>2</sup>
Tensão de compressão da biela junto a estaca: $\sigma_c$	3448,5	Kn/m <sup>2</sup>

CÁLCULO DA ARMADURA PRINCIPAL				
Força de tração em cada estaca: T	261,2	Kn	13 N3 $\phi$ 10 c/ 18,7 C=381	
Componente da força de tração: T'	184,7	Kn		
Área de aço necessária: As (armadura principal)	4,2	cm <sup>2</sup>		
Área do aço de $\phi$ s=10 mm	0,8	cm <sup>2</sup>		
Nº de barras	5	barras		
Espaçamento entre barras: s	56,0	cm		muito espaçada, aumentei o número de barras para 13
Novo espaçamento entre barras: s	18,7	cm		
Comprimento da barra: l	381,4	cm	381	

VERIFICAÇÃO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DAS BARRAS DA ARMADURA PRINCIPAL			
fct,m	2,56		
fctk,inf	1,795		
fctd	1,282	Mpa	
fbd	2,886	Mpa	
Comprimento de ancoragem básico: lb	43	cm	$\geq 25\phi_s$ 25 cm
Comprimento de ancoragem necessário: lb <sub>nec</sub>	30	cm	
	13,0	cm	
lb <sub>min</sub> $\geq$	10	cm	
	10	cm	
Comprimento disponível	61,0	cm	O comprimento disponível é maior que o comprimento de ancoragem necessário 61>30, OK!

CÁLCULO DA ARMADURA DE PELE			
b	50	cm	$0,8 \phi_e < b < 1,2 \phi_e$
Área de aço necessária: Aeh (armadura)	4,75	cm <sup>2</sup>	9 N1 $\phi$ 8 c/11,1 C=264
Diâmetro arbitrado (cm)	0,8	cm	
Área do aço de $\phi$ s=8,0 mm	0,50	cm <sup>2</sup>	
Nº de barras	9	barras	
Espaçamento entre barras: s	11,1	cm	
Comprimento da barra: l	264	cm	

CÁLCULO ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO			
Área de aço necessária: Aev (armadura vertical e horizontal/estribos)	5,78	cm <sup>2</sup>	14 N2 $\phi$ 10 c/17,2 C=386
Diâmetro arbitrado (cm)	1,00	cm	
Área do aço de $\phi$ s=10 mm	0,79	cm <sup>2</sup>	
Nº de barras	7	barras	
Espaçamento entre barras (direção x e y): s	35	cm	muito espaçada, aumentei o número de barras para 14
Novo espaçamento entre barras (direção x e y): s	17,2	cm	14 N2 $\phi$ 10 c/17,2 C=385
Comprimento da barra (direção x): l	386,4	cm	386
Comprimento da barra (direção y): l	384,90	cm	384

CÁLCULO ARMADURA SUPERIOR			
Área de aço necessária: Asup	0,71	cm <sup>2</sup>	16 N4 $\phi$ 5 c/15 C=262
Área do aço de $\phi$ s=5,0 mm	0,20	cm <sup>2</sup>	
Nº de barras	4	barras	
Espaçamento entre barras (direção x e y): s	75	cm	muito espaçada, aumentei mais 12 barras
Novo espaçamento entre barras (direção x e y): s	15	cm	
Comprimento da barra (direção x): l	262,4	cm	262
Comprimento da barra (direção y): l	261	cm	261

Juntei com a armadura principal no detalhamento				27 N2 $\phi$ 10 c/8,6 C=386
Espaçamento entre barras (direção x e y): s		8,6	cm	

## APÊNDICE F – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL ESTACA DE DIÂMETRO 0,5 M E 25 M DE PROFUNDIDADE

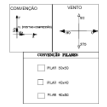
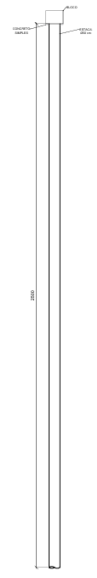
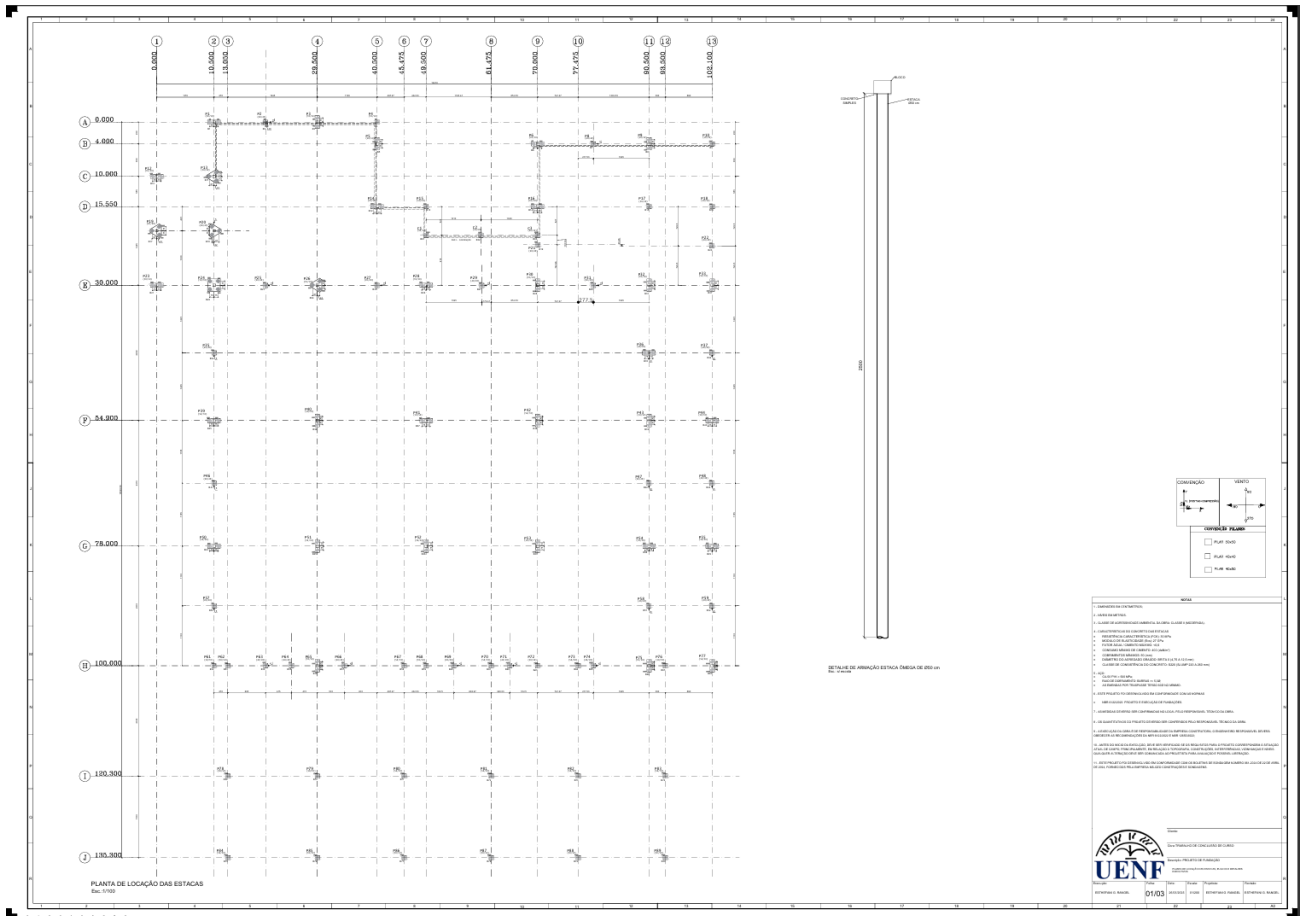
Diâmetro da estaca: $\phi_e$ (m)	0,5						
Profundidade: lest. (m)	25	Cobrimento: C (cm)	5	Módulo de elasticidade do concreto: Ecs (Gpa)	27	Área da estaca: Aest. (cm <sup>2</sup> )	1963,5
Capacidade de Carga última: Qadm (kN)	352,5	Resistência característica do Aço CA - 50: fyk (kN/cm <sup>2</sup> )	50	Coefficiente de minoração da resistência do aço: $\gamma_s$	1,15	Resistência de projeto do Aço CA - 50: fyd (kN/cm <sup>2</sup> )	43,48
Atrito Lateral: Rl (kN)	352,5	Resistência do concreto: fck (kN/cm <sup>2</sup> )	3	Coefficiente de minoração da resistência do concreto: $\gamma_c$	2,7	Resistência de projeto do concreto: fcd (kN/cm <sup>2</sup> )	1,11
Diâmetro da barra utilizada na armadura: $\phi_s$ (mm)	1,25	Esforço Normal característico: Nk (kN)	1006	Coefficiente de maioração do esforço solicitante: $\gamma_f$	1,4	Esforço Normal de projeto: Nd (kN)	1408,4

VERIFICAÇÃO QUANTO À FLAMBAGEM DA ESTACA			
Momento de inércia da estaca: I	0,003068	m <sup>4</sup>	
Área da estaca: Aest	0,19635	m <sup>2</sup>	
Raio de giração da estaca: i	0,125	m	
Coefficiente de reação horizontal: nh	0,55	MN/m <sup>3</sup>	
T	2,73	m	
Comprimento equivalente de flambagem: Le	4,91	m	
Índice de esbelte: $\lambda$	39,26		Como $\lambda$ é menor que 40, não é necessário se introduzir momentos de segunda ordem.

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DA ESTACA, SE HÁ NECESSIDADE DE SER ARMADA ( $\sigma_{est} > 5$ Mpa ou 0,5 Kn/cm <sup>2</sup> )			
Tensão atuante na estaca: $\sigma_{est}$	0,1795	kN/cm <sup>2</sup>	>0,5
			Não há necessidade de armar!

VERIFICAÇÃO DA TENSÃO LIMITE DA ESTACA, ( $\sigma_{lim} = 0,85f_{cd}$ )			
Tensão limite: $\sigma_{lim}$	0,9444	kN/cm <sup>2</sup>	A tensão atuante na estaca é menor que a limite, OK!

# APÊNDICE G – PLANTA DE LOCAÇÃO DE ESTACAS



**NOTAS**

1. Todas as estacas deverão ser executadas em concreto armado.
2. As estacas deverão ser executadas em concreto com resistência característica  $f_{cd}$  de 20 MPa.
3. As estacas deverão ser executadas com comprimento útil de 12,00 m.
4. As estacas deverão ser executadas com diâmetro nominal de 200 mm.
5. As estacas deverão ser executadas com espaçamento entre estacas de 2,00 m.
6. As estacas deverão ser executadas com espaçamento entre linhas de estacas de 2,00 m.
7. As estacas deverão ser executadas com espaçamento entre linhas de estacas de 2,00 m.
8. As estacas deverão ser executadas com espaçamento entre linhas de estacas de 2,00 m.
9. As estacas deverão ser executadas com espaçamento entre linhas de estacas de 2,00 m.
10. As estacas deverão ser executadas com espaçamento entre linhas de estacas de 2,00 m.
11. As estacas deverão ser executadas com espaçamento entre linhas de estacas de 2,00 m.
12. As estacas deverão ser executadas com espaçamento entre linhas de estacas de 2,00 m.

**UENF**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO RIO GRANDE DO NORTE

PROFESSOR: \_\_\_\_\_

DISCIPLINA: \_\_\_\_\_

DATA: \_\_\_\_\_

LOCAL: \_\_\_\_\_

PROFESSOR RESPONSÁVEL: \_\_\_\_\_

PROFESSOR COADJUNTO: \_\_\_\_\_

PROFESSOR AUXILIAR: \_\_\_\_\_

PROFESSOR SUBSTITUTO: \_\_\_\_\_

PROFESSOR VISITANTE: \_\_\_\_\_

PROFESSOR TITULAR: \_\_\_\_\_

PROFESSOR EM EXERCÍCIO: \_\_\_\_\_

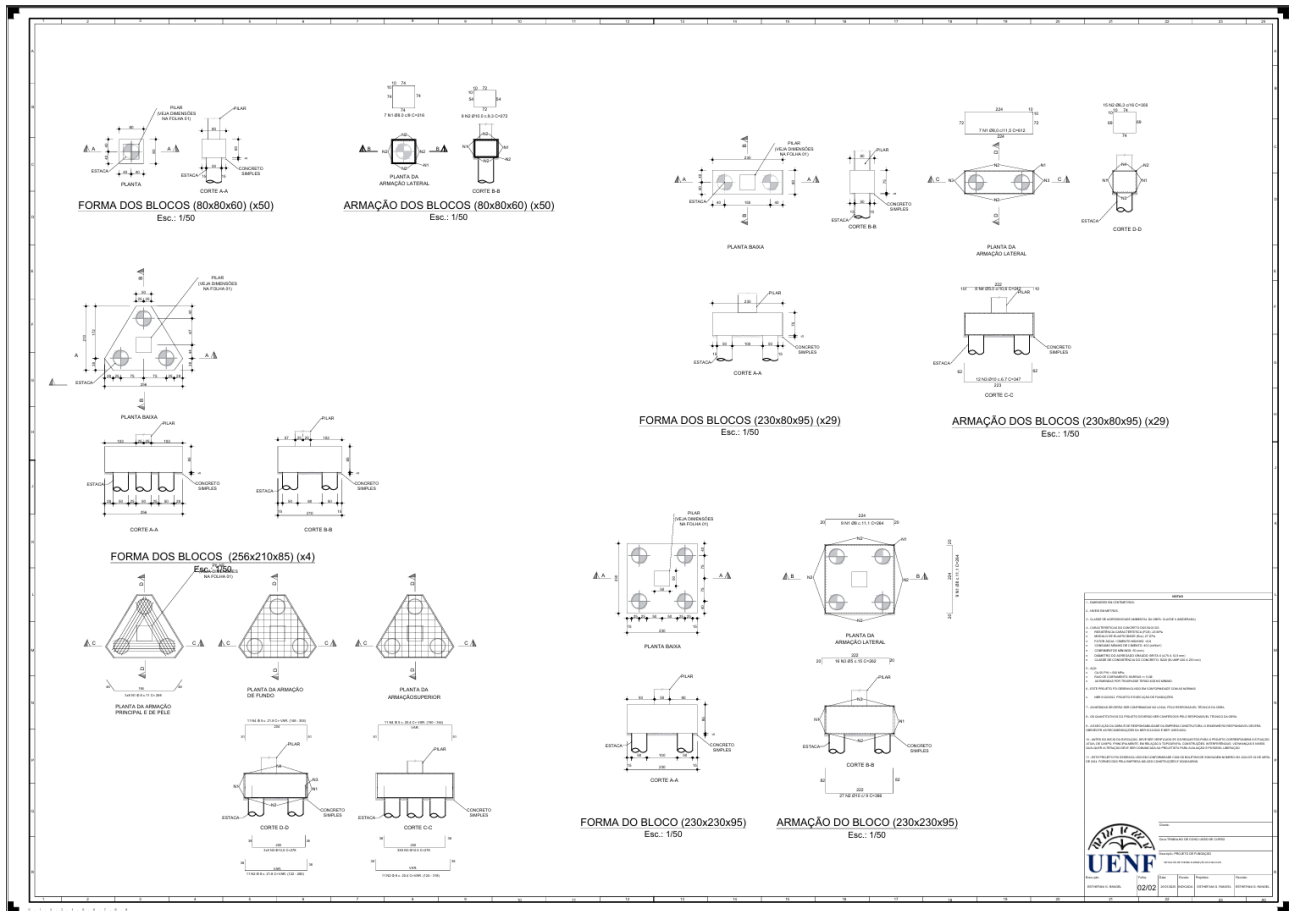
PROFESSOR EM LICENÇA: \_\_\_\_\_

PROFESSOR EM FÉRIAS: \_\_\_\_\_

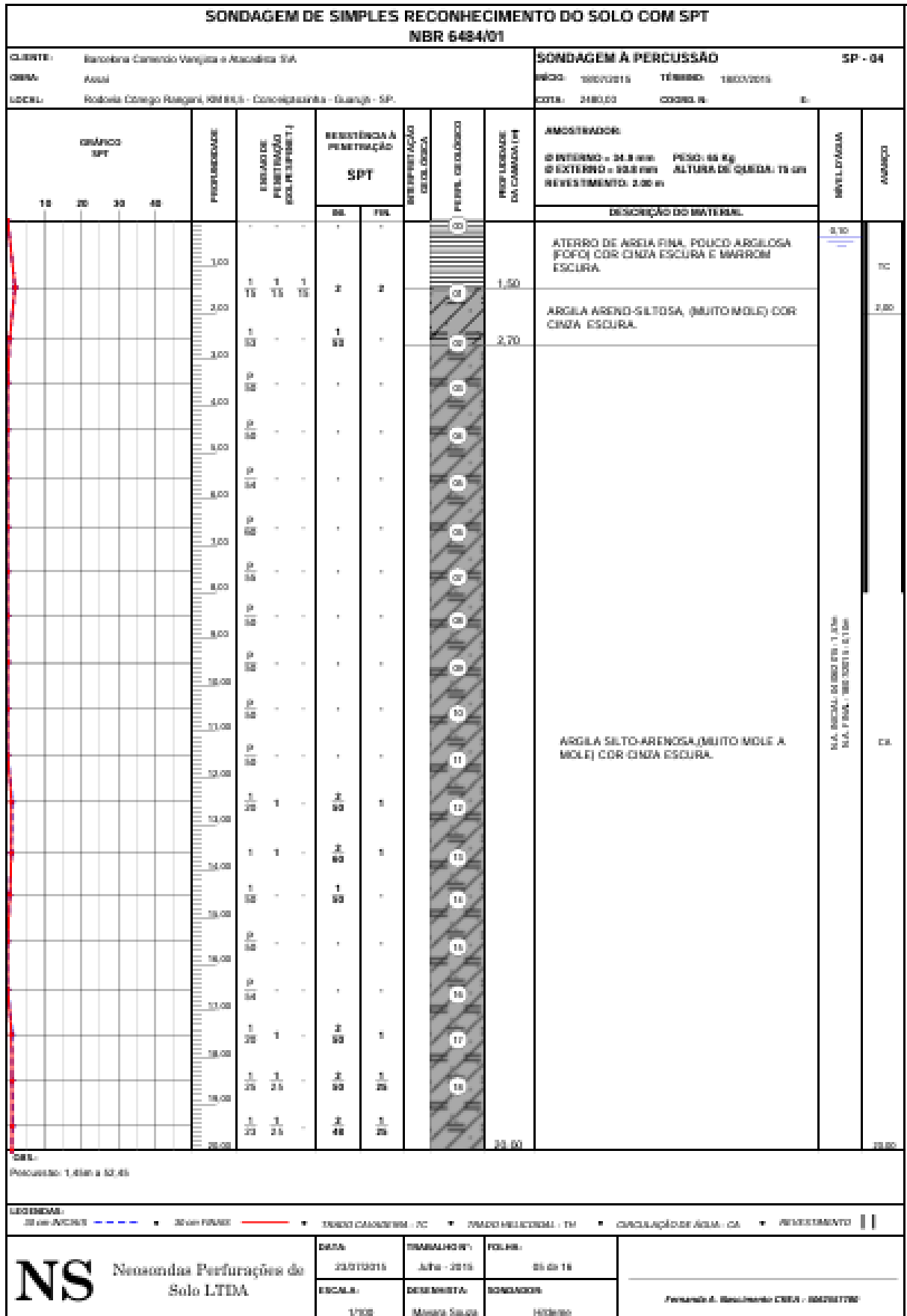
PROFESSOR EM DOENÇA: \_\_\_\_\_

PROFESSOR EM OUTROS: \_\_\_\_\_

# APÊNDICE H – PLANTA DE DETALHAMENTO BLOCOS DE FUNDAÇÃO

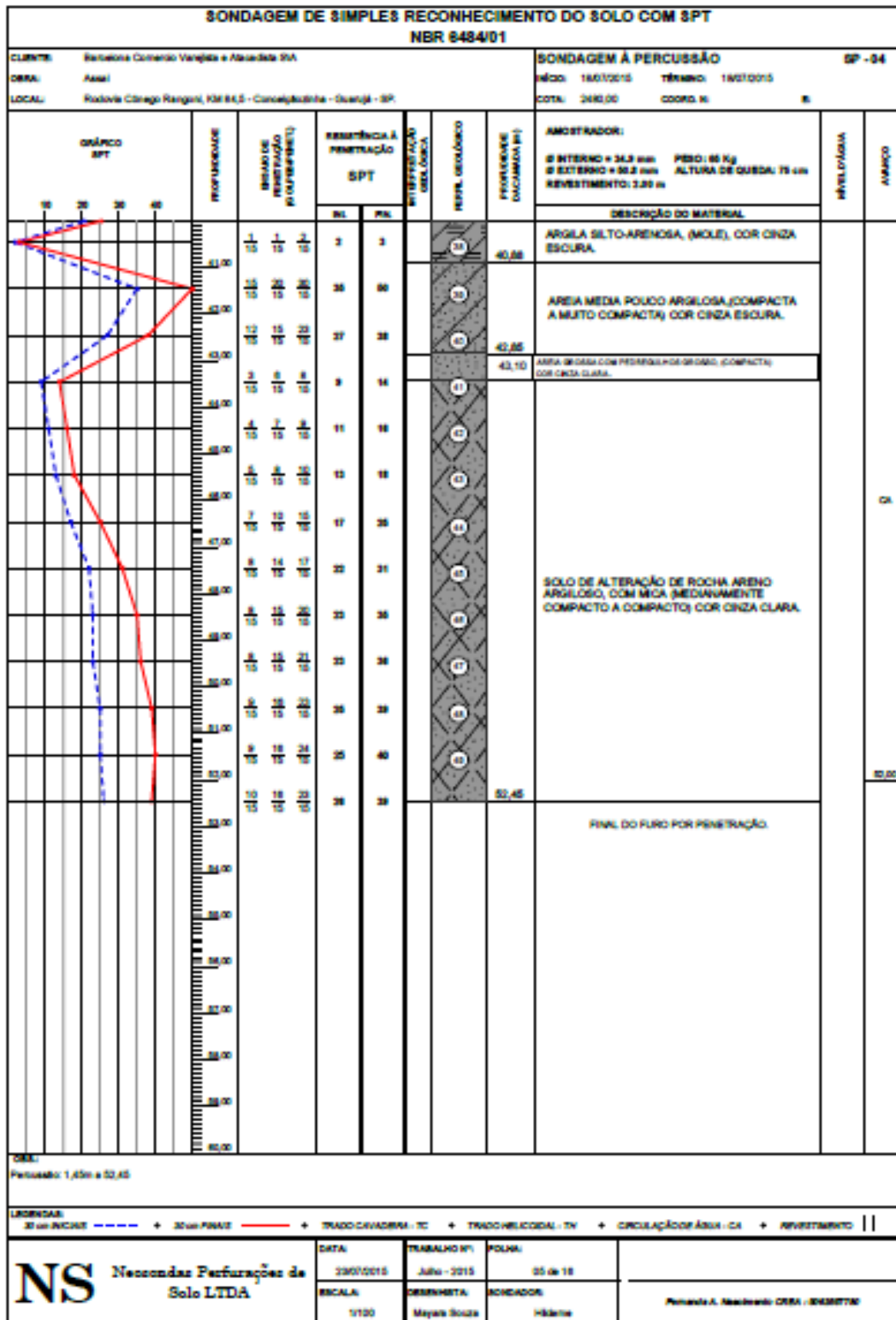


## ANEXOS – BOLETINS DE SONDAGENS

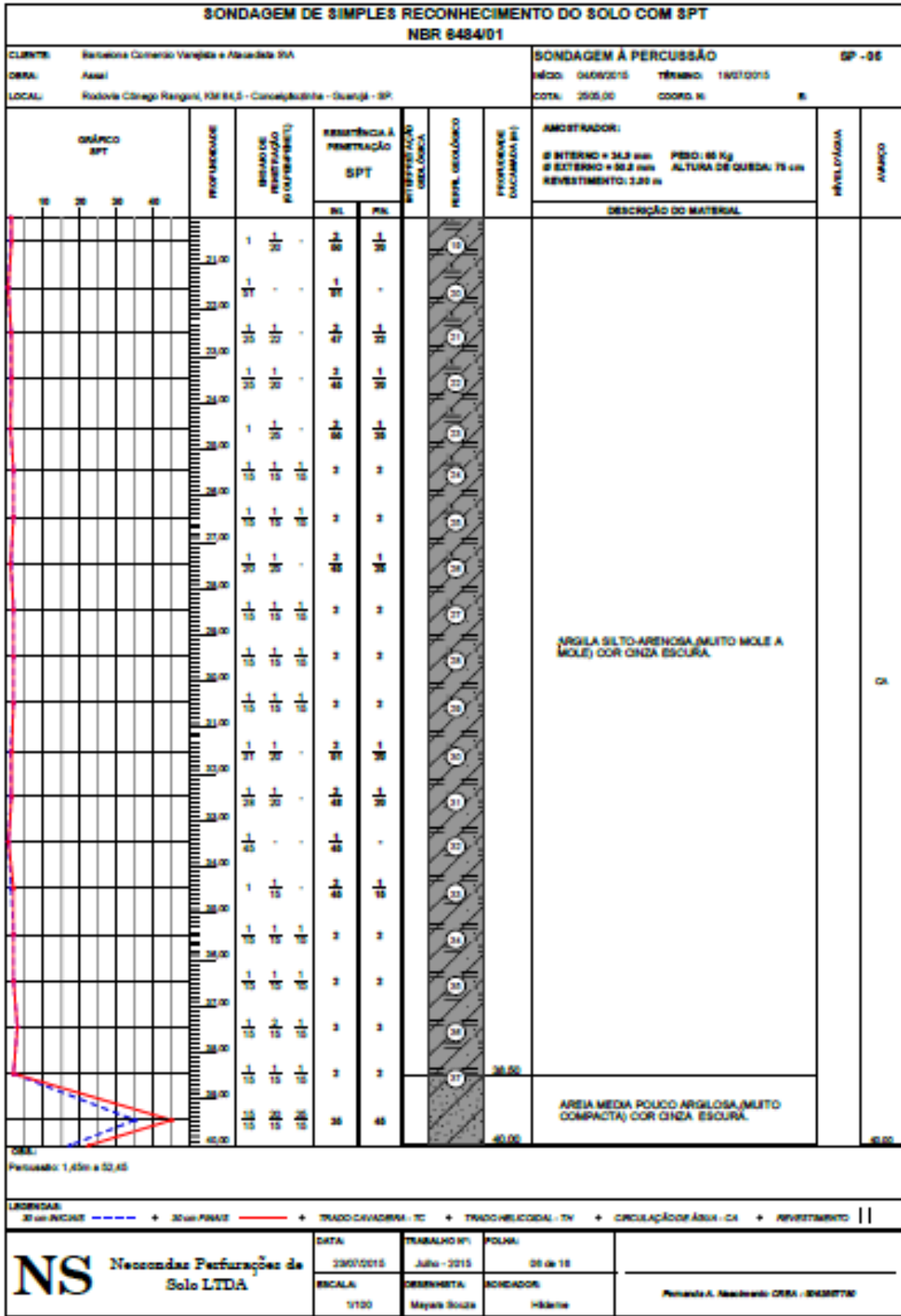


SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT											
NBR 6484/01											
CLIENTE: Secretaria Comenda Vargem e Residência 074					SONDAGEM À PERCUSSÃO					SP - 04	
OBRA: Asfalto					MÉDIO: 14020018					TÉRMINO: 14020018	
LOCAL: Rodovia Córrego Rangeto, KM 84,3 - Condição/Itatiaia - Guarapuá - SP.					COTA: 248,00					COORD. N: E	
QUADRO SPT		Profundidade	Número de Perchadas (Percussões)	Resistência à Penetração SPT		Intervalo de Solo	Perfil Geológico	Profundidade (Cota em m)	Descrição do Material	Nível Relativo	Avanço
10	20			30	40						
		21,00	1	1	1	1	1	24,80	ARGILA SILTO-ARGILOSA (MUITO MOLE A MOLE) COM CINZA ESCURA.	0,00	0,00
		22,00	1	1	1	1	1	25,80			
		23,00	1	1	1	1	1	26,80			
		24,00	1	1	1	1	1	27,80			
		25,00	1	1	1	1	1	28,80			
		26,00	1	1	1	1	1	29,80			
		27,00	1	1	1	1	1	30,80			
		28,00	1	1	1	1	1	31,80			
		29,00	1	1	1	1	1	32,80			
		30,00	1	1	1	1	1	33,80			
		31,00	1	1	1	1	1	34,80	ARGILA SILTO-ARGILOSA (MUITO MOLE A MOLE) COM CINZA ESCURA.	0,00	0,00
		32,00	1	1	1	1	1	35,80			
		33,00	1	1	1	1	1	36,80			
		34,00	1	1	1	1	1	37,80			
		35,00	1	1	1	1	1	38,80			
		36,00	1	1	1	1	1	39,80			
		37,00	1	1	1	1	1	40,80			
		38,00	1	1	1	1	1	41,80			
		39,00	1	1	1	1	1	42,80			
		40,00	1	1	1	1	1	43,80			
		41,00	1	1	1	1	1	44,80	ÁREA GROSSA POLVO ARGILOSA, (MUITO COMPACTA) COM CINZA ESCURA.	0,00	0,00
		42,00	1	1	1	1	1	45,80			
		43,00	1	1	1	1	1	46,80			
		44,00	1	1	1	1	1	47,80			
		45,00	1	1	1	1	1	48,80			
		46,00	1	1	1	1	1	49,80			
		47,00	1	1	1	1	1	50,80			
		48,00	1	1	1	1	1	51,80			
		49,00	1	1	1	1	1	52,80			
		50,00	1	1	1	1	1	53,80			
COTA: 248,00 Perchadas: 1, Altura: 30,00											
LEGENDA: --- + 30 cm PINA --- + TRACO CASABRVA - TC + TRACO HELICOIDAL - TH + CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA + REVESTIMENTO											
<b>NS</b> Necondas Perfurções de Solo LTDA		DATA:	TRABALHO EM:	FOLHA:							
		20/07/2018	Julho - 2018	02 de 10							
		ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:							
		1/100	Mayera Souza	Nilson	Fernanda A. Nascimento - CRM - 500577/10						

Rua Mario Galati, Jardim São Vicente - Tel: (11) 2058-4959 ou (11) 2557-1342 necondas@yahoo.com.br







SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT											
NBR 8484/01											
CLIENTE: Secretaria Comercio Varejista e Atacadista SPA						SONDAGEM À PERCUSSÃO				SP - 05	
OBRA: Asaí						MÉTODO: 04/06/2010		TÉCNICO: 18/07/2010			
LOCAL: Rodovia Córrego Ranget, KM 84,9 - Conceição/SP - Guarujá - SP						COTA: 200,00		COTA IN: 00		00	
<p>GRÁFICO SPT</p>	<p>PROFUNDIDADE</p>	<p>RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (Pa)</p>	<p>ASSEMBLEIA À RESISTÊNCIA SPT</p>		<p>INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA</p>	<p>PERFIL GEOLOGICO</p>	<p>PROFUNDIDADE (COTA) (m)</p>	<p>AMORTECEDOR:</p> <p>Ø INTERNO = 34,3 mm    PESO: 65 Kg</p> <p>Ø EXTERNO = 50,8 mm    ALTURA DE QUEDA: 76 cm</p> <p>REVESTIMENTO: 3,00 m</p>	<p>PROFUNDIDADE</p>	<p>AVANÇO</p>	
			<p>Bl</p>	<p>Pa</p>				<p>DESCRIÇÃO DO MATERIAL</p>			
	0,00	10,0	1	4		(1)	40,00	ARGILA SILTO-ARENOSA (MOLE) COM CINZA ESCURA.		<p>CA</p>	
	0,50	10,0	27	47		(2)		AREIA MÉDIA ARGILOSA (MUITO COMPACTA) COM CINZA ESCURA.			
	1,00	10,0	30	41		(3)	40,00				
	1,50	4	6	7		(4)	43,15	AREIA SILTOSA COM PEDRINHO DE CASCA (MUITO COMPACTA) COM CINZA CLARA.			
	2,00	6	10	10		(5)		<p>SOLO DE ALTERAÇÃO DE ROCHA ARENHO ARGILOSO, COM MICA (MEDIANAMENTE COMPACTO A MUITO COMPACTO) COM CINZA CLARA.</p>			
	2,50	6	10	10		(6)					
	3,00	6	10	10		(7)					
	3,50	6	10	10		(8)					
	4,00	6	10	10		(9)					
	4,50	6	10	10		(10)					
	5,00	6	10	10		(11)					
	5,50	6	10	10		(12)					
	6,00	6	10	10		(13)					
	6,50	6	10	10		(14)					
	7,00	6	10	10		(15)					
	7,50	6	10	10		(16)					
	8,00	6	10	10		(17)					
	8,50	6	10	10		(18)					
	9,00	6	10	10		(19)					
	9,50	6	10	10		(20)					
	10,00	6	10	10		(21)	52,45			10,00	
	10,00							FINAL DO FURO POR PENETRAÇÃO			

OBRA:  
Perfuração: 1,40m e 10,45

LEGENDA: 

- Ø em PNEUM. - - - - + Água FREATA - - - - + TRACÇAO VERTICAL - TC + TRACÇAO HORIZONTAL - TH + CIRCULAÇÃO ÁGUA - CA + REVESTIMENTO - |

<p><b>NS</b> Necondas Perfurações de Solo LTDA</p>	<p>DATA:</p> <p>23/07/2010</p>	<p>TRABALHO SPT:</p> <p>Julho - 2010</p>	<p>FOLHA:</p> <p>05 de 10</p>	<p>Perfuração Necondas OBRA - EMBRATEL</p>
	<p>ENCALA:</p> <p>1/100</p>	<p>DESENHISTA:</p> <p>Marysa Souza</p>	<p>PROJECCION:</p> <p>Hidráulica</p>	

Rua Mario Dallari, Jardim São Vicente - Tel: (11) 2058-8959 ou (11) 2057-1343; necondas@yahoo.com.br

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT										
NBR 8484/01										
CLIENTE: Estabelecimento Comercial Varejista e Atacadista S/A					SONDAGEM À PERCUSSÃO					
OBRA: Asaí					MÉDIO: 13/07/2015					
LOCAL: Rodovia Córrego Rangoni, KM 84,5 - Conceiçãozinha - Guarujá - SP					TÉRMINO: 16/07/2015					
					COTA: 2505,00					
					COORD. N: E					
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT			RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT (MPa)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT (MPa)	PROFUNDIDADE (m)	AMOSTRADOR:		NÍVEL
		Q	f	N				Ø INTERNO = 34,3 mm	PESO = 65 Kg	
								REVESTIMENTO: 2,80 m		
								DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
	0,00	1	1	2	4			ATERRO DE AREIA GROSSA, POUCO ARGILOSO COM RACHÃO, (FOFO) COR CINZA ESCURA.		TC
	1,00	1	1	2	2					2,80
	2,00	1	1	2	2					
	3,00	1	1	2	2					
	4,00	1	1	2	2					
	5,00	1	1	2	2					
	6,00	1	1	2	2					
	7,00	1	1	2	2					
	8,00	1	1	2	2					
	9,00	1	1	2	2					
	10,00	1	1	2	2					
	11,00	1	1	2	2					
	12,00	1	1	2	2					
	13,00	1	1	2	2					
	14,00	1	1	2	2					
	15,00	1	1	2	2					
	16,00	1	1	2	2					
	17,00	1	1	2	2					
	18,00	1	1	2	2					
	19,00	1	1	2	2					
	20,00	1	1	2	2					
OBS: Percebam: 1,45m a 10,20m LEGENDAS: 30 cm PVCSE - - - - + 30 cm FAVE - - - - + TRADO OVADEIRO - TC + TRADO HELICOIDAL - TV + CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA + REVESTIMENTO										
<b>NS</b> Neocondas Perfurações de Solo LTDA		DATA:	TRABALHO Nº:	FOLHA:	Projeto A. Necondas OBRA - 004207130					
		23/07/2015	Julho - 2015	07 de 18						
		ENCALA:	DESENHISTA:	REVISOR:						
		1/100	Maysa Souza	Hilário						

Rua Mario Dallari, Jardim São Vicente - Tel: (11) 2058-6959 ou (11) 2557-1342 neocondas@yahoo.com.br

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT												
NBR 8484/01												
CLIENTE: Prefeitura Comércio Varejista e Atacadista S/A					SONDAGEM À PERCUSSÃO					SP - 06		
OBRA: Asaí					data: 15/07/2015					revisão: 16/07/2015		
LOCAL: Rodovia Córrego Rengato, KM 04,3 - Conceição - Guarujá - SP					cota: 2500,00					coord. N: E		
QUANTO SPT		PROFUNDIDADE	RESULTADO DE PERCUSSÃO (pontos/blows)		RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		ENTRADA DO CILINDRO DE SOLO	TIPO DE SOLO	PROFUNDIDADE (cota/abaixo de m)	DESCRITÃO DO MATERIAL	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
10	20		30	40	bl	ps						
		21,00	1	12	1	13				ARGILA SILTO-ARENHOSA, (MUITO MOLE) COM CINZA ESCURA.		0,00
		22,00										
		23,00										
		24,00										
		25,00										
		26,00										
		27,00										
		28,00										
		29,00										
		30,00										
		31,00										
		32,00										
		33,00										
		34,00										
		35,00										
		36,00										
		37,00										
		38,00										
		39,00										
		40,00										
		41,00										
		42,00										
		43,00										
		44,00										
		45,00										
<b>Obs:</b> Percurso: 1,45m e 0,20m												
<b>LEGENDA:</b> - - - - - INCHAS + - - - - - FIBRA + TRACO CAVIDADE - TC + TRACO RECORTA - TR + CIRCULAÇÃO ÁGUA - CA + REVESTIMENTO												
<b>NS</b> Necondas Perfurações de Solo LTDA		DATA:	TRABALHO Nº:	PLANO:	Avenida A, Necondas OBRA - 0808770							
		23/07/2015	Julho - 2015	07 de 18								
		ESCALA:	DESENHISTA:	PROJADOR:								
		1:100	Marys Souza	Hidreia								

Rua Mario Dallari, Jardim São Vicente - Tel: (11) 2058-4959 ou (11) 2557-1343 necondas@yahoo.com.br



SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT												
NBR 8484/01												
CLIENTE: <b>Execução Comercio Varejista e Atacadista S/A</b>					SONDAGEM À PERCUSSÃO							
OBRA: <b>Asaí</b>					data: 15/07/2015		relatório: 16/07/2015		SP - 06			
LOCAL: <b>Rodovia Córrego Ranget, KM 84,5 - Conceição/Itaí - Guarujá - SP</b>					cota: 2025,00		coord. N		E			
QUANTICO SPT		PROFUNDIDADE	TIPOLOGIA DE PENETRAÇÃO (CONDIÇÃO)	ASSEMBLEIA À PERCUSSÃO SPT		PENETRAÇÃO (CM)	PENETRAÇÃO (KG/CM²)	PROFUNDIDADE (M)	AMOSTRADOR:		TIPOLOGIA	AMPLIADO
				BL	PL				Ø INTERNO = 34,3 mm	Ø EXTERNO = 36,2 mm		
DESCRIÇÃO DO MATERIAL:												
SOLO DE AL TERÇAÇÃO DE SOLOS ARENOSOS E AREIAS COMPACTAS E MUITO COMPACTAS COM ÚNICA FOLHA.												
FIM DO FURO POR PENETRAÇÃO.												
<b>NOTA:</b> Percurso: 1,40m a 10,00m												
<b>LEGENDA:</b> Ø em INCHES - - - - + Ø em PAVES - - - - + TRACOCANALIZADA - TC + TRACORREDEIRA - TR + CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA + REVESTIMENTO												
				DATA:		TRABALHO Nº:		FOLHA:				
				15/07/2015		Julho - 2015		SP de 18				
				ESCALA:		DESENHISTA:		SONDADOR:				
				1:100		Meyra Souza		Hidena				
Renato A. Natividade CREA - 028672/0												

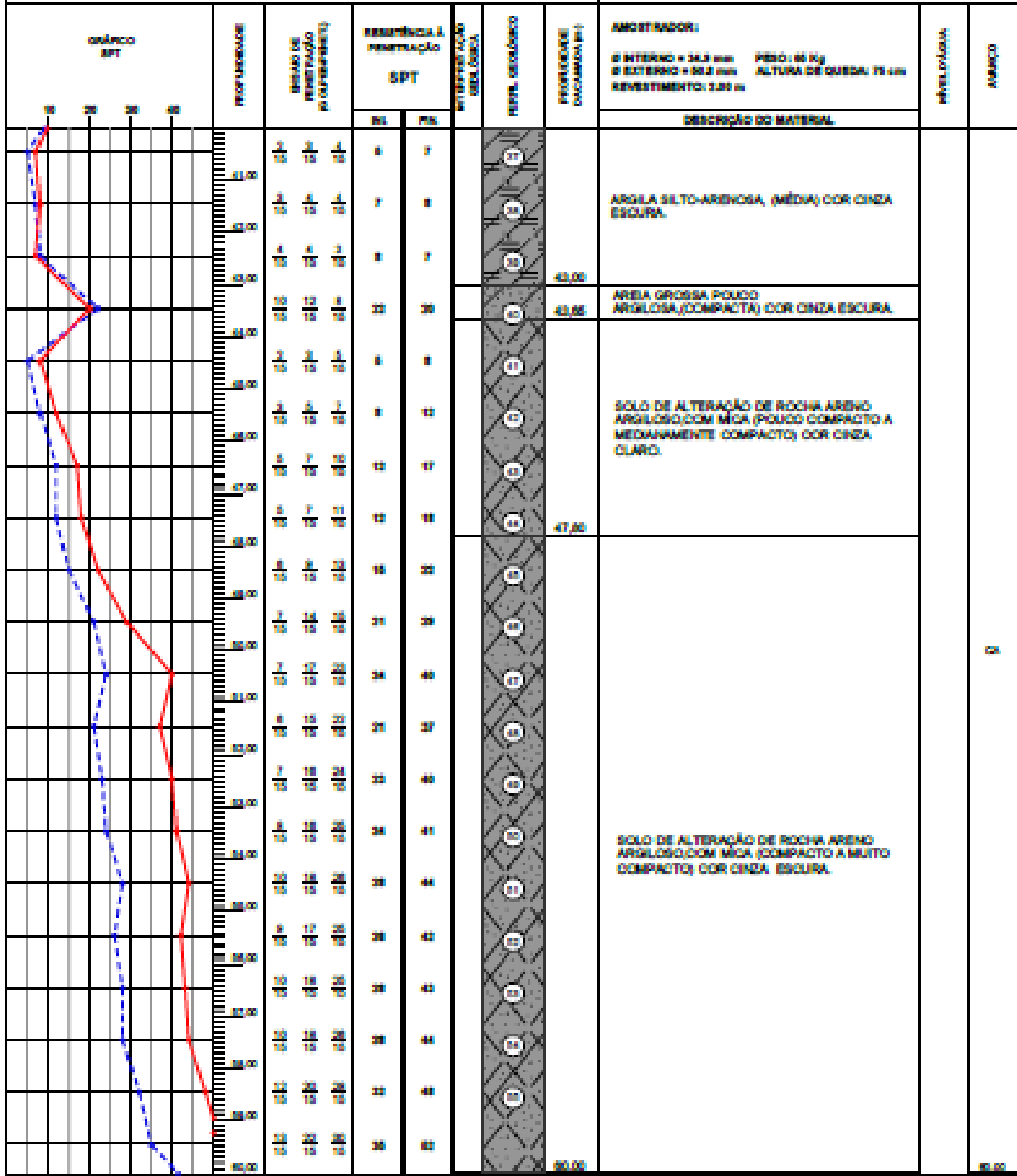
Rua Mario Dallari, Jardim São Vicente - Tel: (11) 3058-6959 ou (11) 3557-1342 necondas@yahoo.com.br

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT											
NBR 8484/01											
CLIENTE: Secretaria Comercio Varejista e Atacadista SPA					SONDAGEM À PERCUSSÃO						
OBRA: Asfalto					DATA: 06/06/2015						
LOCAL: Rodovia Córrego Rangoni, KM 84,5 - Conceiçãozinha - Guarujá - SP					TÉCNICO: 11/01/0015						
					COTA: 2097,00						
					COORD. N: E						
QUILÔMETRO SPT		PROFUNDIDADE	RESULTADO DE PENETRAÇÃO (N60/30)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		ENTREPERFURO GEOLÓGICO	REPERF. GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE (CALCULADA em m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL MÉTRICO	NÚMERO
10	20			30	40				N6		
DESCRIÇÃO DO MATERIAL: ATERRO DE ARGILA ARENOSA COM SILTE ARGILOSO, COM ENTULHOS, COM SICA MÉDIA, COR CINZA ESCURA E AMARELO CLARO.											
ARGILA SILTO-ARENOSA, (MUITO MOLE A MOLE) COR CINZA ESCURA.											
N.º. BOMBA: 006/001 - 1,5m N.º. FURÃO: 1.000/011 - 2,0m											
PERCUSSÃO: 1,45m a 02,30m											
LEGENDA: 30 cm INCLINE - - - - - + 30 cm FURÃO - - - - - + TRADO CIVILIZADO - TC + TRADO HELICOIDAL - TV + CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA + REVESTIMENTO											
<b>NS</b> Necondas Perfurações de Solo LTDA		DATA:	TRABALHO Nº:	POLUI:	Renato A. Necondas OBRA - 00607730						
		ENCALA:	DESENHISTA:	ACIONADOR:							
		11/20	Mayara Souza	Francisco							
Rua Mario Dallari, Jardim São Vicente - Tel: (11) 2058-8959 ou (11) 2557-1342 necondas@yahoo.com.br											

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT											
NBR 8484/01											
CLIENTE: Secretaria Comercio Varejista e Abastecido SPA					SONDAGEM À PERCUSSÃO						
OBRA: Anel					INÍCIO: 08/09/2015 TÉRMINO: 13/02/2015						
LOCAL: Rodovia Córrego Rangari, KM 84,5 - Conceição/SP					COTA: 2097,00 COORD. X: E						
QUANTO SPT		PROFUNDIDADE	ESPAÇO DE REPERCUSSÃO (s) (P/REPERTE)	SEMELHANÇA À REPERCUSSÃO SPT		IDENTIFICAÇÃO DO MATERIAL	PROFUNDIDADE (DECÍMETROS (m))	AMOSTRADOR: Ø INTERNO = 34,9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50,2 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2,00 m	NÍVEL ORIGINAL	AVANÇO	
10	20			30	40						BL
DESCRIÇÃO DO MATERIAL											
		21.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		22.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		23.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		24.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		25.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		26.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		27.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		28.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		29.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		30.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		31.00	1 1/32 -	2/30	1/30		30.00				
		32.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		33.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		34.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		35.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		36.00	1 1/32 -	2/30	1/30						
		37.00	2 2/32 -	4/30	1/30		37.00				
		38.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		39.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		40.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		41.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		42.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		43.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		44.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		45.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		46.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		47.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		48.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		49.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		50.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		51.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		52.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		53.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		54.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		55.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		56.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		57.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		58.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		59.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		60.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		61.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		62.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		63.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		64.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		65.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		66.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		67.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		68.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		69.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		70.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		71.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		72.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		73.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		74.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		75.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		76.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		77.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		78.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		79.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		80.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		81.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		82.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		83.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		84.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		85.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		86.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		87.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		88.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		89.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		90.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		91.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		92.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		93.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		94.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		95.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		96.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		97.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		98.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		99.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		100.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		101.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		102.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		103.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		104.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		105.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		106.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		107.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		108.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		109.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		110.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		111.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		112.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		113.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		114.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		115.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		116.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		117.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		118.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		119.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		120.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		121.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		122.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		123.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		124.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		125.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		126.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		127.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		128.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		129.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		130.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		131.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		132.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		133.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		134.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		135.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		136.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		137.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		138.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		139.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		140.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		141.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		142.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		143.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		144.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		145.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		146.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		147.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		148.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		149.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		150.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		151.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		152.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		153.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		154.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		155.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		156.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		157.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		158.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		159.00	2 2/32 -	4/30	1/30						
		160.00	2 2								

**SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT**  
NBR 8484/01

<b>CLIENTE:</b> Secretaria Comercio Varejista e Atacadista SPA	<b>SONDAGEM À PERCUSSÃO</b>	<b>SP - 03</b>
<b>OBRA:</b> Asaí	<b>ALÇA:</b> 03030303	<b>TÉCICO:</b> 13030303
<b>LOCAL:</b> Rodovia Córrego Rangoni, KM 84,5 - Conceiçãozinha - Itaquajé - SP	<b>COTA:</b> 2297,00	<b>COORD. N:</b> <b>E:</b>



**OBRA:** Perceção: 1,40m a 60,00m

**LEGENDA:** - - - - - 30 cm PVC/PE + 30 cm PVC/PE + TRACO CIVILIZADA - TC + TRACO VELOCIDA - TV + CIRCULAÇÃO ÁREA - CA + REVESTIMENTO - R

<b>NS</b> Necondas Perfurações de Solo LTDA	<b>DATA:</b> 23/07/2013	<b>TRABALHO Nº:</b> Jula - 2013	<b>FOLHA:</b> 10 de 10
	<b>ESCALA:</b> 1:100	<b>DESENHISTA:</b> Mayara Souza	<b>REVISOR:</b> Francisco
Revista A. Necondas OBRA - 03/07/13			

Rua Mario Dallari, Jardim São Vicente - Tel: (11) 2058-8929 ou (11) 2557-1942 necondas@yahoo.com.br





**SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT**  
**NBR 8484/01**

<b>CLIENTE:</b> Empresa Comercio Varejo e Atacadista S/A	<b>SONDAGEM À PERCUSSÃO</b> <span style="float:right">SP - 12</span>
<b>OBRA:</b> Asaí	<b>INÍCIO:</b> 18/05/2015 <b>TÉRMINO:</b> 19/07/2015
<b>LOCAL:</b> Rodovia Córrego Rangers, Km 84,3 - Conceiçãozinha - Guarujá - SP	<b>COTA:</b> 228,00 <b>COORD. N:</b> <b>E:</b>

QUANTO SPT	PROFUNDIDADE	RESULTADO DE PERCUSSÃO (N/30CM)	ASSEMBLÉIA À PERCUSSÃO SPT		INTERFERÊNCIA CIRCULAR	RELAZ. CIRCULAR	PROFUNDIDADE (COTAGEM EM)	ANOTADOR:	NÍVEL/ALTIMETRIA	ABISCO	
			SPT								DESCRIÇÃO DO MATERIAL
			BL	PS							
	21,00	1 1 1	3	1		10	ARGILA SILTO-ARENOSA, MUITO MOLE A MOLE, COR CINZA ESCURO.				
	22,00	1 1 1	3	1		11					
	23,00	1 1 1	3	1		12					
	24,00	1 1 1	3	3		13					
	25,00	1 1 1	3	3		14					
	26,00	1 1 1	3	1		15					
	27,00	1 1 1	3	3		16					
	28,00	1 1 1	3	3		17					
	29,00	1 1 1	3	3		18					
	30,00	1 1 1	3	3		19					
	31,00	1 1 1	3	3		20	ARGILA SILTO-ARENOSA, MUITO MOLE A MOLE, COR CINZA ESCURO.				
	32,00	1 1 1	3	3		21					
	33,00	1 1 1	3	3		22					
	34,00	1 1 1	3	3		23					
	35,00	1 1 1	3	3		24					
	36,00	1 1 1	3	3		25					
	37,00	1 1 1	3	3		26					
	38,00	1 1 1	3	3		27					
	39,00	1 1 1	3	3		28					
	40,00	1 1 1	3	3		29					
	41,00	1 1 1	3	3		30	AREIA, MÉDIA, POUCA ARGILOSA, (MEDIAMENTE COMPACTA) COR CINZA ESCURO.				
	42,00	1 1 1	3	3		31					
	43,00	1 1 1	3	3		32	ARGILA SILTO-ARENOSA, (MÉDIA A RUJA) COR CINZA ESCURO.				
	44,00	1 1 1	3	3		33					

**OBRA:** Perceito: 1,45m a 58,00m

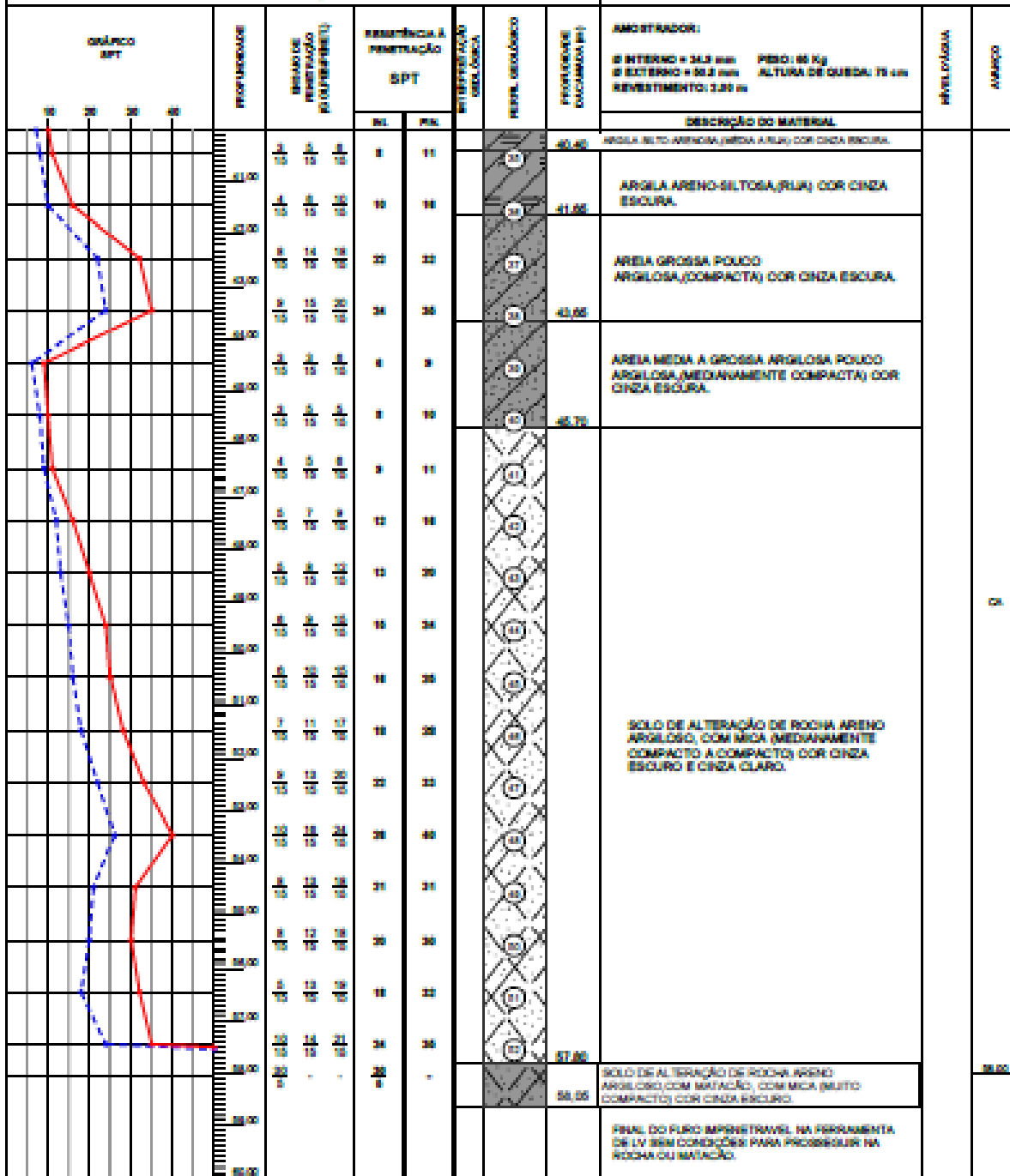
**LEGENDA:** - - - - - + JOLY PINE + TRACOCANADENSE / TC + TRACOCANADENSE / TV + CIRCULAÇÃO ÁSIA / CA + REVESTIMENTO ||

<b>NS</b> Necondas Perfurações de Solo LTDA	DATA:	TRABALHO Nº:	PÁGINA:	
	28/07/2015	Julho - 2015	13 de 18	
	ESCALA:	DESENHISTA:	SONDADOR:	Revista A. Necondas OBRA - (GRATUITO)
	1/50	Mayara Souza	Francisco	

Rua Mario Delfari, Jardim São Vicente - Tel: (11) 2058-8959 ou (11) 2557-1362 necondas@yahoo.com.br

**SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT**  
**NBR 8484/01**

<b>CLIENTE:</b> Secretaria Comando Vermelho e Alameda SPA	<b>SONDAGEM À PERCUSSÃO</b>	<b>SP - 12</b>
<b>OBRA:</b> Asaí	<b>NÍVEL:</b> 16060210	<b>TÉRMINO:</b> 16010210
<b>LOCAL:</b> Rodovia Córrego Rangeti, KM 84,3 - Conceição - Guarujá - SP	<b>COTA:</b> 224,00	<b>COORD. N:</b> B



ESCALA: 1:20m e 50:00m

LEGENDA: RI em RI+SI + RI+SI+SI+SI + TRACÇADAVARIA - TC + TRACÇADOCÍCLICA - TV + CIRCULAÇÃO D'ÁGUA - CA + REVESTIMENTO ||

<b>NS</b> Necondas Perfurações de Solo LTDA	<b>DATA:</b> 23/07/2015	<b>TRABALHO Nº:</b> Julho - 2015	<b>FOLHA:</b> 13 de 18
	<b>ESCALA:</b> 1/100	<b>DESENHISTA:</b> Mayara Souza	<b>REVISOR:</b> Francisco
<b>Formosa A. Necondas - OBRA - 16060210</b>			

Rua Mario Dallari, Jardim São Vicente - Tel: (11) 2058-8929 ou (11) 2057-1342 necondas@yahoo.com.br