

YURI TRIVINHO GELESOV

**PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS
ESCAVADAS EM SOLO ARENOSO DA REGIÃO DE
ARAQUARI-SC**

Guaratinguetá – SP

2015

YURI TRIVINHO GELESOV

**PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS
ESCAVADAS EM SOLO ARENOSO DA REGIÃO DE
ARAQUARI-SC**

Trabalho de Graduação apresentado ao Conselho de Curso de Graduação em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes

Guaratinguetá – SP

2015

G316p	<p>Gelesov, Yuri Trivinho Previsão da capacidade de carga de estacas escavadas em solo arenoso da região de Araquari-SC / Yuri Trivinho Gelesov – Guaratinguetá, 2015. 86 f. : il. Bibliografia : f. 83-86</p> <p>Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2015. Orientador: Prof. Dr. George de Paula Bernardes</p> <p>1. Fundações (Engenharia) 2. Estacaria (Engenharia civil) 3. Recalque de estruturas I. Título</p>
-------	--

CDU 624.15


Yuri Trivinho Gelesov

ESTE TRABALHO DE GRADUAÇÃO FOI JULGADO ADEQUADO COMO
PARTE DO REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO DIPLOMA DE
"GRADUADO EM ENGENHARIA CIVIL"

APROVADO EM SUA FORMA FINAL PELO CONSELHO DE CURSO DE
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL.


Prof. Dr. George de Paula Bernardes
Coordenador

BANCA EXAMINADORA:


Prof. Dr. George de Paula Bernardes
Orientador/UNESP-FEG


Eng. Mariana Ferreira Benessiuti Motta
Doutoranda PUC-RJ

Eng. Beatriz Helene Xavier
UNESP-FEG

AGRADECIMENTOS

Eu gostaria primeiramente de agradecer aos meus pais *Luiz* e *Katia*, a minha tia *Marivani*, aos meus avós *Nair* e *Basili* e as minhas irmãs *Larissa* e *Karen*, que sempre colocaram os estudos como prioridade em minha casa, e apesar das dificuldades, me ajudaram a alcançar esse objetivo.

A minha namorada, companheira e amiga *Thaís*, que me apoiou no período crucial da minha vida acadêmica, me dando força e motivação para continuar seguindo em frente.

Aos meus amigos da *Moradia Estudantil da FEG-UNESP* e da Republica *WCKZONA*, que me ensinaram que o significado de família vai além dos laços sanguíneos, e que me acolheram ao longo da graduação.

Ao meu amigo e professor, Dr *George de Paula Bernardes*, que com a sua orientação, paciência, dedicação e acima de tudo, profissionalismo, me conduziu a elaboração deste trabalho.

Aos meus colegas de curso da engenharia civil, que estivemos juntos nas vitórias e derrotas e com muita luta, conseguimos atingir os nossos objetivos.

Aos meus amigos e professores do CEFET-SP, que ao longo do ensino médio e técnico me ajudaram a descobrir que a engenharia era a profissão que eu escolheria para a vida.

A todos que, de alguma maneira, contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

GELESOV, Y T.. Guaratinguetá 2015. 81p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista.

RESUMO

Na engenharia geotécnica os projetos de fundações são condicionados pela capacidade de carga e pelos recalques admissíveis. Uma das maneiras de se encontrar a previsão da capacidade de carga de fundações é através de métodos estatísticos semi-empíricos que correlacionam sondagens de campo (SPT e CPT). As cargas de ruptura das estacas são definidas pela interpretação da curva Carga-Recalque e os dados experimentais obtidos através da prova de carga. Neste trabalho estuda-se o comportamento de estacas escavadas executadas na região de Araquari/SC, comparando os valores das capacidades de carga previstos pelos métodos DECOURT & QUARESMA MODIFICADO (1996), AOKI & VELLOSO MODIFICADO MONTEIRO (2000), MILITITISKY E ALVES (1985), DECOURT & QUARESMA (1978), MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975) e PHILOPANNAT (1986), com os resultados de provas de carga, avaliando suas diferenças e discutindo alguns parâmetros que influenciam diretamente nas previsões.

PALAVRAS-CHAVE: Capacidade de Carga. Estacas Escavadas, Fundações Profundas, Prova de Carga.

GELESOV, Y T.. Guaratinguetá 2015. 81p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Campus de Guaratinguetá, Universidade Estadual Paulista.

ABSTRACT

In Geotechnical engineering the foundation projects depend on the bearing capacity and the acceptable displacements. One of the possible ways to predict the bearing capacity of foundations is through semi-empirical statistical methods which correlate in-situ tests (SPT and CPT). The piles breaking loads are defined by the interpretation of the load x head displacement curve and the experimental data acquired through the load test.

In this work it is studied the behavior of bored piles executed in the Araquari/SC region, comparing the bearing capacity values predicted by the methods DECOURT & QUARESMA MODIFICADO (1996), AOKI & VELLOSO MODIFICADO MONTEIRO (2000), MILITITISKY E ALVES (1985), DECOURT & QUARESMA (1978), MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975) e PHILOPANNAT (1986), with the results of the load test, evaluating their differences and discussing parameters that have direct effects on the predictions.

PALAVRAS-CHAVE: Bearing Capacity, Bored Piles, Deep Foundations, Load Test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação do tipo de Fundações.....	12
Figura 2 - Esboço Sapata Isolada	13
Figura 3 - Sapata Corrida	14
Figura 4 – Esquema de Laje em radier concretada	15
Figura 5 - Processo de execução da broca.....	17
Figura 6 - Esquema de execução da estaca Strauss.....	18
Figura 7 - Representação do Tubulão	19
Figura 8 - Processo executivo da estaca tipo Franki	20
Figura 9 - Fases da execução de uma estaca escavada.....	21
Figura 10- Processo executivo da estaca hélice contínua.....	22
Figura 11 - NBR 6484 em sua última atualização.....	24
Figura 12 - Modelo de cone usado no ensaio CPTu.....	29
Figura 13 - Croqui executivo da prova de carga	31
Figura 14 - Método Vander Veen	32
Figura 15 - Carga máxima estimada pelo método NBR 6122/96	33
Figura 16 - Carga última estimada pelo método de Gusmão	34
Figura 17 - Colocação do tubo guia	44
Figura 18 e 18.1 - Colocação da armadura da estaca	45
Figura 19 - Lançamento do concreto na tremonha.....	45
Figura 20 - Formação da membrana do sistema de geração 3	50
Figura 21 - Matriz de polímero sintético antes e depois de interagir com o Co-Polímero A.....	51
Figura 22 - Membrana de polímero evidenciando os pontos de ligação após a ação do Co-Polímero B	52
Figura 23 - Município de Araquari localizada n nordeste do estado de Santa Catarina.....	56
Figura 24 - Relatório de sondagem SPT02 recomendado aos participantes pelos organizadores do evento	58
Figura 25 - Relatório de sondagem CPTu - F04 recomendado aos participantes pelos organizadores do evento	59
Figura 26 - Relatório de sondagem SDMT01 recomendado aos participantes pelos organizadores do evento	60
Figura 27 - Ensaio de baixa deformação PIT da estaca ET4.....	61
Figura 28 - Ensaio de onda CSL da estaca ET4.....	62
Figura 29 - Vista aérea do processo executivo da estaca ET4	63
Figura 30 - Resultado do ensaio de prova de carga estática sobre a estaca ET4.....	70
Figura 31 - Método de Van Der Veen (1953) para definição da carga de ruptura da estaca ET4.....	71
Figura 32 - Método de NBR-6122 (ABNT 2010) para definição da carga de ruptura da estaca ET4 ..	72
Figura 33 - Comparação entre o resultado da prova de carga estática e as curvas carga X carga recalque obtidas através do modelo de Gusmão (2013).....	73
Figura 34 - Comparação entre o resultado da prova de carga estática e as novas curvas carga X carga recalque obtidas através do método de Gusmão (2013).....	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos solos através do SPT	26
Tabela 2 - Valores de C em função do tipo de solo	36
Tabela 3 - Valores de α e β em função do tipo de estaca e do solo.....	36
Tabela 4 - Coeficientes K_a e α_a	38
Tabela 5 - Valores de α_p	40
Tabela 6 - Valores de M1 e M2.....	42
Tabela 7 - Características para as bentonitas e seus limites	46
Tabela 8 - Estacas especiais executadas no campo experimental de Araquari	56
Tabela 9 - Capacidade de carga de acordo com o método de Decourt & Quaresma Modificado (1996)	66
Tabela 10 - Resistência de ponta da estaca de acordo com o método de Aoki & Velloso modificado por Monteiro (2000).....	67
Tabela 11 - Capacidade de carga de acordo com o método de Milititsky e Alves (1985).....	69
Tabela 12 - Valores da capacidade de carga obtida pelos métodos semi-empíricos e a carga de ruptura do ensaio de prova de carga estática	73
Tabela 13 - Capacidade de carga de acordo com o método de Decourt & Quaresma (1978).....	75
Tabela 14 - Resistência de ponta da estaca de acordo com o método de Aoki & Velloso (1975).....	75
Tabela 15 - Descrição dos parâmetros ao longo da profundidade para o cálculo de carga pelo método de Philopannat (1986)	78
Tabela 16 - Valores da capacidade da carga obtida pelos métodos semi-empíricos e a carga de ruptura do ensaio de prova de carga estática	80

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	10
1.1	OBJETIVOS.....	11
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1	FUNDAÇÕES	12
2.1.1	Fundações Rasas	12
2.1.1.1	Sapata	13
2.1.1.1.1	<i>Sapata Isolada</i>	13
2.1.1.1.2	<i>Sapata Corrida</i>	13
2.1.1.2	Radier	14
2.1.2	Fundações Profundas	15
2.1.2.1	Estacas Pré-Fabricadas	15
2.1.2.2	Estacas Escavadas	16
2.1.2.2.1	<i>Estaca Tipo Broca</i>	16
2.1.2.2.2	<i>Estaca Strauss</i>	17
2.1.2.2.3	<i>Tubulão</i>	18
2.1.2.2.4	<i>Estaca Franki</i>	19
2.1.2.2.5	<i>Estacas Escavadas com Lama Bentonítica/Polímero</i>	20
2.1.2.2.6	<i>Estaca Hélice Contínua Monitorada</i>	21
2.2	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	22
2.2.1	Ensaio SPT	23
2.2.2	Ensaio CPT	28
2.3	CAPACIDADE DE CARGA AVALIADA ATRAVÉS DE ENSAIO DE CAMPO.....	30
2.3.1	Ensaio de Prova de Carga Estática	30
2.3.2	Métodos Semi- Empíricos Para Previsão da Capacidade de Carga em Estacas.	35
3	ESTACA ESCAVADA COM LAMA BETONITICA E POLÍMERO	43
3.1	HISTÓRICO	43
3.2	MÉTODOS DE EXECUÇÃO	43
3.2.1	Lama Bentonítica	46
3.2.2	Polímeros	48
3.2.2.1	Polímero Sintético	49
3.2.2.3	Co-Polímero B.....	51
3.2.2.4	Co-Polímero C.....	52
4	LOCAL DE ESTUDO	55

4.1	EVENTO DE PREDIÇÃO.....	55
5	ANÁLISES E RESULTADOS.....	66
5.1	DECOURT & QUARESMA MODIFICADO (1996)	66
5.2	AOKI & VELLOSO MODIFICADO MONTEIRO (2000)	67
5.3	MILITITISKY E ALVES (1985)	69
5.4	ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA	69
5.4.1	Método Van Der Veen (1953)	70
5.4.2	Método da NBR-6122 (ABNT 2010)	71
5.4.3	Modelo de Gusmão (2013)	72
5.5	RETROANALISE DA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA RECALQUE	73
5.5.1	Decourt & Quaresma (1978)	74
5.5.2	Aoki & Velloso (1975).....	75
5.5.3	Método de Philopannat (1986).....	77
6.	CONCLUSÃO.....	82
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	83

1. INTRODUÇÃO

Com o crescente aumento nas exigências das obras de engenharia, cada vez mais, buscam-se elementos de fundação que resistam a carregamentos cada vez maiores, que atendam o melhor custo x benefício e qualidade x eficiência. Para suprir estes requisitos as fundações profundas, em especial as estacas escavadas, vêm sendo muito utilizadas no país.

As estacas escavadas são elementos de fundações *in loco*, ou seja, elas são construídas no próprio local da obra. As estacas escavadas são geralmente escavadas com trado mecânico, o que permite obter profundidades e diâmetros maiores. Para estabilizar as paredes da escavação, geralmente se utiliza da lama bentonítica ou de polímeros.

Este trabalho é baseado em uma competição internacional promovida pela *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, *Associazione Geotécnica Italiana* e a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, em parceria com a UDESC (Universidade do Estado de Santa Catarina), UFPR (Universidade Federal do Paraná), UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul), e UNINA2 (*Seconda Università Degli Studi Di Napoli*).

A competição teve por objetivo, solicitar a sociedade geotécnica mundial a previsão da capacidade de carga e da curva de transferência da carga com base em sondagens SPT e CPT, no relatório de execução e no relatório de ensaio de integridade (PIT) da estaca ET-4. O desafio teve por objetivo verificar o estado da arte de previsão do comportamento de estaca escavada em solo arenoso.

A estaca escavada ET-4 foi executada e instrumentada na região de Araquari, Santa Catarina. Após a entrega das previsões, foi executada a prova de carga estática na estaca e fornecido a curva de carga versus recalque e a curva de transferência de carga ao longo da estaca.

1.1 OBJETIVOS

O presente trabalho consiste em avaliar a utilização dos métodos estatísticos semi-empíricos de previsão de capacidade de carga de estacas mais difundidos na literatura nacional, e comparar as previsões com os resultados da prova de carga.

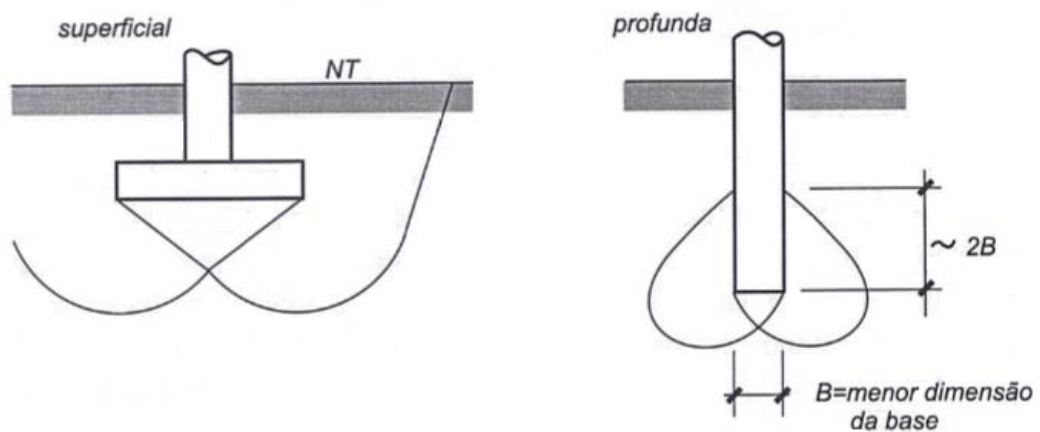
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FUNDAÇÕES

O termo fundação pode ser definido, segundo Azeredo (1988), como elementos estruturais cuja função é transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apoia.

Atualmente as fundações podem ser divididas em superficiais e profundas (Figura 1). Em casos especiais onde existe associação destes dois tipos, denomina-se fundação mista.

Figura 1 - Representação do tipo de Fundações



Fonte: (Velloso, 2000)

2.1.1 Fundações Rasas

A fundação rasa ou superficial, segundo a NBR 6122, é um elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno predominantemente através da base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente seja inferior a duas vezes a sua menor dimensão.

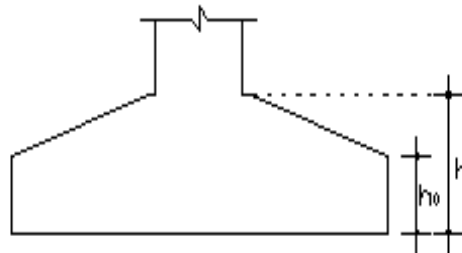
2.1.1.1 Sapata

A sapata é elemento de fundação rasa de concreto armado, onde as tensões de trações nele produzidas sejam resistidas pela armadura e não pelo concreto. A base de uma sapata pode variar a forma, sendo quadrada, retangular, trapezoidal, circular ou corrida.

2.1.1.1.1 Sapata Isolada

A sapata é isolada é quando a mesma não tem nenhuma associação com nenhuma outra sapata, e transmite para o solo a carga de um pilar centrado (Figura 2).

Figura 2 - Esboço Sapata Isolada



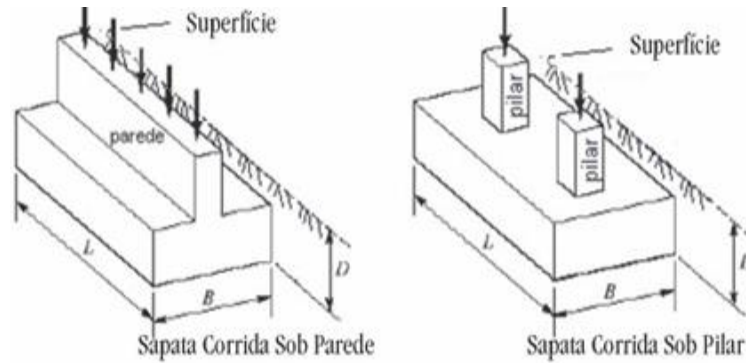
Fonte: (Ecivilnet, 2015)

2.1.1.1.2 Sapata Corrida

São elementos contínuos que acompanham a linha das paredes, as quais lhes transmitem a carga por metro linear (BRITO, 1987 apud Souza et al, 2002), conforme ilustrado na Figura 3.

Esse tipo de elemento é normalmente empregado para resistir a ação de muros, paredes, ou elementos alongados que transmitem carregamento uniformemente distribuído em uma direção.

Figura 3 - Sapata Corrida



Fonte: (Construir Online, 2015)

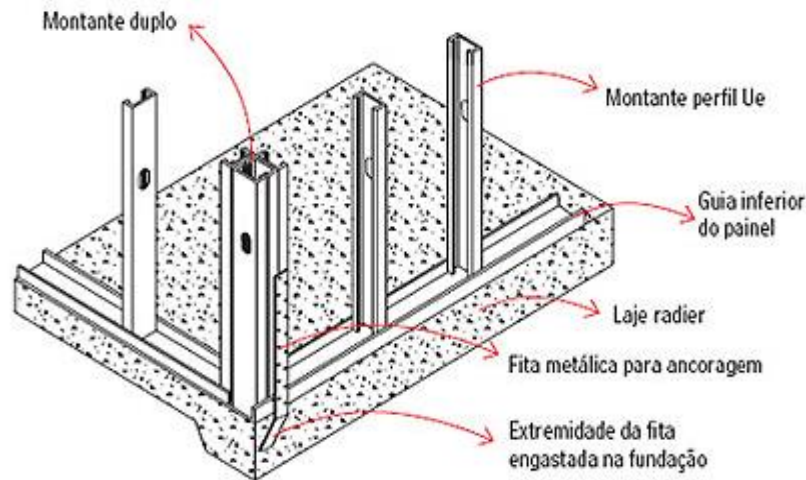
2.1.1.2 Radier

Radier é um elemento de fundação direta, que segundo a NBR6122, abrange todos os pilares da obra ou carregamentos distribuídos (por exemplo: tanques, depósitos).

Quando a área da sapata corrida for maior que metade da área total da construção, é mais vantajoso economicamente o uso do Radier. Este também é executado em concreto armado, que resiste a compressão das diferentes cargas dos pilares da superestrutura, e quando existe pressões oriundas do nível freático, há necessidade de armadura negativa.

A figura 4 ilustra uma laje em radier concretada com os arranques dos pilares engastados e prontos para receber a alvenaria.

Figura 4 – Esquema de Laje em radier concretada



Fonte: (Minha alma meu corpo minha casa, 2011)

2.1.2 Fundações Profundas

São classificados como fundações profundas elementos que estão assentes em profundidades superiores a duas vezes as suas menores dimensões, ou atinjam no mínimo de 3 m de profundidade.

A fundação profunda transmite a carga ao solo pela sua base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência ao longo do fuste), ou pela combinação de ambas.

2.1.2.1 Estacas Pré-Fabricadas

As estacas pré-fabricadas, se tratam de elementos de fundação que já chegam prontos para o uso, no local a ser aplicado. São estacas cravadas no solo, apresentam alta capacidade de carga e podem ser de madeira, metálica e pré moldada de concreto.

As estacas de madeira são troncos de árvores cravados com bate-estacas de pequenas dimensões e martelos leves. Antes da difusão da utilização do concreto, elas eram empregadas quando a camada de apoio às fundações se encontrava em profundidades grandes. Para sua

utilização, é necessário que elas fiquem totalmente abaixo d'água; o nível d'água não pode variar ao longo de sua vida útil (ALONSO, 1979 apud Souza et al, 2002).

As estacas metálicas podem ser de perfis laminados nos formatos “H” ou “I”, perfis soldados ou estacas em tubos. Podem atingir profundidades inatingíveis pelos outros tipos de estacas pré-fabricadas e são cravadas em praticamente qualquer tipo de terreno. O processo de cravação pode ser pelo meio de prensagem, vibração ou percussão. O transporte destas estacas é facilitado devido as peças possuírem comprimento padrão e serem mais leves. As estacas metálicas trabalham bem à flexão.

As estacas pré-moldadas de concreto podem ser de concreto armado, protendido, vibrado ou centrifugado. São mais pesadas, dificultando o transporte. A cravação deste tipo de estaca tem de ser muito bem controlada para não haver nenhum dano na estrutura da estaca. O comprimento destas estacas varia entre 4 a 12 metros, e quando necessárias profundidades maiores, emendas podem ser feitas.

2.1.2.2 Estacas Escavadas

2.1.2.2.1 Estaca Tipo Broca

São estacas “*in loco*” sem molde, executadas por escavação manual com auxílio de trado (diâmetro variando de 15 a 30 cm). Após escavação, é realizado o apiloamento do fundo para compactação do solo, para posterior concretagem visando assim um melhor contato entre a ponta da estaca e o solo de fundação (Figura 5).

Devido ao seu processo executivo simples e suas dimensões serem geralmente reduzidas, as brocas trabalham com cargas de no máximo 50 kN. Pelo fato da possibilidade de estrangulamento do fuste, é recomendado que as brocas não sejam executadas sobre níveis freáticos. Trabalham principalmente com compressão, já que as espiras são imersas ao concreto somente para servir de arranque para os outros elementos da superestrutura. Devido ao contato direto com o solo, durante a concretagem existe o risco da introdução do material no concreto.

Figura 5 - Processo de execução da broca



Fonte: (PINI, 2013)

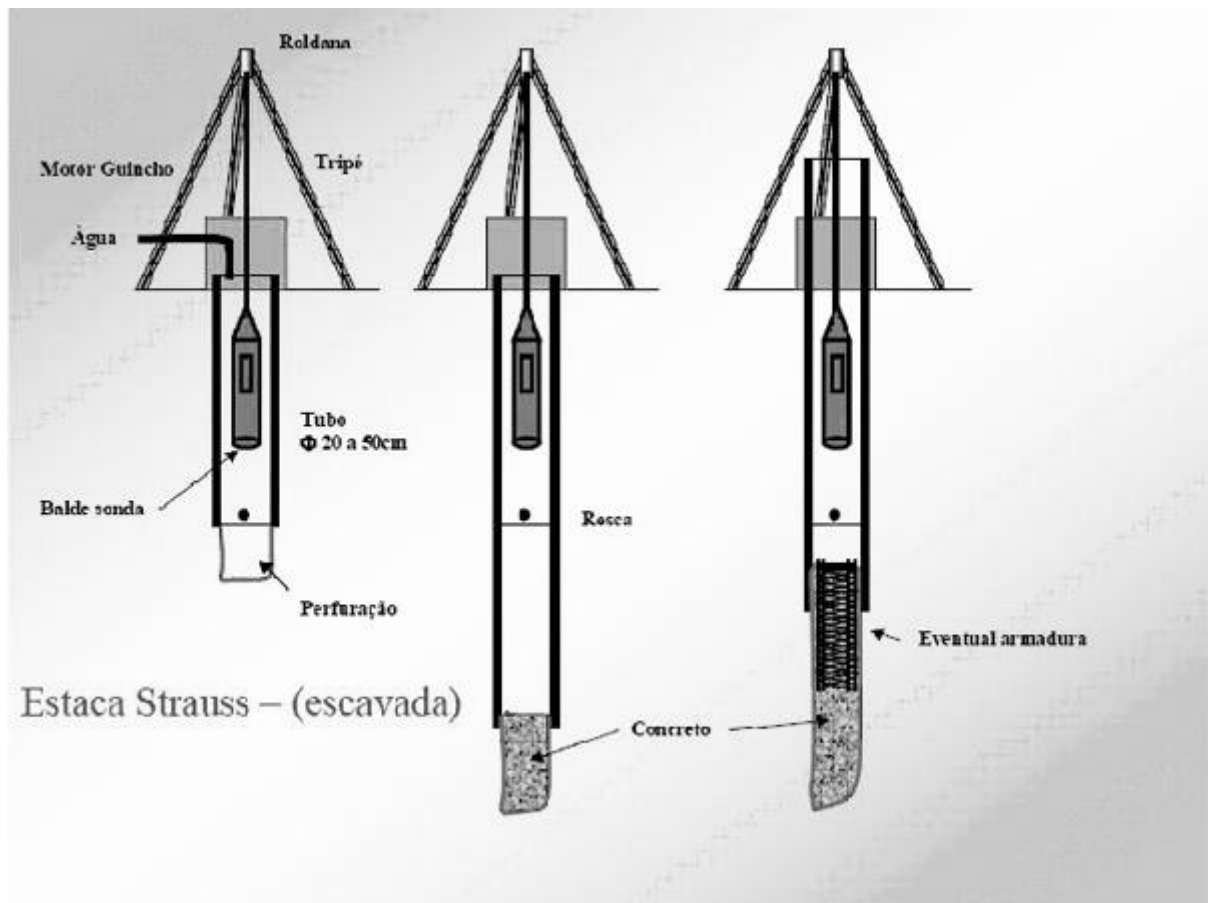
2.1.2.2 Estaca Strauss

A estaca Strauss é de concreto do tipo moldada “*in loco*”. É executada através de escavação e introdução de uma sonda (piteira) com auxílio de um equipamento conhecido como bate estaca Strauss, e simultaneamente inserindo um revestimento de metal em segmentos com rosca que percorre o solo até atingir a profundidade de projeto (Figura 6).

Neste tipo de estaca a maioria dos casos não há presença de armadura, sendo que o aço só é utilizado para arranque ou ancoragem. A sua base não é alargada, tendo aspecto uniforme entre a ponta e ao longo do fuste.

A vantagem da estaca Strauss é que o seu custo é reduzido comparado a outras estacas. Ela não gera grandes vibrações no solo, portanto não prejudica a estrutura de construções vizinhas. O problema é a ausência da armadura e por ter dimensões geralmente menores, faz com que sua capacidade de carga seja reduzida.

Figura 6 - Esquema de execução da estaca Strauss



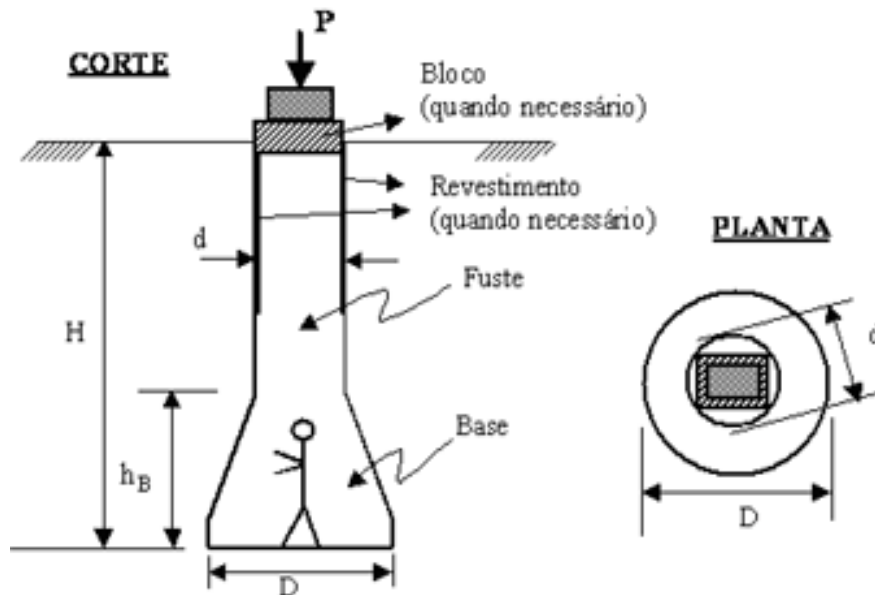
Fonte: (Construtora Vion, 2015)

2.1.2.2.3 Tubulão

Utilizados em solos coesivos, o tubulão possui as dimensões similares a de estacas de grandes diâmetros, mas se difere pelo processo executivo, em que envolve sempre a descida de um operário durante a execução (Figura 7).

Quando existe tendência de desmoronamento, o furo é revestido com tubo de concreto ou de aço. O fuste é escavado até a cota desejada e por fim a base é alargada e completada por concreto

Figura 7 - Representação do Tubulão



Fonte: (Narezi, 2015)

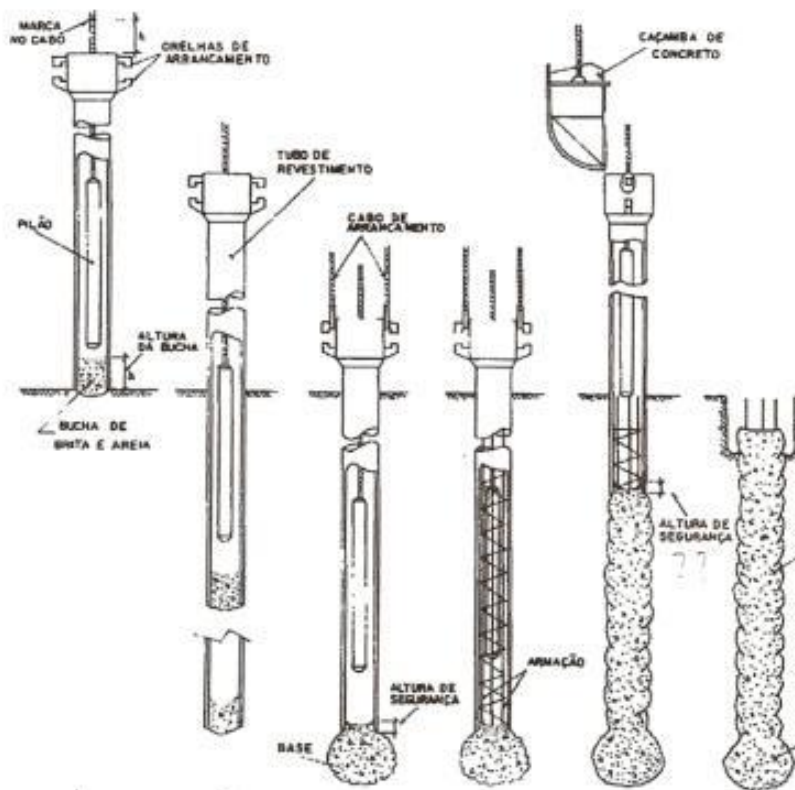
2.1.2.2.4 Estaca Franki

A estaca Franki é uma estaca moldada “*in loco*” de base alargada, é obtida por uma mistura de brita e concreto depositados na ponta de um tubo de metal e socados através de golpes de um pilão. O tubo metálico é cravado pela energia produzida pelo pilão em queda livre.

Após atingir a profundidade de projeto, fixa-se um tubo metálico e a base da estaca é alargada com a inserção de concreto seco sob golpes do pilão. Posteriormente a armadura feita de estribo espiral soldado é colocada, e a concretagem finaliza o processo (Figura 8).

Este tipo de estaca suporta grandes cargas, não é limitada por níveis freáticos e podem ser executadas em grandes profundidades. Pelo fato de gerarem grandes vibrações, são recomendadas em obras mais isoladas.

Figura 8 - Processo executivo da estaca tipo Franki



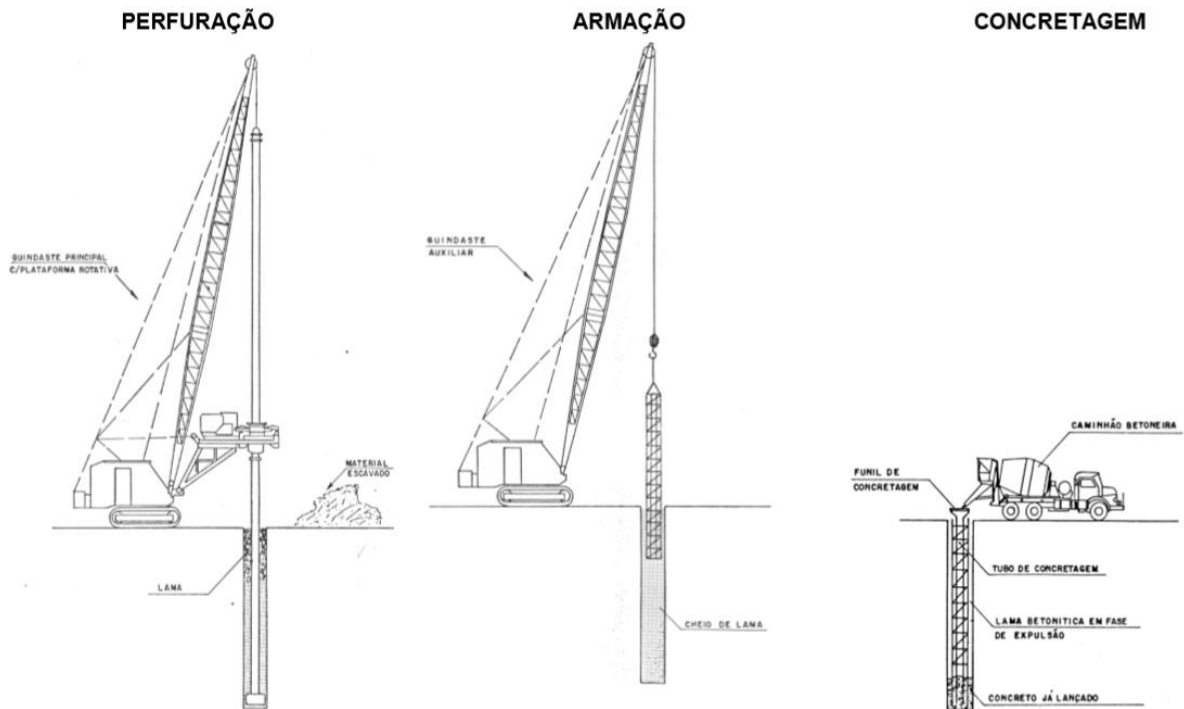
Fonte: (APOSTILA EXERCICIOS ESTACAS, 2014)

2.1.2.2.5 Estacas Escavadas com Lama Bentonítica/Polímero

As estacas escavadas segundo a NBR6122 são executadas por escavação mecânica. A estabilidade das paredes e do fundo escavados são feitas por lama bentonítica ou polímero. Este tipo de estaca pode variar de pequenos até grandes diâmetros, e atinge até 80 metros de profundidade. O uso de armadura varia de acordo com o projeto.

A execução apresenta baixo nível de ruído e vibração. Este processo possibilita uma recuperação de amostra do solo. A limpeza do fundo da escavação e a verticalidade das estacas são requisitos durante o processo. (Figura 9).

Figura 9 - Fases da execução de uma estaca escavada



Fonte: (Brasfond, 2009)

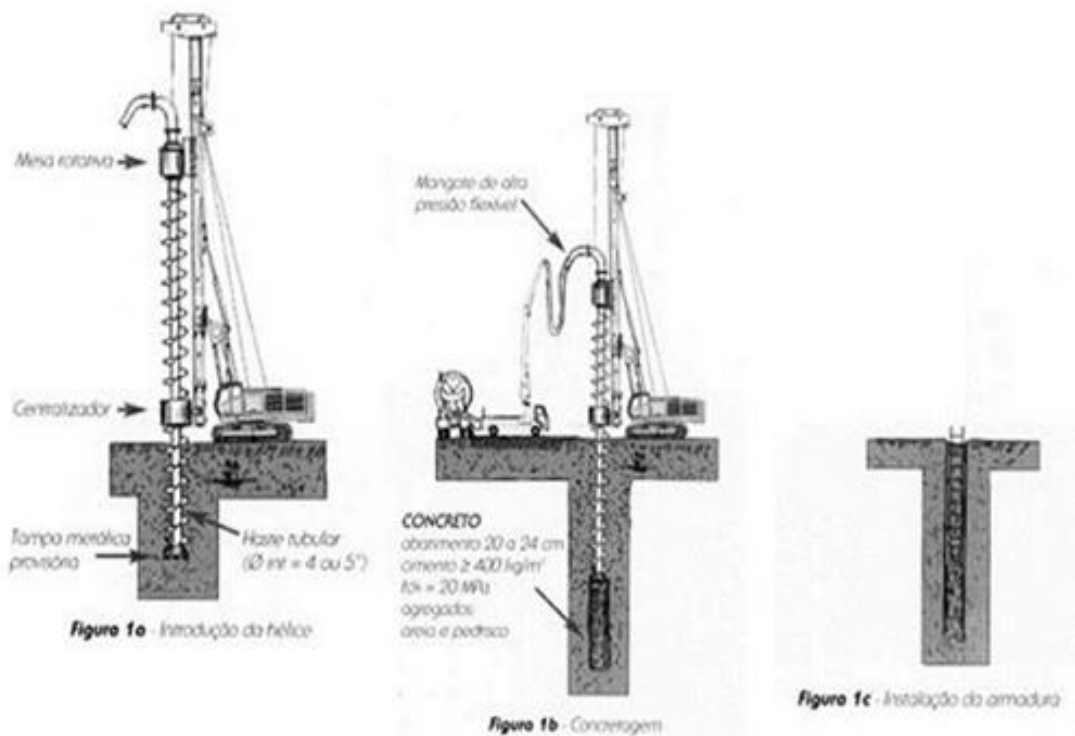
2.1.2.2.6 Estaca Hélice Contínua Monitorada

Esse tipo de estaca é executado através de um trado helicoidal contínuo que penetra no solo por meio de rotações. A concretagem é feita por uma bomba de recalque que alimenta um mangote localizado na parte superior do trado, fixado na haste central. O concreto é dispersado enquanto o trado efetua a retirada do furo, conforme ilustrado no processo da Figura 10,

O processo é controlado por um sistema de monitoração eletrônico que garante um bom processo executivo da estaca. A aparelhagem para controlar o monitoramento é constituída por sensores, um mostrador digital dentro da cabine do operador e um computador. São gerados dados como o torque, velocidade de perfuração e rotação do trado, tudo ao longo da profundidade atingida.

No Brasil hoje consegue fazer estacas que variam de 0,3 até 1,2 metros de diâmetro, e atingindo profundidades próximas a 30 metros. São ótimas opções em construções no meio de grandes centros urbanos, já que quase não oferecem impactos sonoros e vibrações.

Figura 10- Processo executivo da estaca hélice contínua



Fonte: (Solo Firme, 2014)

2.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Indispensáveis no desenvolvimento de um projeto de fundações, as investigações geotécnicas têm a função de reconhecer o perfil do solo de onde se está construindo. Para isso sondagens são feitas para determinar a variação do tipo do solo conforme a profundidade.

Além de fornecer características geométricas e estruturais para solução de problemas da engenharia, elas contribuem com parâmetros para projetos e análises. Estes parâmetros são divididos em: resistência, deformabilidade e fluxo.

Dentre os diversos tipos de ensaios existentes para a análise do solo são relacionados o SPT (*Standard Penetration Test*), o CPT (Ensaio de penetração de cone) e o Ensaio de palheta, ou Vane Test.

2.2.1 Ensaio SPT

O primeiro relato de uma sondagem à percussão, o que mais tarde se tornaria o SPT, chegou ao Brasil no final da década de 30, quando o IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas criou sua Seção de Estruturas e Fundações, com base em projetos e especificações vindos da Universidade de Harvard, adotou um padrão para realização da sondagem com lavagem e recolhimento de um amostrador.

O nome “*Standard Penetration Test*”- SPT veio ficar internacionalmente conhecido por uma publicação feita por Terzaghi e Peck em 1948 “*Soil Mechanics in engineering practices*”. Uma década depois, chega ao Brasil o amostrador personalizado “*Terzagui-Peck*”.

Devido à grande variação de equipamentos com características distintas existentes na execução do ensaio, verificou-se que o solo ensaiado com equipamentos de especificações diferentes, resultava em índices de resistência divergentes, colocando a credibilidade do teste em dúvida.

Na década de 70, um avanço nas análises é registrado com o estudo da energia existente no martelo de cravação durante o impacto, até a sua transferência da haste ao amostrador. Então foi evidenciado que o valor do N_{spt} (Número de golpes necessários na cravação) está diretamente relacionado às características dos equipamentos utilizados no ensaio, e levaram a estudos que buscaram uniformizar a energia produzida pelo martelo durante a execução.

Devido à simplicidade, baixo custo e a grande experiência acumulada ao longo do tempo, o SPT é o ensaio mais utilizado na área geotécnica. Desde 1980 a NBR-6484 vem se aperfeiçoando e é a norma que regulamenta a execução do ensaio (Figura 11)

Figura 11 - NBR 6484 em sua última atualização



**ABNT – Associação
Brasileira de
Normas Técnicas**

Sede:
Rio de Janeiro
Av. Treze de Maio, 13 / 23º andar
CEP 20003-900 – Caixa Postal 1680
Rio de Janeiro – RJ
Tel.: FONE (21) 2193-122
F ax: (21) 220-1762/220-6436
Endereço eletrônico:
www.abnt.org.br

Copyright © 2001,
ABNT–Associação Brasileira
de Normas Técnicas
Printed in Brazil
Impresso no Brasil
Todos os direitos reservados

	FEV 2001	NBR 6484
Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio		
<p>Origem: Projeto NBR 6484:1997 ABNT/CB-02 - Comitê Brasileiro de Construção Civil CE-02:152.04 - Comissão de Estudo de Execução de Sondagem de Simples Reconhecimento de Solos NBR 6484 - Soil - Standard penetration test - SPT - Soil sampling and classification - Test method Descriptors: Soil. Penetration test Esta Norma substitui a NBR 6484:1980 Esta Norma cancela e substitui a NBR 7250:1982 Válida a partir de 30.03.2001</p>		
Palavras-chave: Solo. Sondagem		17 páginas

Fonte: (NBR 6484/2001)

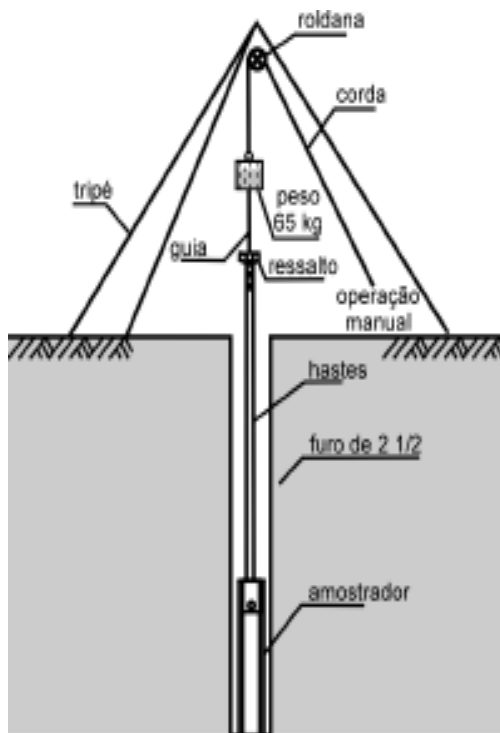
O ensaio, de acordo com a NBR 6484/2001 tem como finalidade de fornecer as seguintes informações:

- Determinar o tipo de solo e em qual respectiva profundidade eles ocorrem, coletando, quando possível, amostras a cada metro de perfuração.
- Encontrar a posição do nível freático.
- O índice de resistência a penetração (N_{spt}) a cada metro.

O processo consiste em cravar no fundo do furo de sondagem, devidamente limpo, um amostrador padrão. Após a perfuração inicial de 1 metro feita com trado concha ou cavadeira manual para a instalação do equipamento, a cravação é feita com o auxílio de um martelo de 65 kgf de peso, solto em queda livre de 0,75 metros sobre um batente interligado a um conjunto de hastes conectadas ao amostrador padrão.

Todo o equipamento envolvido e a execução do ensaio estão ilustrados nas figuras 11.1 e 11.2.

Figura 11.1 - Equipamento para ensaio SPT



Fonte: SCHNAID, 2000

Figura 11.2 - Execução do SPT



Fonte: HVSFUNDAÇÕES, 2014

Durante a execução do ensaio, podemos dividi-lo em duas fases:

A primeira, golpeia-se o batente com o martelo até o amostrador penetrar 15 cm no solo, registrando o número de pancadas no processo.

A segunda, o amostrador é cravado por mais 30 cm, sendo o resultado do índice de penetração (N_{spt}), o número de golpes registrado na cravação destes 30 cm finais.

O número de golpes define qual a consistência para a camada do solo analisada (Tabela 1).

Tabela 1 - Classificação dos solos através do SPT

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

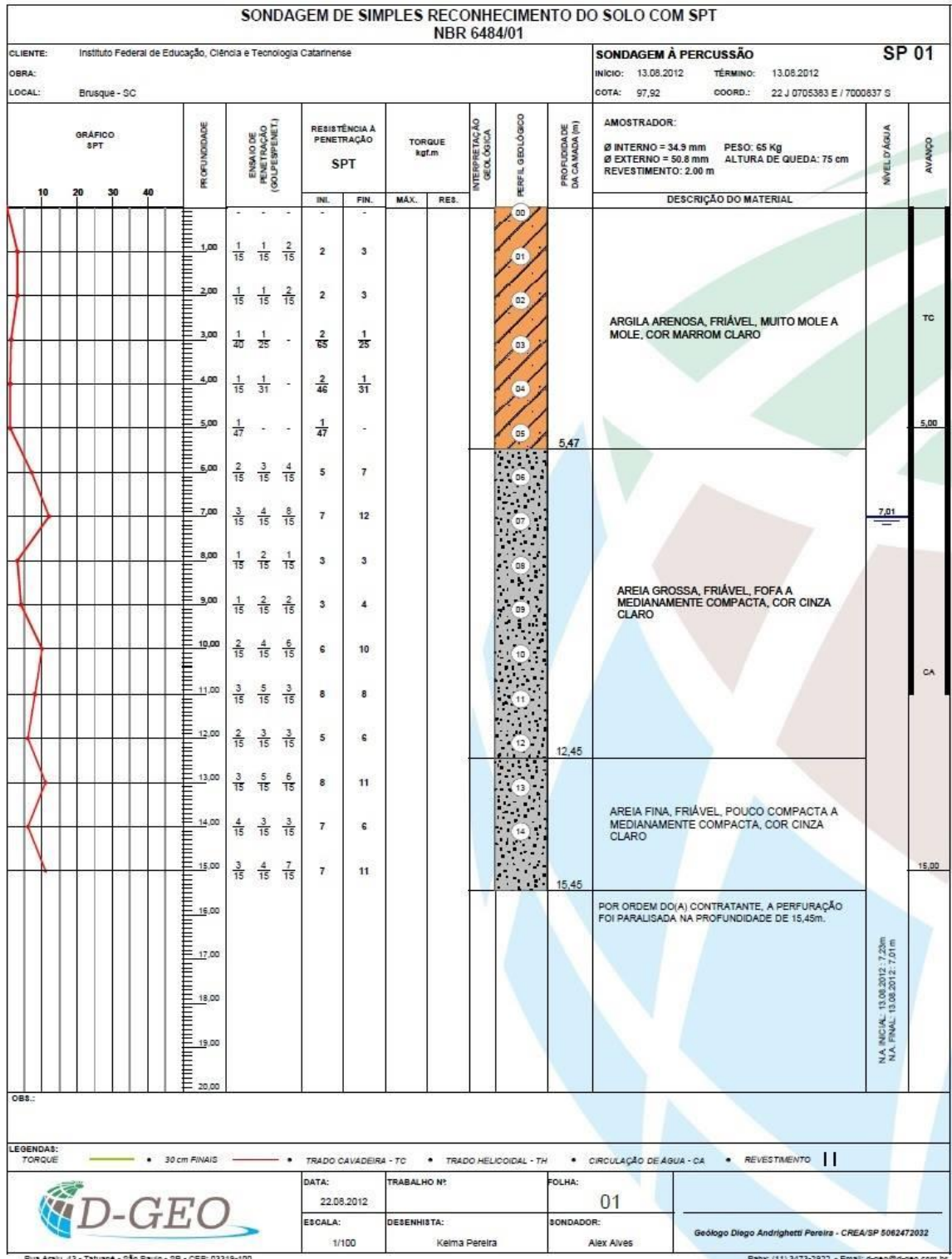
Fonte: (blogdopetcivil, 2015)

O procedimento é repetido de metro a metro: o amostrador é retirado, a perfuração com um trado helicoidal avança até o próximo metro, para o amostrador ser inserido limpo e apoiado no fundo sem contato lateral, para começar a nova medição.

O processo se repete até uma profundidade estipulada, e as informações coletadas são transferidas a um boletim de sondagem.

O resultado de um ensaio SPT, é apresentado em forma de relatório conforme a figura 11.3

Figura 11.3 – Exemplo de um relatório de sondagem SPT.



Fonte: (D-GEO,2012)

2.2.2 Ensaio CPT

O ensaio de cone (CPT) tem origem na década de 30 na Holanda e se consolidou a partir de 1950 com a criação da luva de atrito. Este tipo de investigação vem sendo aprimorado e diversificando seu uso na engenharia, e pode ser encontrado em, Robertson, 1990) e (Schnaid 2000). Existe até uma conferência internacional composta por 40 países que aborda somente o ensaio CPT (Simpósio Internacional de Ensaio de Cone).

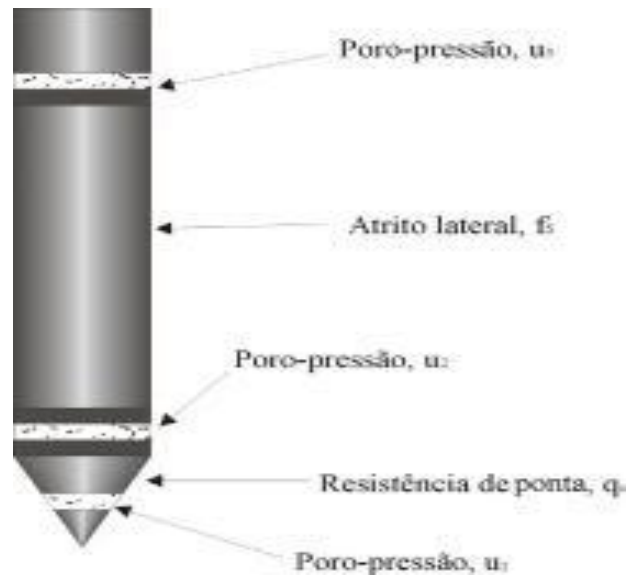
No Brasil, o ensaio chega na década de 50 para auxílio na execução de estacas Franki e em projetos de plataformas marítimas para a prospecção petrolífera. Devido ao aumento de pesquisas das universidades brasileiras sobre o ensaio de cone, o detalhamento de seus resultados e a grande utilização na Europa fez com que o interesse comercial para esse tipo de ensaio crescesse, fazendo com que atualmente um vasto mercado esteja consolidado em toda América do Sul.

O ensaio, segundo a NBR 12069, consiste na cravação de um cone no solo com um ângulo de vértice de 60° e uma base que varia entre $9,5 \text{ cm}^2$ e $10,2 \text{ cm}^2$. Os tubões externos e as hastes internas do cone devem ser retilíneos e com diâmetros constantes. O cone é cravado por uma estrutura de reação mecânica e/ou hidráulica que garanta um avanço contínuo da ponteira e os tubos externos a uma velocidade de 20 mm/s. As cargas aplicadas variam entre 100 e 200 kN (SCHINAID, 2000). Durante a perfuração, quando observado um eventual desvio da ponteira o ensaio deve ser paralisado e uma avaliação deve ser feita para conferir a validade dos dados já obtidos.

O armazenamento dos dados durante a execução do ensaio é feito por um sistema de medição e registro dos esforços de acionamento das ponteiras mecânicas e elétricas, onde garantem medidas dentro de valores reais com precisão em torno de 5%.

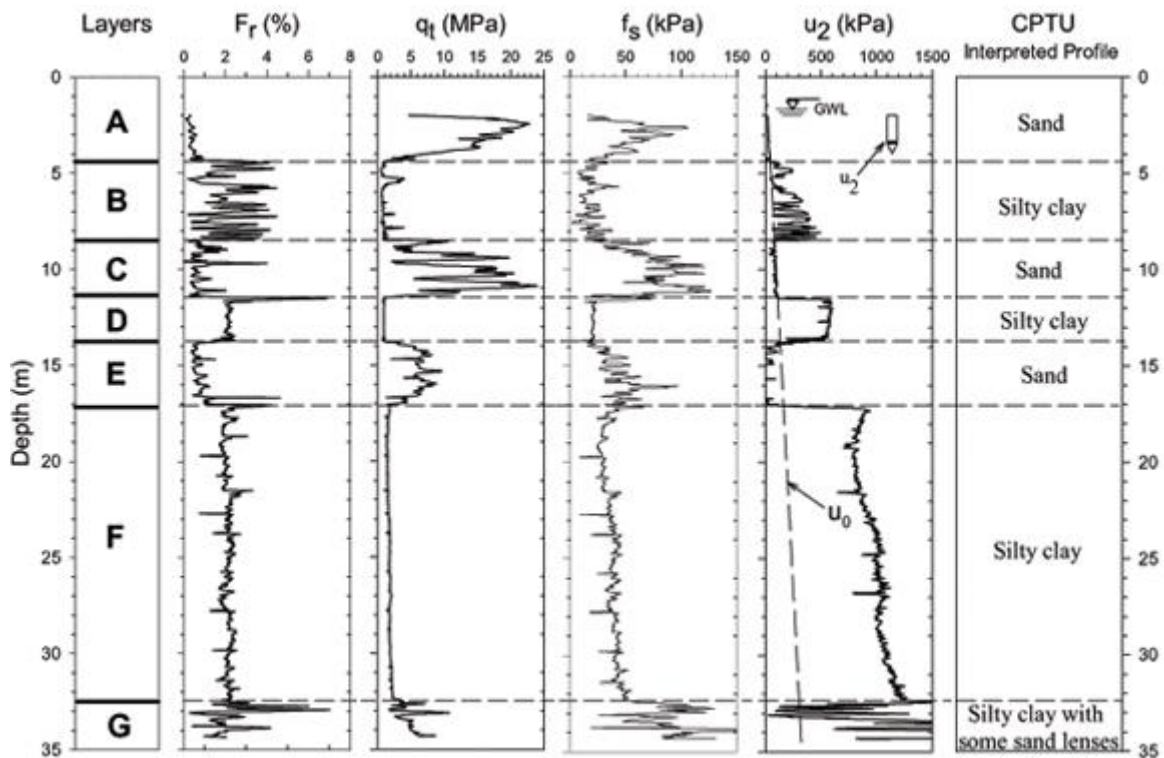
As cargas necessárias durante a cravação são registradas separadamente, sendo que um sensor registra a resistência de ponta (q_c) e outro a resistência total, ou seja, a de ponta (q_c) atribuída ao atrito lateral (f_s) e uma região porosa analisa a pressão neutra (u) (QUARESMA et al. 1996) conforme a figura 12.

Figura 12 - Modelo de cone usado no ensaio CPTu



Fonte: (Ebah, 2013)

Figura 12.1 – Resultados típicos obtidos em ensaio de cone elétrico em que é possível verificar a resistência de ponta, o atrito lateral, a razão entre a resistência lateral sobre a resistência de ponta em porcentagem e a poropressão.



Fonte: (Concept Consultants, 2015)

A vantagem do ensaio CPT atualmente é que a coleta de dados é feita por sistemas computacionais, evitando então que erros vindos do operador interfiram no resultado final.

Quando se tem necessidade de registrar leituras da pressão neutra no solo, o ensaio é feito com um piezocone (figura 12), cone que tem em sua constituição uma pedra porosa que registra a poro pressão, conforme o relatório apresentado na figura 12.1. A NBR 12069 não menciona a leitura de pressão neutra, então a regulamentação do CPTU é seguida da ABNT, *Eurocode* e ASTM D5778 – 12 *Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*.

2.3 CAPACIDADE DE CARGA AVALIADA ATRAVÉS DE ENSAIO DE CAMPO.

A carga mobilizada em uma estaca pode ser avaliada no campo através de prova de carga estática (NBR12131).

2.3.1 Ensaio de Prova de Carga Estática

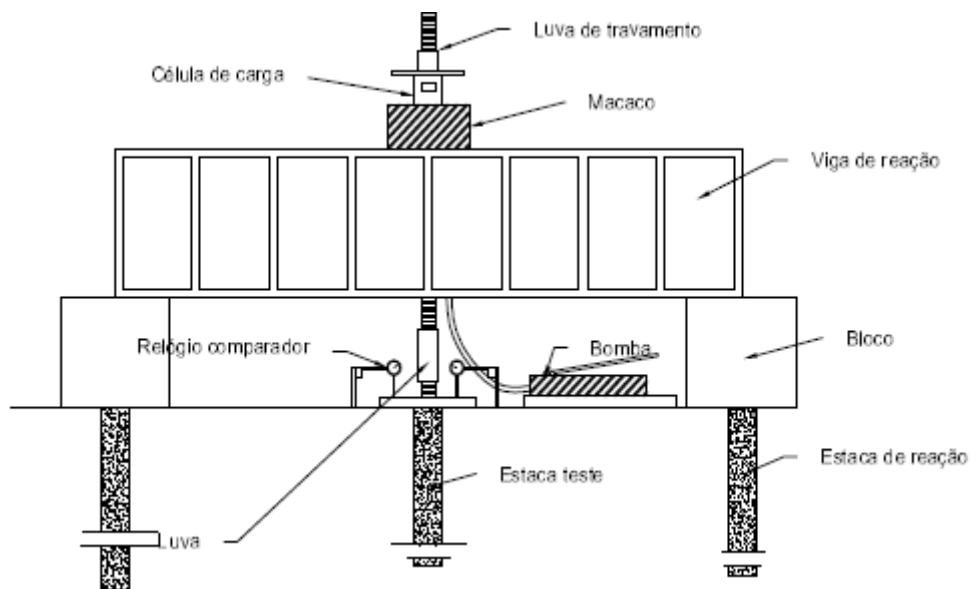
O ensaio de prova de carga estática possibilita uma análise prática sobre a capacidade de carga da fundação. Um sistema de reação é montado na estaca ensaiada podendo este ser uma estaca de reação, tirantes, uma cargueira ou alguma outra montagem que forneça esforços (axiais de tração ou compressão, ou transversais) em que suportem cargas superiores as previstas no ensaio, podendo o processo ser visualizado na Figura 13.

Os deslocamentos decorrentes da aplicação da carga na estaca são medidos por um sistema referenciado externo a área de influência do ensaio. Através de uma célula de carga, bomba, manômetro, e um macaco hidráulico é aplicado o carregamento inicial, que dever ser de no máximo 20% da carga máxima prevista. A cada novo acréscimo de carga é registrado o deslocamento resultante, até ser verificada a estabilidade dos recalques. Após o recalque ter

se estabilizado, um novo estágio de carregamento é aplicado até se verificar a ruptura ou atingir 1,5 vezes a carga de trabalho.

Os resultados devem ser apresentados em forma de relatório, contendo os dados gerais sobre o ensaio realizado, características e dados da estaca ensaiada e do solo, dados dos equipamentos utilizados, anomalias e paralisações ocorridas durante o ensaio, tabela com as leituras tempo versus recalque e carga versus recalque e gráfico contendo curva de carga versus deslocamento (NBR 12131).

Figura 13 - Croqui executivo da prova de carga



Fonte: (David de Carvalho, 1991)

2.4.2 Extrapolação da Curva Carga Recalque

Segundo Velloso e Lopes (2010), quando a prova de carga não é levada a um nível de recalque que caracterize a ruptura, pode-se tentar uma extrapolação da curva carga recalque. Esta extrapolação é baseada em equações matemáticas, ajustadas ao trecho que dispõe da curva carga recalque, como nos métodos propostos: o prescrito na NBR-6122 (ABNT 2010), o de Van der Veen (1953).

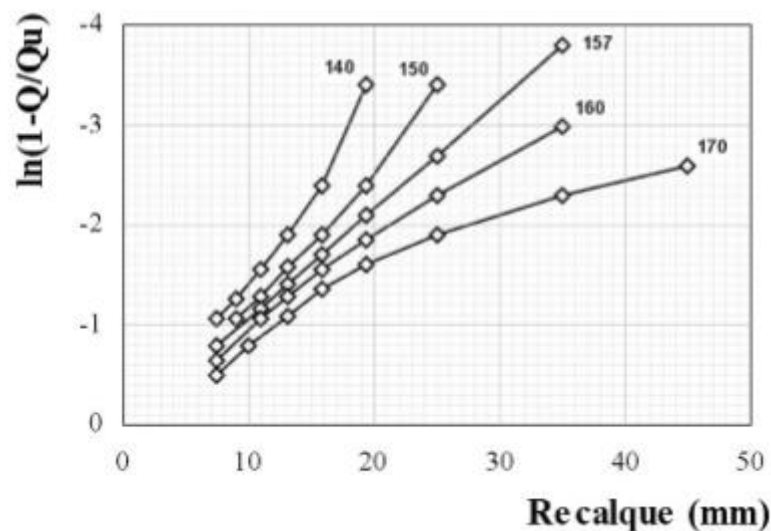
2.4.2.1 Método de Van Der Veen (1953)

O método propõe que a curva carga recalque pode ser ajustada através da extrapolação da curva por uma função do tipo exponencial.

Adota-se um valor para a carga de ruptura Q_u e traça-se um gráfico com $\ln(1 - Q/Q_u)$ versus deslocamento em mm, onde o Q representa cada estágio da prova de carga do ensaio até atingir a ruptura, ou a carga máxima fornecida pelos equipamentos.

Caso a curva resultante for uma reta, o valor de Q_u foi arbitrado corretamente, do contrário, um outro valor de Q_u é adotado e reinicia-se o processo (Figura 14).

Figura 14 - Método Vander Veen



Fonte: (Gonçalves et al. - 1996)

2.4.2.2 Método da NBR 6122/96

A NBR 6122/96 indica que quando não houver ruptura nítida durante o ensaio de prova de carga, intencionalmente ou devido o carregamento no ensaio não atingir a carga limite da estaca, recomenda a expressão (1) para a estimativa da carga máxima por meio da curva carga x recalque.

$$\rho = \frac{R.L}{A.E} + \frac{D}{30} \quad (1)$$

Em que:

ρ - Recalque de ruptura convencional (m);

R - Carga de ruptura convencional (N);

L - Comprimento da estaca (m);

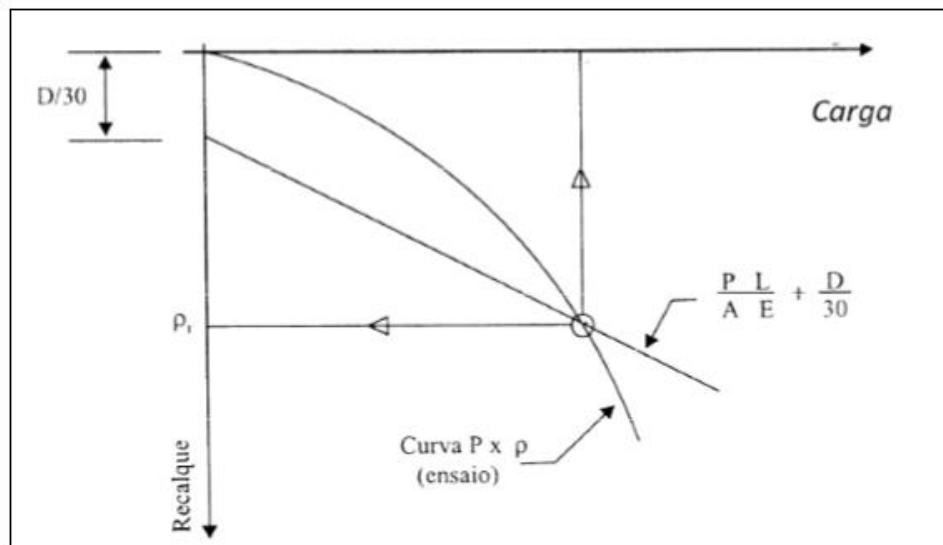
A - Área da seção transversal da estaca (m²);

E - Módulo de elasticidade do material da estaca (MPa);

D – Diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal (m)

Através da equação (1), um valor é adotado de R e é obtido o seu recalque correspondente. Com a adoção de diversos valores de carga tem –se mais pares (R, ρ), então é possível determinar uma reta que cruza a ordenada no ponto (0, D/30) e interceptará a curva carga x recalque. O ponto de interseção entre a reta determinada e a curva carga x recalque, caracteriza o valor da carga de ruptura estimada (Figura 15).

Figura 15 - Carga máxima estimada pelo método NBR 6122/96



Fonte: (NBR6122,1996)

2.4.2.3 Método de Gusmão

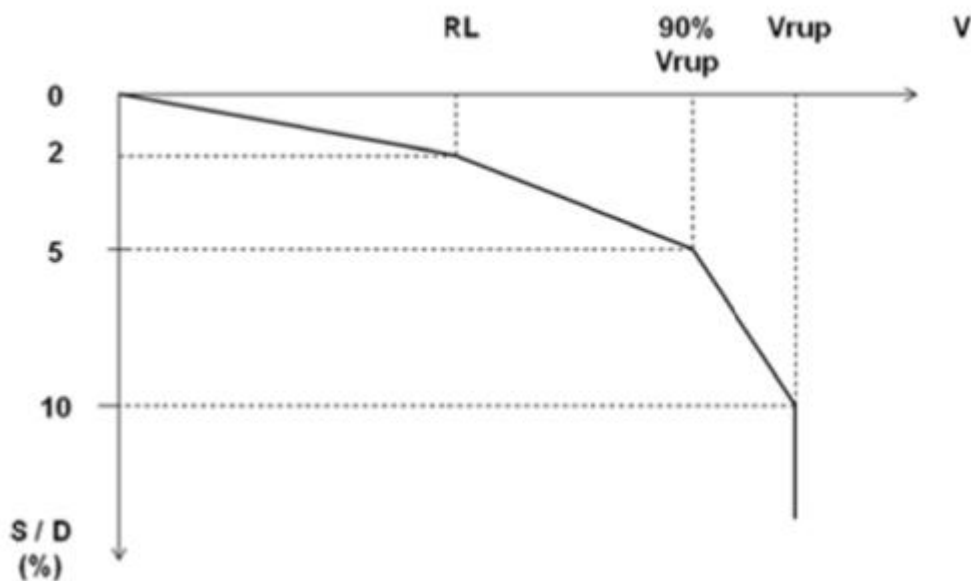
Segundo (Decourt, 1996b) muitos trabalhos vêm mostrando que a extrapolação da curva carga-recalque em provas de carga que atingem recalque pequeno não é confiável.

Em cima disso Gusmão desenvolveu um trabalho em Recife/PE, em cima de um empreendimento que foram realizadas 4192 estacas hélice contínuas monitoradas com diâmetros variáveis entre 400mm a 600mm, e comprimento variável entre 21 e 27m. Dentre estas estacas, foram realizadas 40 provas de carga estática do tipo lenta, sendo a carga do ensaio o dobro da carga admissível de projeto.

O autor propõe um método que considera que para regiões com características geotécnicas consideradas homogêneas, pode-se estabelecer uma carga recalque padrão de acordo com as seguintes propriedades:

- A carga correspondente a mobilização da resistência lateral total da estaca, é atingida quando o recalque corresponde a 2% do diâmetro da estaca (Figura 16).
- Para um recalque correspondente a 5% do diâmetro da estaca, a resistência mobilizada na prova de carga corresponde a 90% da carga de ruptura da estaca (Figura 16).
- Quando se atinge um recalque de 10% de deslocamento em relação ao diâmetro da estaca, a carga de ruptura é atingida (Figura 16).

Figura 16 - Carga última estimada pelo método de Gusmão



Fonte: (Gusmão,2013)

2.3.2 Métodos Semi- Empíricos Para Previsão da Capacidade de Carga em Estacas.

Segundo a NBR6122/1996, são considerados os métodos semi-empíricos aqueles em que as propriedades dos materiais, estimados com base em correlações, são usadas em teorias adaptadas da Mecânica dos Solos.

Os métodos apresentam formas simples. Porém são baseados em experiência dos seus autores com base em estudos estatísticos para as suas formulações.

No Brasil os métodos estáticos semi-empíricos são os mais utilizados para o cálculo da capacidade de carga de fundações e na maioria dos casos são relacionados principalmente ao ensaio SPT e ao ensaio CPT.

2.3.2.1 Método Decourt & Quaresma (1978); Decourt (1976)

Baseado no Índice N_{spt} do amostrador da sondagem SPT (*Standard Penetration Test*), a carga última do método é dada pela soma das parcelas da resistência, devido ao atrito lateral e a resistência de ponta da estaca.

A resistência lateral pelo método Decourt & Quaresma é determinada pela seguinte equação:

$$R_l = \beta \cdot A_l \cdot \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \cdot 10 \quad (2)$$

Em que:

A_l - Área lateral da estaca em metros quadrados;

\bar{N} - Valor médio do N_{spt} ao longo do fuste da estaca;

β - coeficiente em função do tipo de estaca e do solo (Tabela 3).

Para a determinação do \bar{N} médio, os valores de NSPT maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50 e os menores que 3 devem ser considerados iguais a 3.

A parcela da resistência de ponta é expressa por:

$$R_p = \alpha \cdot A_p \cdot (C \cdot N_{pd}) \quad (2.1)$$

Em que:

A_p - Área de ponta da estaca em metros quadrados;

C - Coeficiente tabelado que depende do tipo de solo (Tabela 2);

N_{pd} - Valor médio do número de golpes do ensaio SPT entre os 3 valores obtidos: no nível da ponta, imediatamente anterior e imediatamente posterior;

α – coeficiente em função do tipo de estaca e do solo (Tabela 3).

Tabela 2 -Valores de C em função do tipo de solo

<i>Tipo de solo</i>	<i>Valores de C (kPa)</i>
<i>Argilas</i>	<i>120</i>
<i>Siltes argilosos</i>	<i>200</i>
<i>Siltes arenosos</i>	<i>250</i>
<i>Areias</i>	<i>400</i>

Fonte: (Décourt & Quaresma,1978)

Segundo Decourt (1996) parâmetros α e β foram introduzidos para o melhor ajuste do método, majorando ou minorando a resistência lateral e de ponta da estaca. A tabela 3 contém os valores dos coeficientes α e β em função do tipo de estaca e do solo.

Tabela 3 - Valores de α e β em função do tipo de estaca e do solo

Estaca	Cravada (estaca padrão)		Escavada (em geral)		Escavada (c/bentonita)		Hélice Contínua		Raiz		Injetada (alta pressão)	
	A	β	α	B	α	β	α	β	α	B	α	B
Argilas	1,00*	1,00*	0,85	0,80	0,85	0,90*	0,30*	1,00*	0,85*	1,50*	1,00*	3,00*
Solos**	1,00*	1,00*	0,60	0,65	0,60	0,75*	0,30*	1,00*	0,60*	1,50*	1,00*	3,00*
Areias	1,00*	1,00*	0,50	0,50	0,50	0,60*	0,30*	1,00*	0,50*	1,50*	1,00*	3,00*

* valores para o qual a correlação inicial foi desenvolvida

* valores apenas indicativos diante do reduzido número de dados disponíveis

** Solos intermediários

Fonte: (Décourt,1996)

2.3.2.2 Método de Aoki & Velloso (1975)

Inicialmente este método era baseado no ensaio de cone CPT, e posteriormente as formulações foram adaptadas ao ensaio SPT. A capacidade carga é avaliada indiretamente, por meio das correlações estabelecidas para solos no Brasil, com o índice N_{spt} e os parâmetros de resistência obtidos no ensaio de penetração estática CPT (Cone de Penetração Estática).

O cálculo da carga última da estaca é feito em função do tipo do solo e do tipo da estaca envolvida, podendo fracionar a capacidade de carga total em duas partes:

A parcela devido à resistência de ponta:

$$R_p = A_p \cdot \frac{N_{pa} \cdot K_a}{F_1} (\text{kN}) \quad (3)$$

Em que:

A_p - Área de ponta da estaca em metros quadrados;

N_{pa} - Número de golpes de SPT da camada em que apoia a ponta da estaca;

K_a - Coeficiente tabelado que varia de acordo com o tipo de solo (Tabela 4);

F_1 - Coeficiente tabelado que varia de acordo com o tipo de estaca (Tabela 4.1);

A parcela devido ao atrito lateral:

$$R_l = \frac{\sum_1^n A_l \cdot K_a \cdot \alpha_a \cdot N_n \cdot L_n}{F_2} (\text{kN}) \quad (3.1)$$

Em que:

A_l - Área lateral da estaca em metros quadrados;

K_a e α_a - Coeficientes tabelados que variam de acordo com o tipo de solo (Tabela 4);

N_n - Número de golpes de SPT em cada camada;

L_n - Comprimento de cada camada;

F_2 - Coeficiente tabelado que varia de acordo com o tipo de estaca (Tabela 4.1);

Tabela 4 - Coeficientes K_A e α_A

<i>Tipo de Solo</i>	K_A (kPa)	α_A (%)
<i>Areia</i>	1000	1,4
<i>Areia siltosa</i>	800	2,0
<i>Areia silto-argilosa</i>	700	2,4
<i>Areia argilosa</i>	600	3,0
<i>Areia argilo-siltosa</i>	500	2,8
<i>Silte</i>	400	3,0
<i>Silte arenoso</i>	550	2,2
<i>Silta areno-argiloso</i>	450	2,8
<i>Silte argiloso</i>	230	3,4
<i>Silte argilo-arenoso</i>	250	3,0
<i>Argila</i>	200	6,0
<i>Argila arenosa</i>	350	2,4
<i>Argila areno-siltosa</i>	300	2,8
<i>Argila siltosa</i>	220	4,0
<i>Argila silto-arenosa</i>	330	3,0

Fonte: (Aoki & Velloso, 1975)

Para os coeficientes F_1 e F_2 deve-se levar em consideração a diferença de comportamento entre a estaca (protótipo) e o cone (modelo). Seus valores foram determinados por comparações com resultados de provas de carga estática e os seus respectivos valores são em função do tipo de estaca conforme a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Coeficiente F1 e F2 proposto por Aoki & Velloso(1975) e *Coeficientes propostos por Monteiro (2000)

TIPO DE ESTACA		F ₁	F ₂
Franki	Fuste apilado*	2,30	3,00
	Fuste vibrado*	2,30	3,20
Metálica		1,75	3,50
Pré-moldada	Cravada*	2,50	3,50
	Prensada*	1,20	2,30
Escavada	Pequeno diâmetro	3,00	6,00
	Grande diâmetro	3,50	7,00
	Com lama bentonítica*	3,50	4,50
Raiz*		2,20	2,40
Strauss*		4,20	3,90
Hélice Continua*		3,00	3,80

Fonte: (Monteiro,2000)

2.3.2.3 Método de Philopannat (1986)

O método de Philopannat é um método que se baseia em correlações com ensaio CPT. Como visto nos métodos anteriores, a carga última pode ser dividida em duas partes:

A contribuição pela resistência de ponta:

$$\text{Tensão de ruptura na ponta da estaca: } q_p = \alpha_p \cdot q_c \quad (4)$$

$$\text{Resistencia de ponta: } R_p = A_p \cdot q_p \text{ (kN)} \quad (4.1)$$

Em que, A_p equivale à área de ponta da estaca em metros quadrados. A tensão limite de ponta é dada por um fator q_p que depende de um coeficiente α_p , onde α_p é determinado em função do tipo de solo. O valor do coeficiente q_c a ser considerado no método é dado pela média dos valores entre três metros acima e 3 metros abaixo da ponta da estaca. Na tabela 5 são fornecidos os valores de α_p .

Tabela 5 - Valores de α_p

<i>Solo</i>	α_p
<i>areia</i>	0,40
<i>Silte</i>	0,45
<i>argila</i>	0,50

Fonte: (Philopannat, 1986)

A contribuição pela resistência lateral:

$$\text{Atrito Lateral Unitário: } q_s = \frac{\alpha_f \cdot q_c}{\alpha_s} \quad (4.2)$$

$$\text{Resistência Lateral: } R_l = A_l \cdot q_s \text{ (kN)} \quad (4.3)$$

Em que o atrito lateral unitário é fornecido pelo fator q_s , que depende de α_s e α_f , onde α_s é de acordo com o tipo do solo e α_f em função do tipo da estaca. Os valores α_s e α_f são encontrados nas Tabelas 5.1 e 5.2.

Tabela 5.1 - α_s em função do tipo solo

<i>Solo</i>	α_s
<i>areia: $q_c < 8 \text{ MPa}$</i>	100
<i>$8 < q_c < 12 \text{ MPa}$</i>	150
<i>$q_c > 12 \text{ MPa}$</i>	200
<i>silte</i>	60
<i>argila</i>	50

Fonte: (Philopannat, 1986)

Tabela 5.2 – Valores de α_f em função do tipo de estaca.

Interface solo-estaca	Tipo de estaca	α_f	Q_s máximo (kPa)
<i>Concreto</i>	Pré-moldada, Franki, Injetada	1,25	120
<i>Concreto</i>	Escavada $\phi < 1,5$ m	0,85	100
	Escavada $\phi > 1,5$ m ou barrete	0,75	80
<i>Metálica</i>	Perfil H ou I (considerar perimetro externo)	1,10	120

Fonte: (Philopannat, 1986)

2.4.2.4 Proposta Milititsky e Alves (1985)

Este método propõe uma formulação empírica a partir de estudos estatísticos a partir de 15 provas de carga realizadas em estacas escavadas no estado do Rio Grande do Sul.

A previsão da resistência de ponta é dada por:

$$R_p = M_2 \cdot N_p \cdot A_p \text{ (kN)} \quad (5)$$

Em que:

A_p – Área de ponta da estaca em metros quadrados;

N_p – Média do N_{SPT} na profundidade da ponta da estaca, imediatamente acima e imediatamente abaixo;

M_2 – Coeficiente de proporcionalidade em função do tipo de escavação (Tabela 6)

A previsão da resistência lateral é dada por:

$$R_l = A_l \cdot N_l \cdot M_l \text{ (kN)} \quad (5.1)$$

Em que:

A_l – Área lateral da estaca em metros quadrados;

N_l – Média do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca, exceto o último valor acima da ponta da estaca;

M_1 – Coeficiente de proporcionalidade em função do tipo de escavação (Tabela 6)

Tabela 6 - Valores de M_1 e M_2

Tipo de Escavação	M_1 (kPa)	M_2 (kPa)
Perfuração mecânica	2,45	60
Tipo Strauss	2,35	90

Fonte: (Milititsky & Alves, 1985)

3 ESTACA ESCAVADA COM LAMA BETONITICA E POLÍMERO

3.1 HISTÓRICO

A estaca escavada é um tipo de estaca moldada “*in loco*” através de perfuração mecânica do solo. O furo tem suas paredes estabilizadas com lama bentonítica ou polímero, que são aplicados antes da concretagem.

A utilização deste tipo de estaca teve desenvolvimento a partir de 1900 devido a indústria petrolífera. A bentonita foi introduzida no sistema de lama em 1929, porém somente a partir de 1950 em Nápoles na Itália, foi que construções a base de concreto armado utilizaram lama bentonítica durante a execução. A partir da década de 60 as estacas escavadas com grande diâmetro com bentonita começam a ser usadas nos EUA e chegam ao Brasil no final da mesma década.

3.2 MÉTODOS DE EXECUÇÃO

As estacas são liberadas para execução somente após o terreno estar nivelado com a cota do projeto, onde necessita que a área esteja totalmente plana e livre para acesso e locomoção de todos os equipamentos.

Segundo a (NBR6122,2009), o roteiro para execução de uma estaca escavada segue os seguintes passos:

- Locação da estaca e colocação da camisa-guia;
- Escavação com mesa rotativa acoplada a um guindaste, com simultânea colocação do fluido de estabilização;
- Desarenação ou troca do polímero/lama bentonítica caso, ao final da escavação, a porcentagem de areia em suspensão ultrapasse os 3%.
- Colocação da armadura e tubo tremonha;
- Concretagem submersa da estaca e simultâneo reaproveitamento da lama bentonítica;

De acordo com a metodologia aplicada pela (Bransfond, 2009), a perfuração tem de ser feita com perfuratriz rotativa, manobrada a partir de um guindaste com mesa suporte, por onde se aciona a haste telescópica fixado junto a ferramenta de corte.

Após a perfuração dos metros iniciais, instala-se o tubo guia com 60 cm de altura que garante a locação, a estabilidade inicial e a verticalidade do processo (Figura 17).

Figura 17 - Colocação do tubo guia



Fonte: (Eso, 2013)

O tubo guia é munido de um furo lateral que é conectado a uma tubulação que fornece a lama bentonítica ou o polímero. O depósito do estabilizante se dará conforme a escavação for ocorrendo.

Conforme a lâmina de perfuração é preenchida de solo cortado, é feita a retirada do furo para esvaziar a ferramenta e posteriormente ser novamente inserida. Durante esse processo a parede do furo deve estar sempre sendo revestida com o fluido estabilizante.

Após a cota da fundação ter sido atingida, um *air lift* executa a troca da lama por outra limpa. As armaduras já montadas e posicionadas próximas ao furo são colocadas, e então tem início o processo de concretagem.

A colocação da armadura pode ser feita manualmente, com o auxílio da própria mesa da perfuratriz, por pá-carregadeira ou guindaste, dependendo do peso e dimensão da peça. As Figuras 18 e 18.1 mostram a colocação da armadura com o auxílio de um guindaste.

Figura 18 e 18.1 - Colocação da armadura da estaca



Fonte: (Geofund, 2015)

As betoneiras estacionam ao lado do furo e o concreto é lançado e orientado por tremonhas que o conduzem bem próximo ao fundo da cavidade (Figura 19). O concreto deve atender o fck, a quantidade de brita, areia e aditivos de acordo com o proposto em projeto

Figura 19 - Lançamento do concreto na tremonha



Fonte: (ZF & Engenheiros Associados, 2014)

Conforme o concreto vai sendo depositado, a lama com menor densidade é expulsa de forma gradual pela boca do furo, onde é capturada para ser reutilizada.

3.2.1 Lama Bentonítica

Segundo a (Brasfond,2009), o uso da lama bentonítica na construção civil se dá pelo fato dela possuir as seguintes características:

- Devido as suas partículas terem dificuldade para decantar, a bentonita apresenta estabilidade por um longo período de tempo;
- Apresenta uma película impermeável denominada *cake*, que se forma rapidamente na superfície do solo;
- Exibe a propriedade da tixotropia, que consiste em o material se tornar líquido quando agitado e gelifica em descanso;

De acordo com essas características, busca-se nas bentonitas a propriedade de formar gel coloidal estável e quimicamente ativo, permitindo uma utilização muito diversificada. De acordo com a (NBR 6122,1996 - Projeto e execução de Fundações), os limites para as características da bentonita para serem utilizadas no preparo da lama tixotrópica estão conforme a Tabela 7

Tabela 7 - Características para as bentonitas e seus limites

<i>Características das bentonitas</i>	<i>Limites para as características</i>
Resíduo em peneira número 200	≤ 1%
Teor de umidade	≤ 15%
Limite de liquidez	≥ 440%
Viscosidade Marsh 1.500/1.000 da suspensão a 6% em água destilada	≥ 40 segundos
Água separada por pressofiltração de 450cm ³ da suspensão a 6% nos primeiros 30 minutos à pressão de 0,7MPa	≤ 18cm ³
Espessura do <i>cake</i> (filtroprensa)	≤ 2mm
pH da água filtrada	7 a 9

Fonte: (NBR 6122-1996)

A Bentonita que é utilizada na estabilização dos furos de estacas é fornecida pela indústria em forma de pó, então deve ser misturada em água para atingir concentrações que variam de 3% a 8%.

As propriedades da lama após a mistura irão depender da maneira de como ela é misturada e o tempo de repouso dessa mistura para se obter a máxima hidratação, sendo necessário um tempo de descanso que chega até 24 horas (Bentonit,2009).

Na execução das estacas escavadas a ação da poro pressão existente no fundo e nas paredes laterais da escavação será diminuída pela formação rápida do *cake*, onde as partículas da bentonita hidratada vão colmatando os vazios através da formação de uma película impermeável, em que o fluxo de água do lençol freático se neutraliza.

O desempenho da lama pode ser avaliado analisando as características da lama como a densidade, viscosidade, pH e teor de areia contida na lama.

O *cake* formado deve ser fino e impermeável, tendo no seu maior estado de expansão uma espessura que gira em torno de 2 mm.

A viscosidade é a propriedade que mais afeta no deslocamento da lama pelo concreto. A determinação dos parâmetros é feita pelo ensaio do “funil de Marsh”, onde a lama deve estar preparada na concentração usual de 4% e seguir os seguintes critérios.

-Viscosidade de Marsh: 30 a 90 segundos, segundo a (6122-1996);

-Viscosidade da água: 26 segundos, segundo a (Brasfond,2009);

Quanto maior a densidade da lama bentonítica, mais fácil fica o processo de escavação do furo, porém prejudica o deslocamento da lama pelo concreto durante o processo de concretagem. Durante a fase inicial da escavação a densidade gira em torno de $1,04\text{g/cm}^3$ e ao longo do processo, ela pode atingir até $1,40\text{g/cm}^3$ devido a incorporação de partículas do próprio solo.

O pH indica a contaminação química da lama pelo cálcio do cimento, além de informar se há contaminação da lama por matéria orgânica, que pode levar a floculação. O pH deverá ser maior que 11 para evitar a ocorrência desses processos.

O controle do teor da areia também deve ser feito, pois a presença da areia aumenta a densidade e da viscosidade de Marsh, dificultando o deslocamento pelo concreto, além de tornar o *cake* muito espesso e permeável.

As características da lama usada para escavação de estacas, estão presentes na NBR6122-1996 conforme a Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Propriedades, valores e meio de determinação da lama bentonítica.

Propriedade	Valores	Meio de determinação
Peso específico	1,025 a 1,10 g / cm ³	Balança de Lama
Viscosidade	30 a 90 seg.	Funil Marsh
pH	7 a 11	Papel Ph
Teor de areia	3%	Proveta Baroid
Espessura do <i>cake</i>	1 a 2 mm	Filtragem a pressão

Fonte: (NBR 6122-1996)

As condições do subsolo e o nível freático também são fatores que influenciam na eficiência da escavação. Em regiões litorâneas, a água do mar não deve entrar em contato com a lama bentonítica, pois a sua alcalinidade pode fazer a lama flocular e perder a sua propriedade tixotrópica.

O problema de contaminação pelo lençol freático e pelos solos, pode comprometer a estabilidade da escavação com a utilização da lama bentonítica, pois altera as características da lama bentonítica. A adição de pequenas quantidades de barrilha, na água de preparo da lama ou diretamente na escavação, resolve na maioria dos casos. A Barrilha, nome comercial do carbonato de cálcio (Na_2CO_3), é uma substância alcalina de cor branca, em forma de pó (Barrilha Leve) ou grão (Barrilha Densa), e inodora. A Barrilha tem propriedade higroscópica, ou seja, absorve umidade lentamente quando exposta a atmosfera, sendo responsável pela aglomeração do produto. Não é inflamável ou explosiva.

3.2.2 Polímeros

Buscando novas alternativas para a substituição da lama bentonítica para a estabilização de escavações, os polímeros começaram a serem utilizados e no Brasil tiveram os seus primeiros usos a partir da década de 90.

Este trabalho escolheu para análise a última geração denominada G3 fabricada pela empresa GEO – GROUND ENGINEERING OPERATIONS, companhia cuja empresa BRASFOND já utilizou os seus produtos nas obras de escavação.

De acordo com o fabricante, o polímero G3 é constituído dos seguintes componentes:

- Polímero Sintético;
- Co-Polímero A, função de decantação relacionado ao Polímero Sintético e reforçar a estrutura do polímero matriz;
- Co-Polímero B, regula a densidade e a viscosidade relacionado ao Polímero Sintético;
- Co-Polímero C, fluido que auxilia a limpeza no fundo da escavação em solos onde as partículas entram em suspensão e dificultam a remoção;

3.2.2.1 Polímero Sintético

Um polímero é formado por uma longa cadeia de meros que é a sua estrutura principal constituída em sua totalidade por elementos de carbono. A esta coluna estão interligados braços que possui cargas positivas, cargas negativas e grupos associativos que são hidrofóbicos. Os grupos hidrofóbicos só interagem entre si mesmo e repelem a água. Estes grupos não se ligam aos braços de carga positiva ou negativa, mas somente a si mesmos.

A sua estrutura molecular lhe permite ter solubilidade completa em água, não alterando a sua função primária de ligação química ativa na estabilização das partículas de solo. Além de também desempenhar a sua função secundária que permite a interação com os outros componentes poliméricos do sistema.

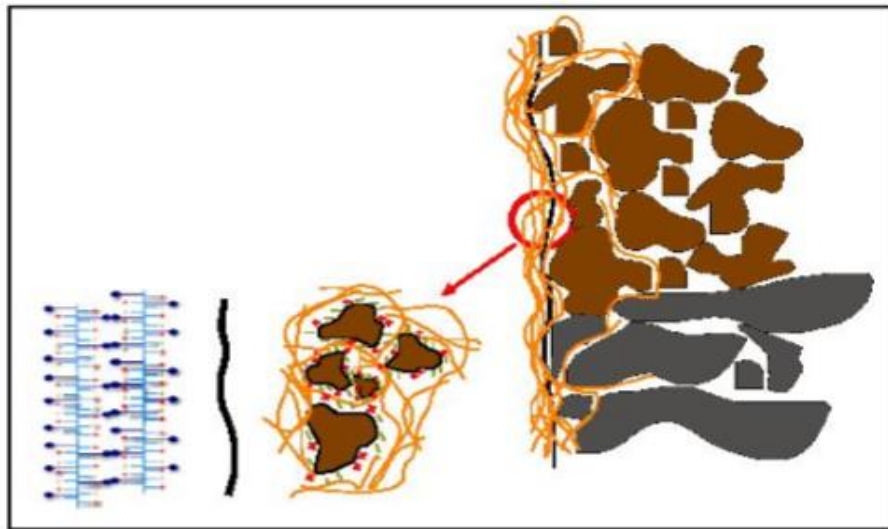
No começo da escavação, uma percentagem de polímero penetra no maciço de solo pelas suas paredes. Este processo é inevitável e permite que o polímero comece a envolver o solo.

A atração entre as cargas do polímero com as do solo, gera o que chamamos de encapsulamento, fenômeno em que o solo é coberto pelos diversos filamentos de polímero impedindo a sua fragmentação. O encapsulamento evita que o solo se parta cada vez mais, aumentando a área de contato entre o fluido e o solo.

A partir do momento em que todas as ligações entre as várias cadeias estejam asseguradas, os polos associativos passam a estar disponíveis. A acumulação destes polos na

face e dentro das paredes de escavação geram uma membrana semelhante à do *cake* criado pela lama bentonítica. A membrana é composta pela matriz entrelaçada ao solo à face interna da parede (Figura 20). Esta membrana, embora seja consideravelmente mais fina que o *cake* da bentonita, tem função similar de evitar a livre circulação de água, já que estas moléculas estão presas à coluna dorsal das cadeias de carbono. A membrana reduz a passagem de mais cadeias de polímero, servindo como reforço à membrana.

Figura 20 - Formação da membrana do sistema de geração 3



Fonte: (GEO,2009)

A membrana cria uma barreira que permite a aplicação da transferência de pressão hidrostática para as paredes de escavação. A membrana uma vez formada está sujeita ao desgaste por ação da ferramenta de corte que a rasga sempre que passa, mas somente à face da parede. No entanto, segundo GEO (2009), a contínua regeneração é imediata, evitando perda de fluidos ou desequilíbrio no processo de estabilização da escavação. Diferente do *cake* da bentonita que tem o crescimento desenfreado, a membrana de polímero uma vez atingida determinada espessura, para de crescer. Devido a este fator, evita-se posteriormente a contaminação do concreto e é substancialmente melhor a ligação entre o ferro e o concreto.

3.2.2.2 Co-Polímero A

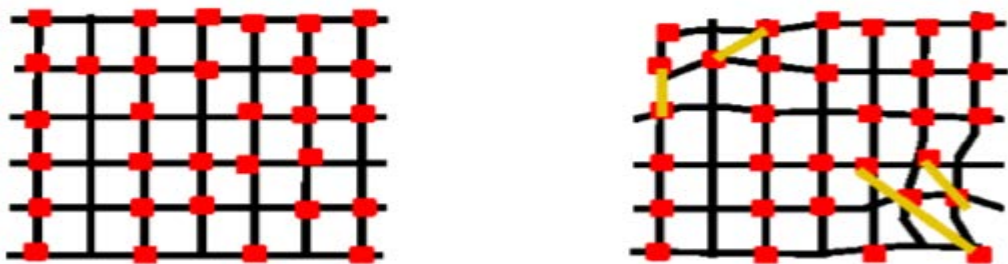
Age como catalisador fortalecendo os grupos aniônico e associativo da matriz do polímero primário, no caso o polímero sintético, além nos diversos processos de decantação do fluido que atuam na limpeza da escavação e dos tanques de sedimentação.

Segundo a (GEO,2009), o Co-Polímero A proporciona as seguintes vantagens:

- Limpeza do Polímero Sintético possibilitando a sua reutilização;
- Aumenta a resistência da cadeia do polímero;
- Atua na limpeza do fundo da escavação;
- Favorece a interface com as paredes da escavação;

O Co-Polímero A interage com a matriz do Polímero Sintético estruturalmente. Sendo formado em sua maioria por cargas de polo positivo, ele cria pontes nas cadeias do Polímero Sintético. Estas pontes são chamadas de *Crosslinkers*, e agem fechando e cruzando a matriz do Polímero Sintético de forma que reforça a estrutura da membrana. Mesmo com a membrana já formada, existem situações em que se exigem que a membrana seja reforçada (Figura 20). Há circunstâncias, como entrada de água ou contaminação química, que podem causar rupturas na membrana. O Copolímero A reforça e torna a fechar estes pontos mais sensibilizados, tornando a membrana mais resistente e elástica (Figura 21).

Figura 21 - Matriz de polímero sintético antes e depois de interagir com o Co-Polímero A



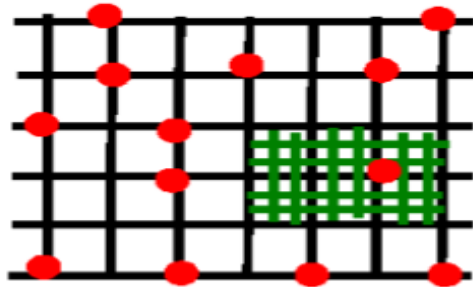
Fonte: (GEO,2009)

3.2.2.3 Co-Polímero B

Trata-se de um Co-Polímero que apresenta multi-funções, em que é aplicado de forma conjunta e é apresentado tanto no estado líquido quanto sólido, em flocos.

O Co-Polímero B apresenta cargas positivas e cadeia mais curta comparadas as do Polímero Sintético. Ao ser adicionado, a sua ação na estrutura principal resulta em ligações intercalares tornando a matriz mais fechada e com espaços de ligação entre si mais reduzidos conforme a figura 22.

Figura 22 - Membrana de polímero evidenciando os pontos de ligação após a ação do Co-Polímero B



Fonte: (GEO, 2009)

Do resultado da sua combinação com o Polímero Sintético, podemos destacar o aumento da viscosidade e da capacidade de suspender sólidos da escavação, podendo atingir a propriedade da tixotropia quando utilizado em percentagens mais elevadas. Ao ser combinado com Hidróxido de Sódio, que no sistema da geração 3, é normalmente utilizado para controle do pH, as suas propriedades se alteram criando um endurecimento gradual da membrana do polímero numa técnica conhecida como plastificação da membrana, utilizada para resolver problemas como a perda de fluido em formações geológicas mais porosas, ou mesmo colapsos em combinação com outros estabilizadores.

3.2.2.4 Co-Polímero C

Trata-se de um fluido que auxilia na limpeza de fundo da escavação. Foi desenvolvido para aplicação conjunta no sistema em solos extremamente arenosos finos como os encontrados no litoral brasileiro.

Sua aplicação é similar a uma das propriedades do Co-Polímero A, que consiste no controle da decantação das partículas em suspensão dentro da perfuração, como limpeza da

escavação ou tanques de sedimentação. A diferença é que a sua atuação é voltada para os solos arenosos com diâmetro dos grãos mais finos.

Foi desenvolvido especialmente pela GEO para ser utilizado no Brasil, devido as particularidades dos solos encontrados em obras litorâneas.

3.2.3 Características do Concreto

Após o término da colocação da armadura das estacas, deve se dar o início da concretagem. O Concreto é lançado a partir do fundo da escavação, que está revestida do fluido estabilizante. Devido ao concreto possuir densidade maior que a da lama ou polímero estabilizante, ele expulsa o excedente do fluido de baixo para cima conforme é lançado na cavidade, porém esse processo só ocorre se o fluido e o concreto tiverem as características necessárias.

A alta trabalhabilidade e fluidez são características essenciais que o concreto deve ter para que, ao sair da tremonha, ele possa ser manipulado de forma que desloque a lama ou o polímero, sem que se misture com eles ou que remova a camada de lama e entre em contato direto com o solo da lateral da escavação.

Quanto menor a densidade e a viscosidade do fluido estabilizante, mais fácil será o seu descolamento pela ação do concreto, fazendo com que o atrito criado pelo movimento do concreto seja maior que a aderência entre as paredes da escavação e o *cake*.

Segundo a (NBR 6122-1996), para uma boa concretagem ser feita, é ideia seguir as seguintes condições:

- A resistência característica do concreto (F_{ck}) estar de acordo com a do projeto, que normalmente recomenda valores maiores ou iguais a 20 MPa;
- Teor mínimo de cimento: 400kg/m³;
- Fator máximo de água/cimento = 0,6;
- Abatimento (*Slump-test*): 20 ± 2 cm;
- Brita 1, com dimensão máxima característica de 19mm;

Apesar de não constarem na norma brasileira, a prática leva a recomendar algumas especificações importantes que ajudam a ter boa trabalhabilidade e não segregação do concreto durante o lançamento:

- Os agregados graúdos devem ter formas arredondadas, procurando evitar formar lamelares para que o escoamento nos tubos seja facilitado;

- Utilizar areia natural na proporção de 35% a 45% do peso total dos agregados, não sendo permitido o uso de pó de areia;

Além do concreto e do fluido estabilizante estarem em boas condições e atenderem as exigências do projeto, o lançamento do concreto também deve seguir algumas condições para que a concretagem seja satisfatória. Em algumas situações será necessário a utilização de bombas para que o concreto chegue ao interior do funil de concretagem, e nessa situação exige-se que as bombas trabalhem com alta vazão para evitar o entupimento dentro do mangote.

A concretagem de uma estaca tem início com o tubo tremonha colocado no fundo da estaca, cerca de 30 cm acima do nível fundo. À medida que o concreto sobe dentro da cavidade, sua capacidade de deslocamento vai diminuindo e haverá um momento em que será necessário movimentar o tubo de concretagem para cima e para baixo para que o concreto volte a fluir.

Concretagens muito demoradas ou que tenham interrupções prolongadas no fornecimento do concreto possibilitam a decantação de siltes e areias sobre a superfície do concreto já lançado. Estas partículas em contato com a lama bentonítica contaminada pelo cimento formam uma “borra” que será deslocada para a lateral da estaca pelo concreto fresco ou recoberta por ele. Lamas bentoníticas limpas e em boas condições ou o uso de polímeros evitam este problema. Interrupções prolongadas na concretagem podem obrigar a retirada do tubo tremonha de dentro do concreto para evitar o seu aprisionamento, podendo dar origem a juntas frias. (Hachich, W.C. et al, 1989 e Brasfond, 2009).

4 LOCAL DE ESTUDO

4.1 EVENTO DE PREDIÇÃO

O campo experimental onde foram executadas as fundações está localizado no município de Araquari, estado de Santa Catarina – Brasil. Considerado o maior campo experimental do mundo destinado ao estudo do comportamento de fundações em solos arenosos. O evento internacional, denominado *International Pile Prediction Event*, teve por objetivo, avaliar o estado da arte na previsão do comportamento de estacas escavadas em solo arenoso.

O evento foi promovido pela *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, *Associazione Geotécnica Italiana* e a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, em parceria com a UDESC (Universidade do Estado de Santa Catarina), UFPR (Universidade Federal do Paraná), UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul), e UNINA2 (*Seconda Università Degli Studi Di Napoli*). O resultado da competição foi apresentado no VIII Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, realizado em julho de 2015 em São Paulo.

Figura 23 - Município de Araquari localizada n nordeste do estado de Santa Catarina



Fonte: (Wikipédia, 2015)

No campo experimental, foram executadas 20 estacas, pela empresa BRASFOND, sendo 14 estacas hélice contínuas de 0,8 metros de diâmetro e 24 metros de comprimento e mais outras 6 estacas especiais conforme especificações contidas na Tabela 8:

Tabela 8 - Estacas especiais executadas no campo experimental de Araquari

Estaca nº	Tipo de execução e estabilização do furo	Diâmetro	Comprimento
		(m)	(m)
ET1	Estaca hélice contínua	0,7	15
ET2	Estaca escavada estabilizada com polímero	0,7	15
ET3	Estaca hélice contínua	1	20
ET4	Estaca escavada estabilizada com polímero	1	24
ET5	Estaca escavada estabilizada com lama bentonítica	1	24
ET6	Estaca escavada estabilizada com polímero com uma célula de Osterberg instalada internamente	1	24

Fonte: (*Araquari Prediction Event*, 2015)

A Comissão Organizadora definiu a estaca ET4 para a realização da prova de carga. Cada competidor tinha que apresentar as seguintes informações:

(1) - Estimativa da curva carga versus recalque, considerando o deslocamento mínimo de 10% do diâmetro da estaca ($w/D \geq 10\%$);

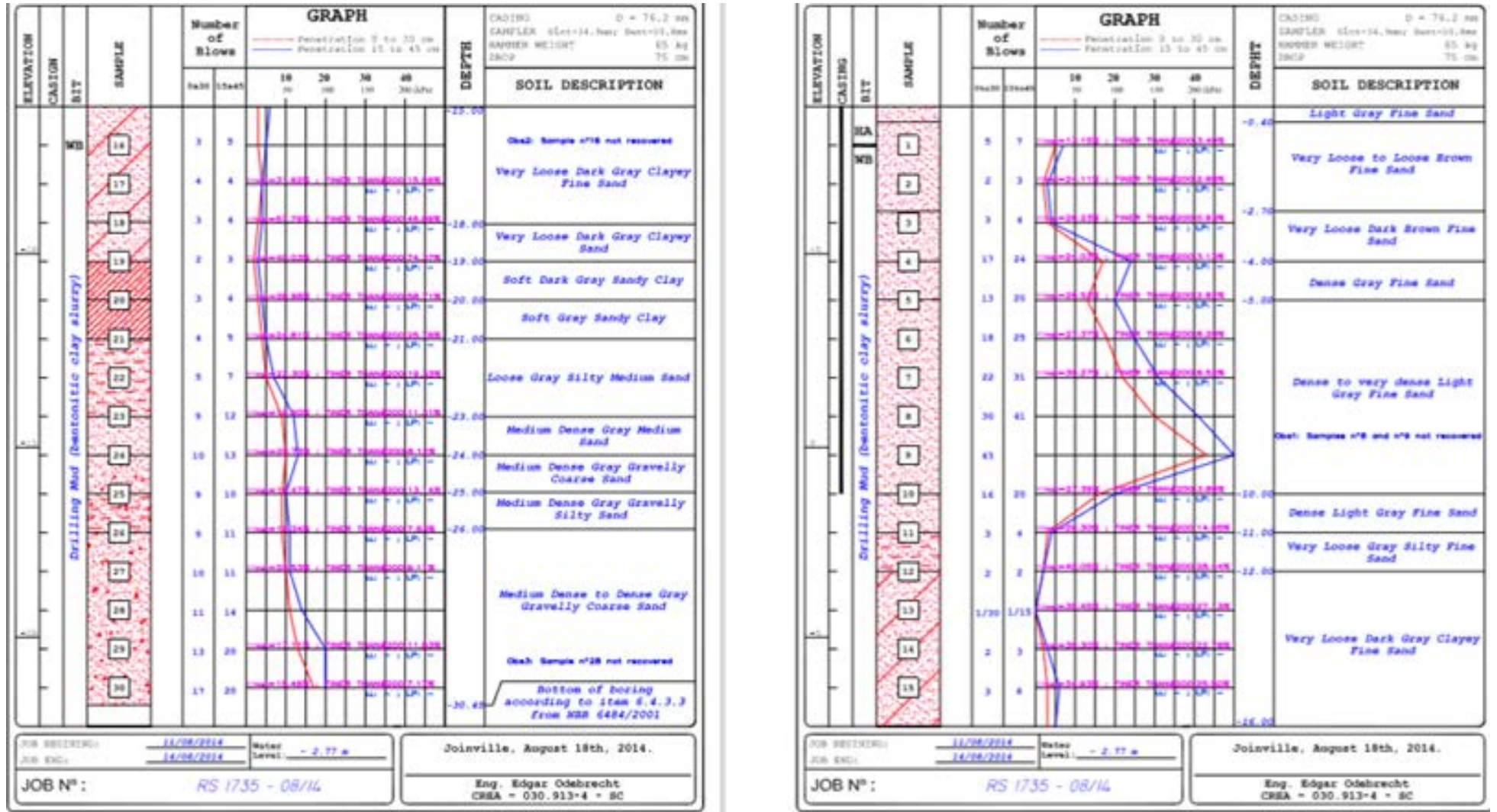
(2) - Previsão da resistência de ponta e lateral da estaca até a ruptura.

(3) - A distribuição dos esforços ao longo do fuste da estaca na ruptura;

Os organizadores disponibilizaram todas as informações relacionadas com a geologia da região, bem como, os resultados das investigações realizadas no local. Foram fornecidas cinco sondagens à percussão (SPT), sete ensaios de piezocone (CPTu) e dois ensaios dilatométricos com medida de resistividade (SDMT). Complementando as informações, foram fornecidos os relatórios de execução das estacas e os ensaios de integridade realizados na ET4 (CSL e PIT). Todos os dados disponibilizados pelo evento estão disponíveis no site www.ufgrs.br/araquari-ets/.

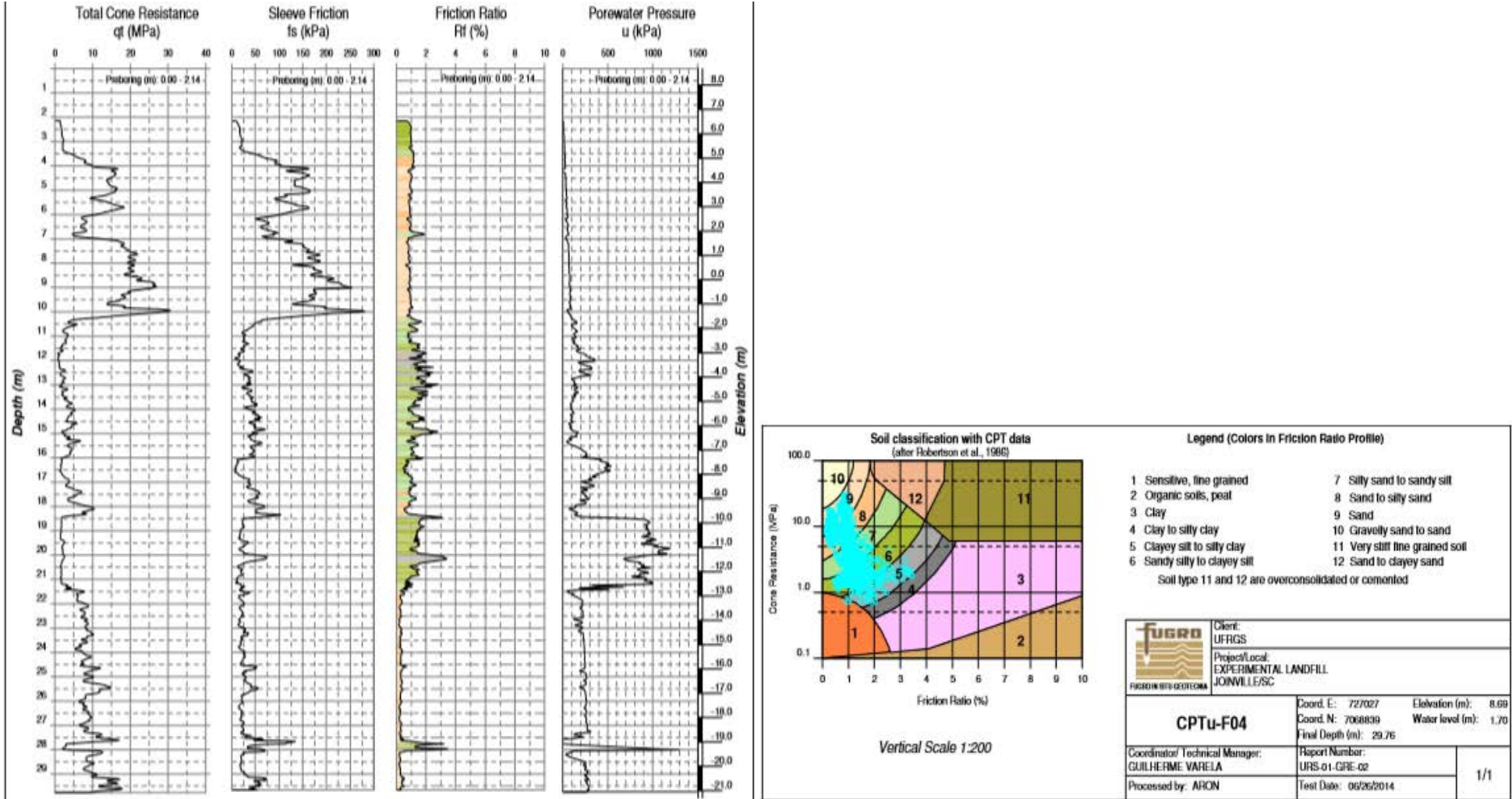
Os competidores foram orientados a utilizarem os dados da sondagem a percussão SPT02, o ensaio CPTu-F04 do piezocone e o ensaio dilatométrico SDMT-01 conforme apresentados nas figuras 24, 25, 26 respectivamente.

Figura 24 - Relatório de sondagem SPT02 recomendado aos participantes pelos organizadores do evento



Fonte: (Araquari Prediction Event, 2015)

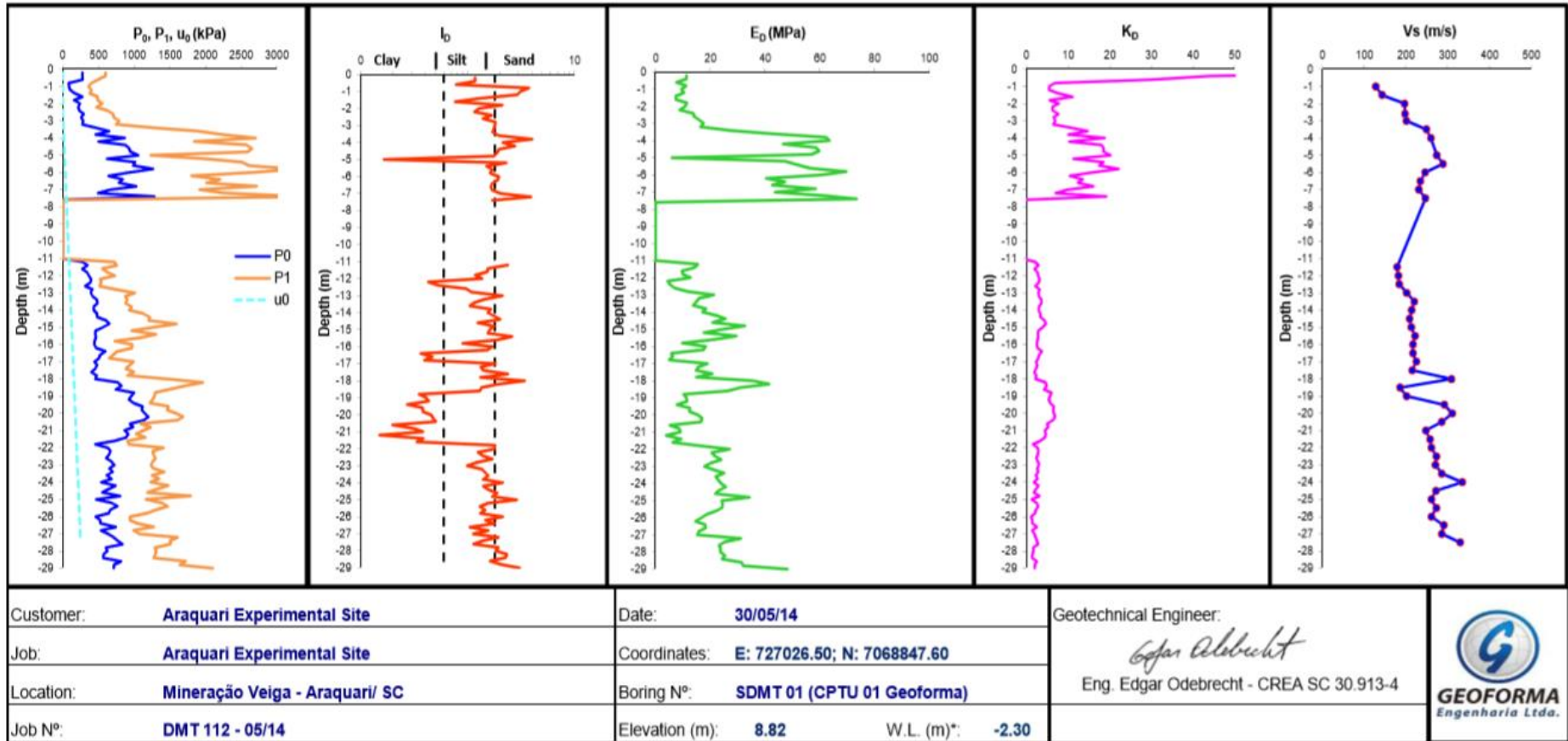
Figura 25 - Relatório de sondagem CPTu - F04 recomendado aos participantes pelos organizadores do evento



Fonte: (Araquari Prediction Event, 2015)

Figura 26 - Relatório de sondagem SDMT01 recomendado aos participantes pelos organizadores do evento

S.D.M.T Profile Log - According ASTM D6635 (2007)



* Water Level

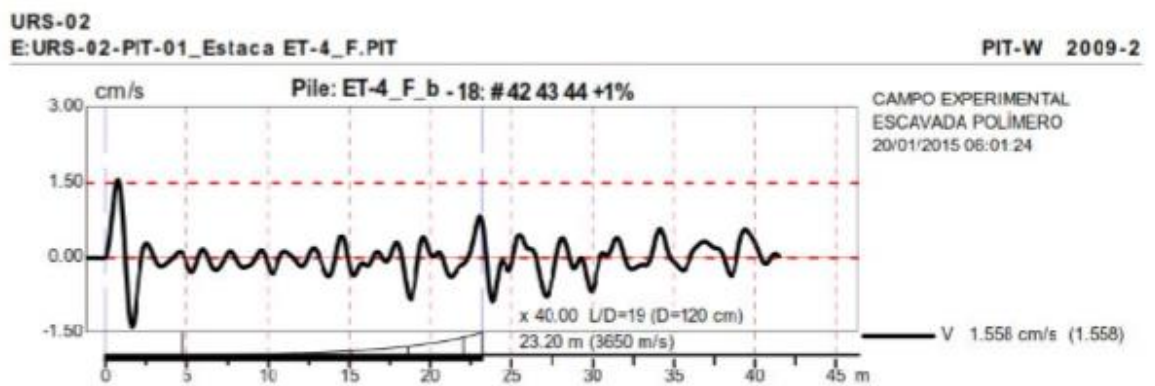
Fonte: (Araquari Prediction Event, 2015)

Ao analisarmos os relatórios das sondagens (Figuras 24,25 e 26), nota-se que o solo da região é de característica arenosa, tendo pequenas camadas de silte ao longo da sua profundidade. Pode-se notar no relatório SPT02 e CPTu-F04 que a resistência oferecida pelo solo se apresenta de forma quase homogênea ao longo da sua extensão vertical, exceto entre as profundidades 5 a 10 metros, onde se encontra uma espessa camada de areia muito densa com uma resistência maior.

A equipe organizadora não forneceu aos competidores o relatório de execução da estaca ET4. Entretanto o desempenho da execução pode ser feito analisando a integridade da estaca, conforme o Ensaio de baixa deformação – PIT (Figura 27) e o Ensaio de onda *Crosshole* – CSL (Figura 28).

Figura 27 - Ensaio de baixa deformação PIT da estaca ET4

Estaca ET-04

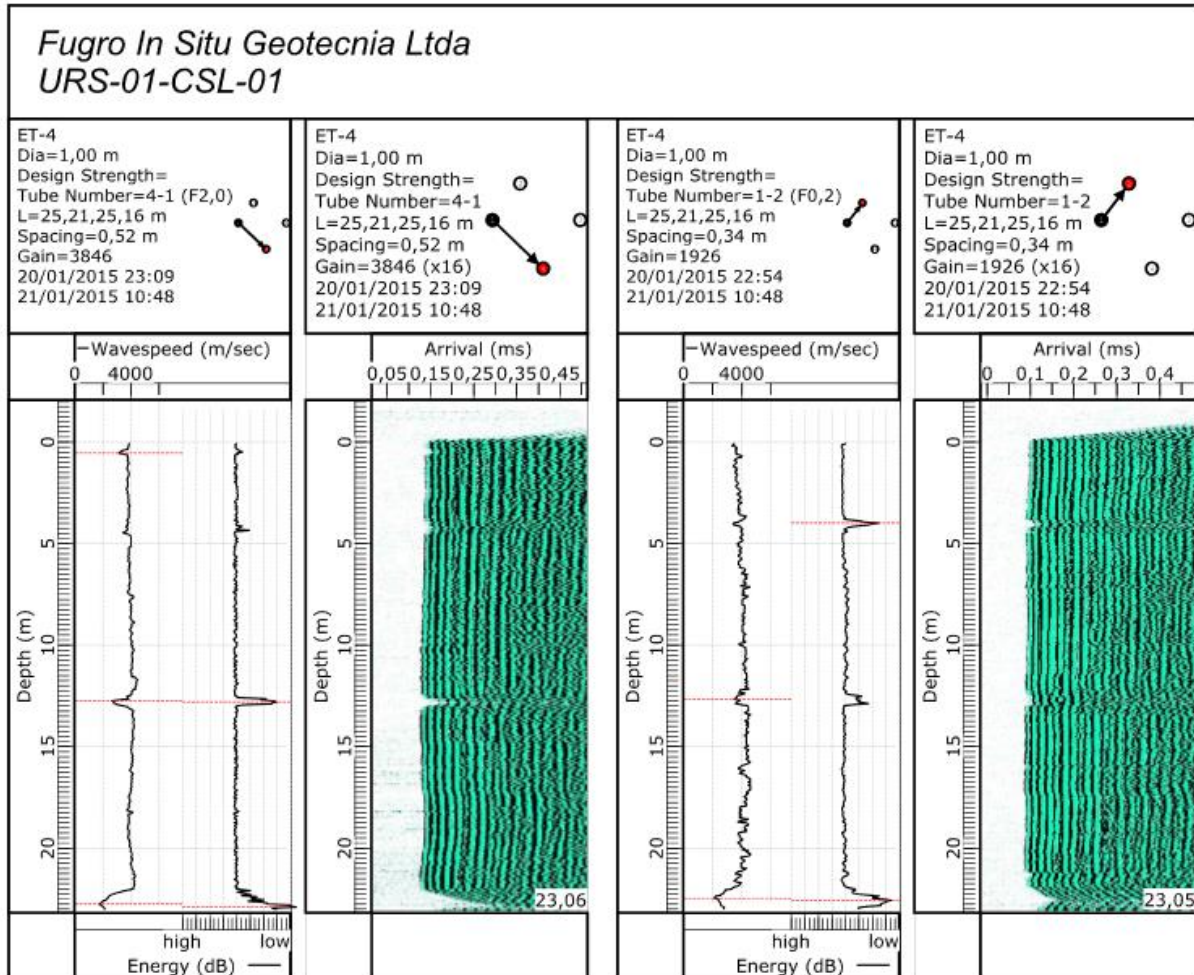


Fonte: (Araquari Prediction Event, 2015)

De acordo com o ensaio, a FUGRO IN SITU GEOTECNICA transcreveu as seguintes considerações sobre o ensaio PIT:

- Na estaca ET-04, foi observado redução do pulso de energia e na velocidade de onda, no trecho de 22,00 até 23,10 m. Os demais trechos da estaca mostram pequenas variações na velocidade de propagação de onda, usuais para o processo construtivo do elemento em questão. Também para esta estaca, esta anomalia, na análise do ensaio PIT, pode ser considerada como a resposta de ponta.

Figura 28 - Ensaio de onda CSL da estaca ET4



Fonte: (Araquari Prediction Event, 2015)

Seguindo o resultado do ensaio, a FUGRO IN SITU GEOTECNICA transcreveu o seguinte diagnóstico da estaca ET4:

- Redução do pulso de energia e na velocidade de onda, no trecho de 0,0 até 0,70 m, entre o centro da estaca e o tubo 4, ou seja, a redução foi verificada nas diagonais 1-3, 1-4, 2-4 e 3-4. Esta redução pode estar associada também ao contato tubo-concreto.

- Redução do pulso de energia e na velocidade de onda, no trecho de 3,80 até 4,40 m, próximo ao tubo 3.

- Redução do pulso de energia e na velocidade de onda no trecho de 12,40 até 13,50 m (verificado em todas as seções).

- Redução do pulso de energia e na velocidade de onda no trecho de 22,00 até 23,10 m, identificado em todas as porções ensaiadas.

De acordo com os relatórios dos ensaios CLS e PIT apresentados, pode-se analisar que a execução da estaca apresentou algumas deformações próximas as profundidades 5m e 12,5m, e na região da ponta da estaca, área em que se apresenta maior danificada.

O processo executivo da estaca ET4, pode ser visualizado nas figuras 29, 29.1, 29.2, 29.3 e 29.4, onde algumas fases da execução estão apresentadas.

Figura 29 - Vista aérea do processo executivo da estaca ET4



Fonte: (Araquari Prediction Event, 2015)

Figura 29 e 29.1 – Trado em perfuração na execução das estacas hélice contínua e colocação do tubo guia para execução da estaca ET4



Fonte: (Araquari Prediction Event, 2015)

Figura 29.2– Armaduras das estacas escavadas montadas no canteiro.



Fonte: (Araquari Prediction Event, 2015)

Figura 29.3 – Armadura da estaca Et4 sendo colocada.



Fonte: (Araquari Prediction Event, 2015)

5 ANÁLISES E RESULTADOS

Com a posse dos relatórios das sondagens, inicialmente foram calculados os valores da capacidade de carga da estaca ET4 de acordo com os métodos DECOURT & QUARESMA MODIFICADO (1996), AOKI & VELLOSO MODIFICADO MONTEIRO (2000) e MILITITISKY E ALVES (1985).

Os métodos de DECOURT & QUARESMA MODIFICADO (1996), AOKI & VELLOSO MODIFICADO MONTEIRO (2000) foram escolhidos por serem bastante aplicados no cálculo da capacidade de carga de estacas no Brasil. A escolha do método de MILITITISKY E ALVES (1985) foi pelo fato de ter sido desenvolvido no sul do Brasil, região próxima de onde foi realizada a competição, e por ter os parâmetros diretamente relacionados a estacas do tipo escavadas.

Através dos valores das cargas de ruptura obtidas pelos métodos descritos acima, foi possível estimar as curvas carga x recalque da estaca pela proposta de GUSMÃO (2013), e foi possível definir a carga de ruptura da estaca através dos métodos de VAN DER VEEN (1953) e NBR-6122 (ABNT 2010).

5.1 DECOURT & QUARESMA MODIFICADO (1996)

De acordo com as formulações do método Decourt & Quaresma Modificado (1996) e seus respectivos parâmetros encontrados no item 2.4.2.1, a capacidade de carga foi calculada e segue na Tabela 9. A resistência máxima mobilizada é de 5.389 kN sendo 19,8% da carga atribuída a resistência de ponta e 80,2% para a resistência lateral.

Tabela 9 - Capacidade de carga de acordo com o método de Decourt & Quaresma Modificado (1996)

L(m)	N_{pd}	C(kN/m²)	α	B	R_p(kN)	R_l(kN)	R_R(kN)
24,00	9,33	265	0,55	0,7	1068,4	4320,8	5389,2

Fonte: Autoria própria

5.2 AOKI & VELLOSO MODIFICADO MONTEIRO (2000)

Conforme as formulações do método Aoki & Velloso modificado por Monteiro (2000) e seus respectivos parâmetros encontrados no item 2.4.2.2, a previsão da capacidade de carga foi calculada e segue nas Tabelas 10, 10.1 e 10.2. A resistência máxima mobilizada é de 6699,6 kN sendo deste valor 25,6% deste valor a resistência de ponta e 74,6% a parcela da resistência lateral.

Tabela 10 - Resistência de ponta da estaca de acordo com o método de Aoki & Velloso modificado por Monteiro (2000)

L(m)	F_1	N_{pa}	$K_a(\text{kN/m}^2)$	$\alpha_p(\%)$	$R_p(\text{kN})$
24,00	3,5	9	850	1,8	1716,6

Fonte: Autoria própria

Tabela 10.1 - Resistência lateral da estaca de acordo com o método de Aoki & Velloso modificado por Monteiro (2000)

(Continua)

L (m)	N SPT	Descrição do material	F2	$K'(\text{KN/m}^2)$	α (%)	R_l (kN)
1	5	Areia marrom fina muito solta p/ solta	4,5	850	1,8	106,8142
2	2	Areia marrom fina muito solta p/ solta		850	1,9	151,9135
3	3	Areia marrom escura fina muito solta		860	1,7	213,1536
4	17	Areia marrom escura fina muito solta		890	1,7	572,2865
5	13	Areia fina cinza densa		880	1,8	859,805
6	18	Areia fina cinza claro densa para muito densa		900	1,6	1221,717
7	22	Areia fina cinza claro densa para muito densa		930	1,6	1678,797
8	30	Areia fina cinza claro densa para muito densa		960	1,6	2322,195

Tabela 10.1 - Resistência lateral da estaca de acordo com o método de Aoki & Velloso modificado por Monteiro (2000)

(Conclusão)

L (m)	N SPT	Descrição do material	F2	K'(KN/m ²)	α (%)	RI (kN)
9	43	Areia fina cinza claro densa para muito densa		1000	1,5	3222,785
10	16	Areia fina cinza claro densa para muito densa		900	1,8	3584,697
11	3	Areia fina cinza clara densa		860	1,9	3653,142
12	2	Areia <u>siltosa</u> fina cinza muito solta		760	2,2	3699,833
13	1	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		600	2,9	3724,128
14	2	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		580	2,9	3771,098
15	3	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		590	2,9	3842,768
16	3	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		570	2,9	3912,009
17	4	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		580	2,9	4005,95
18	3	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		570	2,9	4075,19
19	2	Areia argilosa cinza escura muito solta		500	2,9	4115,682
20	3	Argila arenosa cinza escura leve		350	2,6	4153,8
21	4	Argila arenosa cinza leve		360	2,6	4206,076
22	5	Areia <u>siltosa</u> cinza media solta		730	2,3	4323,292
23	9	Areia <u>siltosa</u> cinza media solta		780	2,3	4548,733
24	10	Areia cinza media densa		900	1,8	4774,928
					RI Total	4983,027

Fonte: Autoria própria

Tabela 10.2 – Capacidade de carga de acordo com o método de Aoki & Velloso modificado por Monteiro (2000)

R_p (kN)	R_l (kN)	R_r (kN)
1716,6	4983,02	6699,6

Fonte: Autoria própria

5.3 MILITITISKY E ALVES (1985)

Seguindo as formulações do método de Milititisky e Alves (1985) e seus respectivos parâmetros encontrados no item 2.3.3.4, a capacidade de carga foi calculada e segue na Tabela 11. A resistência máxima mobilizada é de 3887,3 kN sendo 11,3% da carga atribuída a resistência de ponta e 88,7% para a resistência lateral.

Tabela 11 - Capacidade de carga de acordo com o método de Milititisky e Alves (1985)

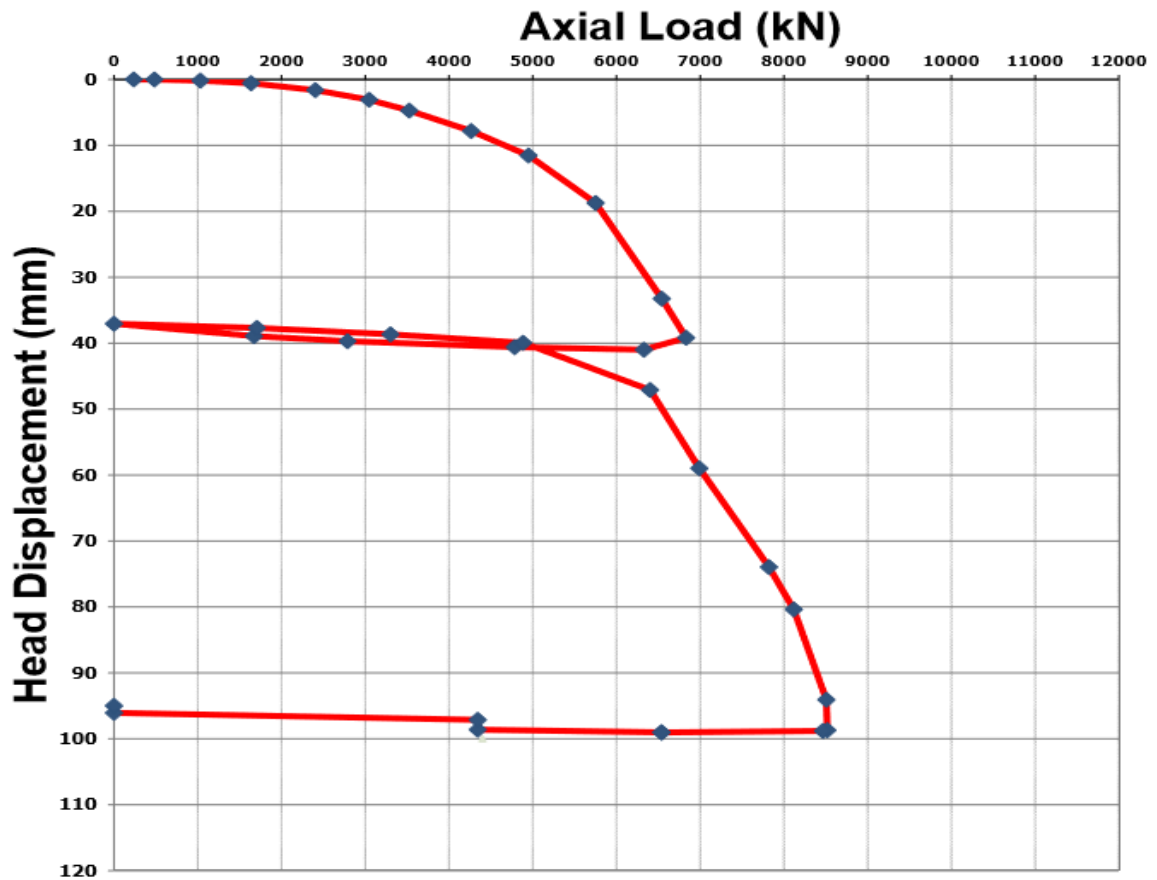
L(m)	M_1(kPa)	M_2(kPa)	N_p	N_l	R_p(kN)	R_l(kN)	R_r (kN)
24,00	2,45	60	9,33	9,3	439,8	3437,5	3877,3

Fonte: Autoria própria

5.4 ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Após todos os participantes enviarem as suas previsões para a análise da competição, os membros organizadores do Araquari Prediction Event divulgaram o resultado da prova de carga estática (Figura 30) e anunciaram os ganhadores.

Figura 30 - Resultado do ensaio de prova de carga estática sobre a estaca ET4



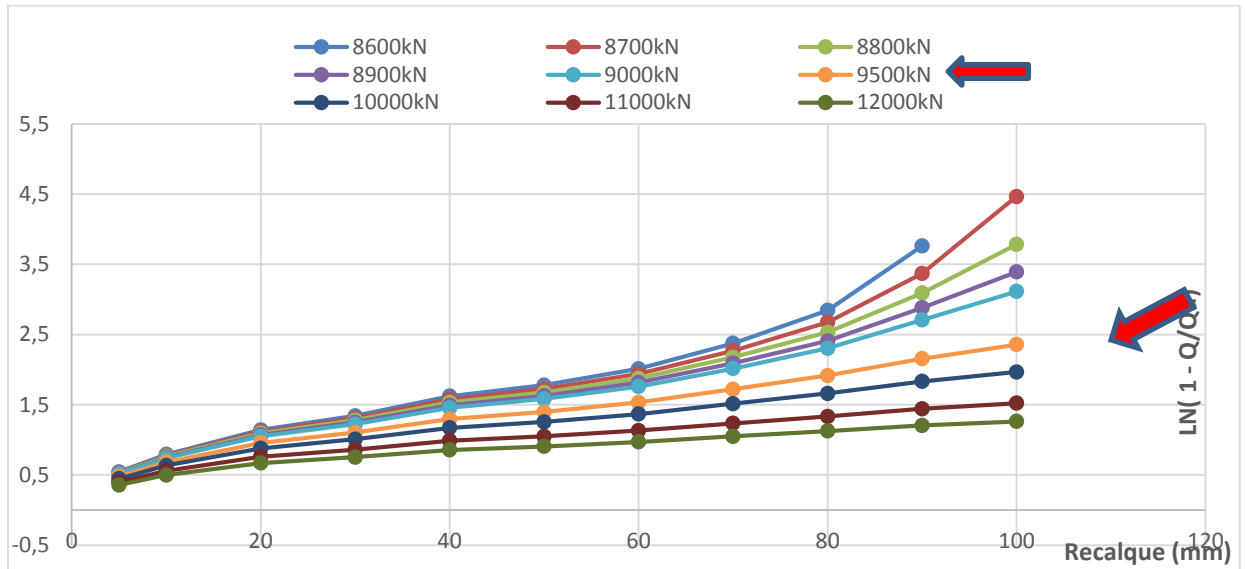
Fonte: (Araquari Prediction Event, 2015)

Com o resultado da prova de carga estática, foi calculada a carga de ruptura através dos métodos de VAN DER VEEN (1953) e NBR-6122 (ABNT 2010), e comparada ao valor obtido pela prova de carga estática.

5.4.1 Método Van Der Veen (1953)

Utilizando as formulações e parâmetros do método VAN DER VEEN (1953) encontrados no item 2.4.2.1, foi encontrada a carga de ruptura da estaca na carga em 9500 kN conforme a Figura 31.

Figura 31 - Método de Van Der Veen (1953) para definição da carga de ruptura da estaca ET4

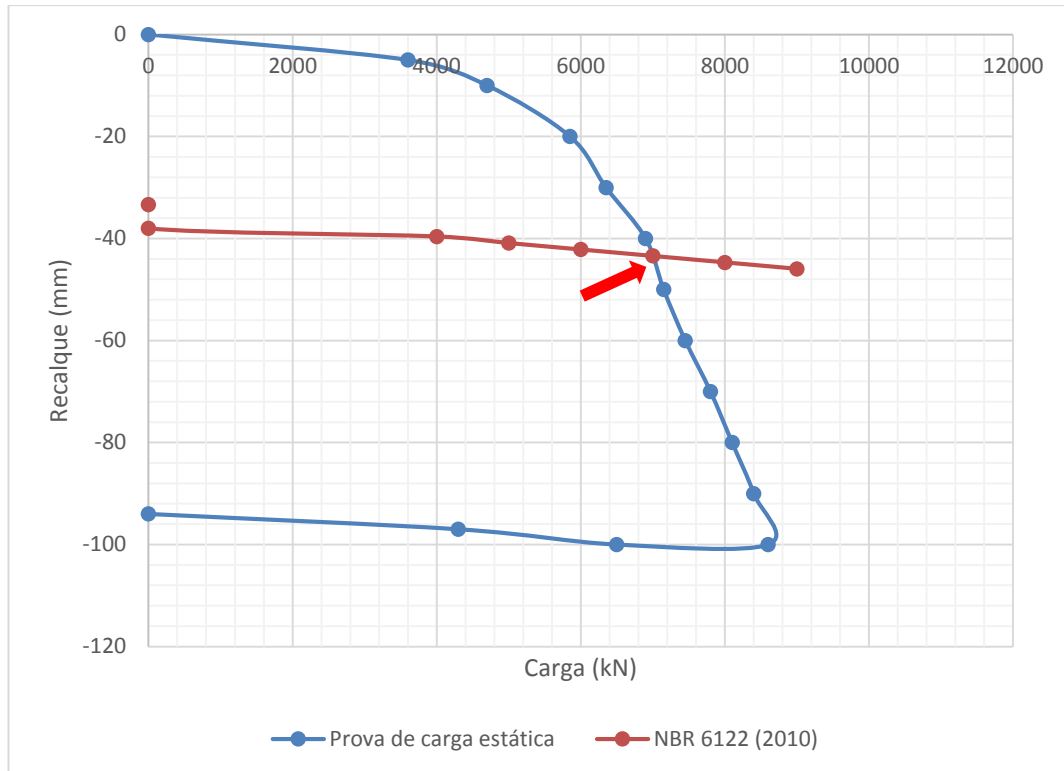


Fonte: Autoria própria

5.4.2 Método da NBR-6122 (ABNT 2010)

Utilizando as formulações e parâmetros do método da NBR-6122 (ABNT 2010) encontrados no item 2.4.2.2, foi encontrada a carga de ruptura da estaca na carga em 7500 kN conforme a Figura 32.

Figura 32 - Método de NBR-6122 (ABNT 2010) para definição da carga de ruptura da estaca ET4



Fonte: Autoria própria

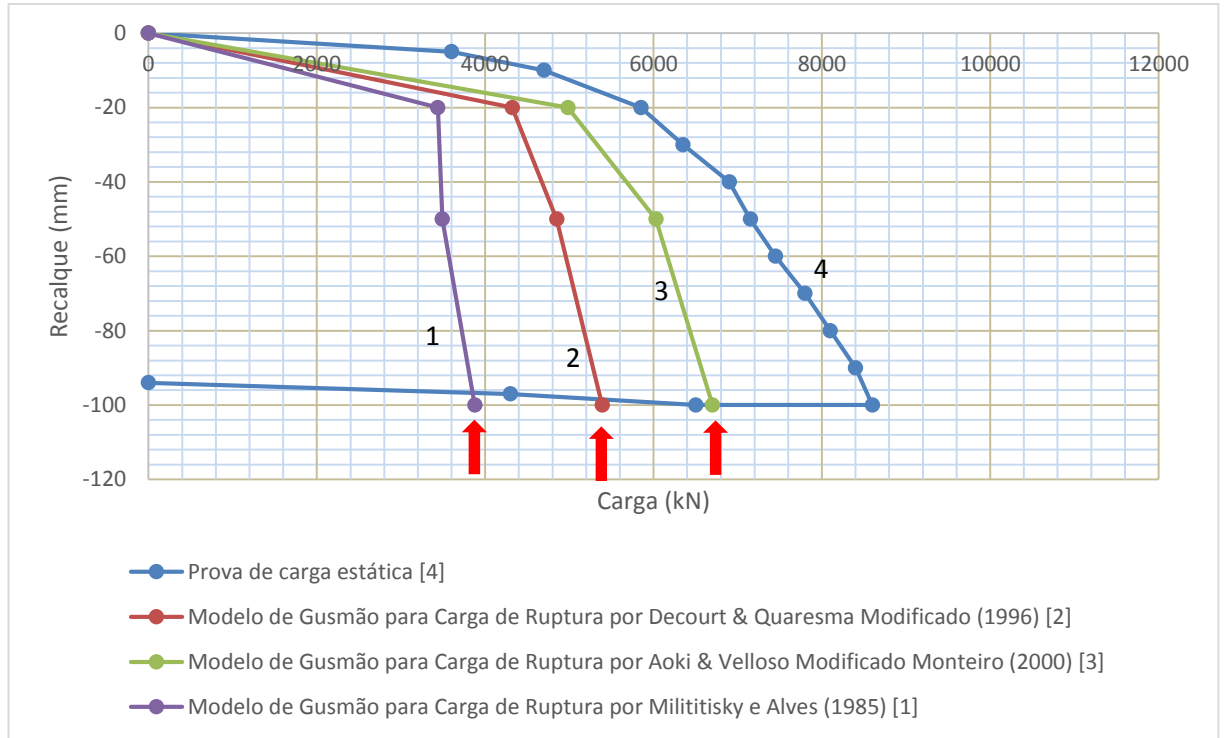
Após o cálculo da carga de ruptura pelos métodos VAN DER VEEN (1953) e NBR-6122 (ABNT 2010) e comparando com a carga de ruptura de 8600kN fornecida pela prova de carga estática (Figura 30), observa-se que o valor da ruptura fornecido pela prova de carga estática se encontra dentro da faixa de valores obtidos pelos métodos VAN DER VEEN (1953) e NBR-6122 (ABNT 2010), ou seja, entre 7500 e 9500kN, Portanto pode-se admitir 8600kN como carga de ruptura.

5.4.3 Modelo de Gusmão (2013)

Foi elaborada a curva carga x recalque através do modelo de Gusmão (2013), para os valores da carga última encontradas pelos métodos de DECOURT & QUARESMA MODIFICADO (1996), AOKI & VELLOSO MODIFICADO MONTEIRO (2000) e

MILITITISKY E ALVES (1985), e comparada com o resultado da prova de carga estática através dos resultados encontrados na Tabela 12, conforme a figura 33.

Figura 33 - Comparação entre o resultado da prova de carga estática e as curvas carga X carga recalque obtidas através do modelo de Gusmão (2013)



Fonte: Autoria própria

Após a comparação dos valores da capacidade carga fornecida pelos métodos semi-empíricos modificados para estacas escavadas e o resultado da prova de carga estática (Tabela 12), verifica-se que os resultados obtidos com os métodos estão abaixo do que o ensaio encontrou.

Tabela 12 - Valores da capacidade de carga obtida pelos métodos semi-empíricos e a carga de ruptura do ensaio de prova de carga estática

Método	Carga de Ruptura - Q_r (kN)
Prova de carga Estática	8600
Decourt & Quaresma Modificado (1996)	5389,2
Aoki & Velloso modificado por Monteiro (2000)	6699,6
Milititisky e Alves (1985)	3877,3

Fonte: Autoria própria

5.5 RETROANALISE DA PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA RECALQUE

Como os resultados da capacidade de carga obtidos, pelos métodos semi-empíricos com fatores adaptados para estacas escavadas, minoraram o valor encontrado na prova de carga estática, foi decidido alterar os parâmetros que eram específicos a estacas escavadas, e ajustar os parâmetros que tornariam os métodos de previsão compatíveis com o resultado encontrado na prova de carga estática.

Os métodos DECOURT & QUARESMA (1978) e MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975) ainda foram mantidos, porém como os parâmetros utilizados para estacas escavadas, apresentavam a capacidade carga abaixo do encontrado no ensaio de prova de carga estática, decidiu-se remover esses parâmetros e considerar a análise como estacas cravadas, pois o valor capacidade de carga resultante seria maior.

O MÉTODO DE PHILOPANNAT (1986) foi escolhido pelo fato que nas análises feitas, nenhum método que utilizava diretamente o ensaio de cone CPT havia sido aplicado, além de que ao receber o resultado da predição, notou-se que a maioria dos competidores utilizavam este tipo de ensaio em suas predições.

5.5.1 Decourt & Quaresma (1978)

A Tabela 13 mostra os valores da capacidade de carga estimados e os parâmetros utilizados, de acordo com o item 2.3.3.1 sobre o método de Decourt & Quaresma (1978). Foi retirado o fator de correção α , que ajustava o método de acordo com o tipo de estaca, então trabalhou-se originalmente considerando estaca cravada, considerando os fatores de correção α e β iguais a 1, conforme a Tabela 3.

A resistência máxima mobilizada é de 8115,15 kN onde 23,9 % da carga é atribuída a resistência de ponta e 76,1% para a resistência lateral.

Tabela 13 - Capacidade de carga de acordo com o método de Decourt & Quaresma (1978)

L(m)	N_{pd}	C(kN/m²)	R_p(kN)	R_l(kN)	R_R(kN)
24,00	9,33	265	1942,5	6172,6	8115,15

Fonte: Autoria própria

5.5.2 Aoki & Velloso (1975)

As Tabelas 14, 14.1 e 14.2 mostram os valores da capacidade de carga e os parâmetros utilizados de acordo com o método de Aoki & Velloso (1975), encontrados no item 2.3.3.2 foram alterados os fatores F_1 e F_2 , encontrados nas Tabelas 14 e 14.1, que eram baseados nos valores para estacas escavadas, e passaram a considerar as estacas como cravadas.

A resistência máxima mobilizada é de 8810,07 kN, sendo 27,3% atribuída a resistência de ponta da estaca e 72,7% a parcela da resistência lateral.

Tabela 14 - Resistência de ponta da estaca de acordo com o método de Aoki & Velloso (1975)

L(m)	F_1	N_{pa}	K_a(kN/m²)	α_p(%)	R_p(kN)
24,00	2,5	9	850	1,8	2403,3

Fonte: Autoria própria

Tabela 14.1 - Resistência lateral da estaca de acordo com o método de Aoki & Velloso (1978)

(continua)

Tabela 14.1 - Resistência lateral da estaca de acordo com o método de Aoki & Velloso (1978)

L (m)	N SPT	Descrição do material	F2	K'(KN/m ²)	α (%)	RI (kN)
5	13	Areia fina cinza densa		880	1,8	859,805
6	18	Areia fina cinza claro densa para muito densa		900	1,6	1221,717
7	22	Areia fina cinza claro densa para muito densa		930	1,6	1678,797
8	30	Areia fina cinza claro densa para muito densa		960	1,6	2322,195
9	43	Areia fina cinza claro densa para muito densa		1000	1,5	3222,785
10	16	Areia fina cinza claro densa para muito densa		900	1,8	3584,697
11	3	Areia fina cinza clara densa		860	1,9	3653,142
12	2	Areia <u>siltosa</u> fina cinza muito solta		760	2,2	3699,833
13	1	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		600	2,9	3724,128
14	2	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		580	2,9	3771,098
15	3	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		590	2,9	3842,768
16	3	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		570	2,9	3912,009
17	4	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		580	2,9	4005,95
18	3	Areia argilosa fina cinza escura muito solta		570	2,9	4075,19
19	2	Areia argilosa cinza escura muito solta		500	2,9	4115,682
20	3	Argila arenosa cinza escura leve		350	2,6	4153,8
21	4	Argila arenosa cinza leve		360	2,6	4206,076
22	5	Areia <u>siltosa</u> cinza media solta		730	2,3	4323,292
23	9	Areia <u>siltosa</u> cinza media solta		780	2,3	4548,733
24	10	Areia cinza media densa		900	1,8	4774,928
					RI Total	4983,027

Fonte: Autoria própria

Tabela 14.2 – Capacidade de carga de acordo com o método de Aoki & Velloso (1978)

R_p (kN)	R_l (kN)	R_r (kN)
2403,3	4983,02	8810,07

Fonte: Autoria própria

5.5.3 Método de Philopannat (1986)

As Tabelas 15, 15.1 mostram os valores da capacidade de carga estimados de acordo com o método de Philopannat (1986) e os parâmetros utilizados no cálculo, encontrados no item 2.3.3.3.

Foram utilizados no método os fator α_f , α_p e α_s , sendo α_p igual a 0,45 para o tipo de solo na ponta da estaca, α_s de acordo com o tipo de solo em cada profundidade analisada e α_f sendo corrigido para estacas escavadas com diâmetro maior de 1,5 metros, visto que ao adotar este parâmetro a estaca entra na classe de estacas de grande diâmetro, segundo o método, e os valores encontrados se aproximam do desejado.

A resistência máxima encontrada foi de 9047kN, sendo 28,5% a parcela da resistência de ponta e 71,5% a contribuição da resistência lateral.

Tabela 15 - Descrição dos parâmetros ao longo da profundidade para o cálculo de carga pelo método de Philopannat (1986)

(continua)

Material	L(m)	Qt(kPa)	U2(kPa)	Qc(kPa)	Qs(kPa)
Areia marrom fina muito solta p/ solta	0	0	0	0	0
Areia marrom fina muito solta p/ solta	1	0	0	0	0
Areia marrom escura fina muito solta	2	2000	12	2008,25	17,07013
Areia marrom escura fina muito solta	3	2500	23	2516,5	21,39025
Areia fina cinza densa	4	8000	33	8024	45,46933
Areia fina cinza claro densa para muito densa	5	16000	40	16029,25	68,12431
Areia fina cinza claro densa para muito densa	6	10000	65	10048	56,93867
Areia fina cinza claro densa para muito densa	7	7000	35	7025,5	59,71675
Areia fina cinza claro densa para muito densa	8	20000	88	20065,25	85,27731
Areia fina cinza claro densa para muito densa	9	24000	96	24071,25	102,3028
Areia fina cinza	10	30500	58	30542,75	129,8067

Tabela 16 - Descrição dos parâmetros ao longo da profundidade para o cálculo de carga pelo método de Philopannat (1986)

(conclusão)

Material	L(m)	Qt (kPa)	U2(kPa)	Qc(kPa)	Qs(kPa)
Areia siltosa fina cinza muito solta	11	4000	130	4096,75	34,82238
Areia argilosa fina cinza escura muito solta	12	1500	300	1724,25	14,65613
Areia argilosa fina cinza escura muito solta	13	2000	115	2085,5	17,72675
Areia argilosa fina cinza escura muito solta	14	4000	97	4072	34,612
Areia argilosa fina cinza escura muito solta	15	2500	170	2626,75	22,32738
Areia argilosa fina cinza escura muito solta	16	2000	200	2149,25	18,26863
Areia argilosa fina cinza escura muito solta	17	4500	350	4761,75	40,47488
Areia argilosa cinza escura muito solta	18	10000	80	10059,25	57,00242
Argila arenosa cinza escura leve	19	2000	950	2711,75	46,09975
Argila arenosa cinza leve	20	2500	1100	3324,25	56,51225
	21	2500	900	3174,25	26,98113
Areia siltosa cinza	22	7500	200	7649,25	65,01863
Areia cinza média densa	23	8200	200	8349,25	47,31242
Areia grossa média densidade com cascalho	24	7500	230	7671,75	65,20988

Fonte: Autoria própria

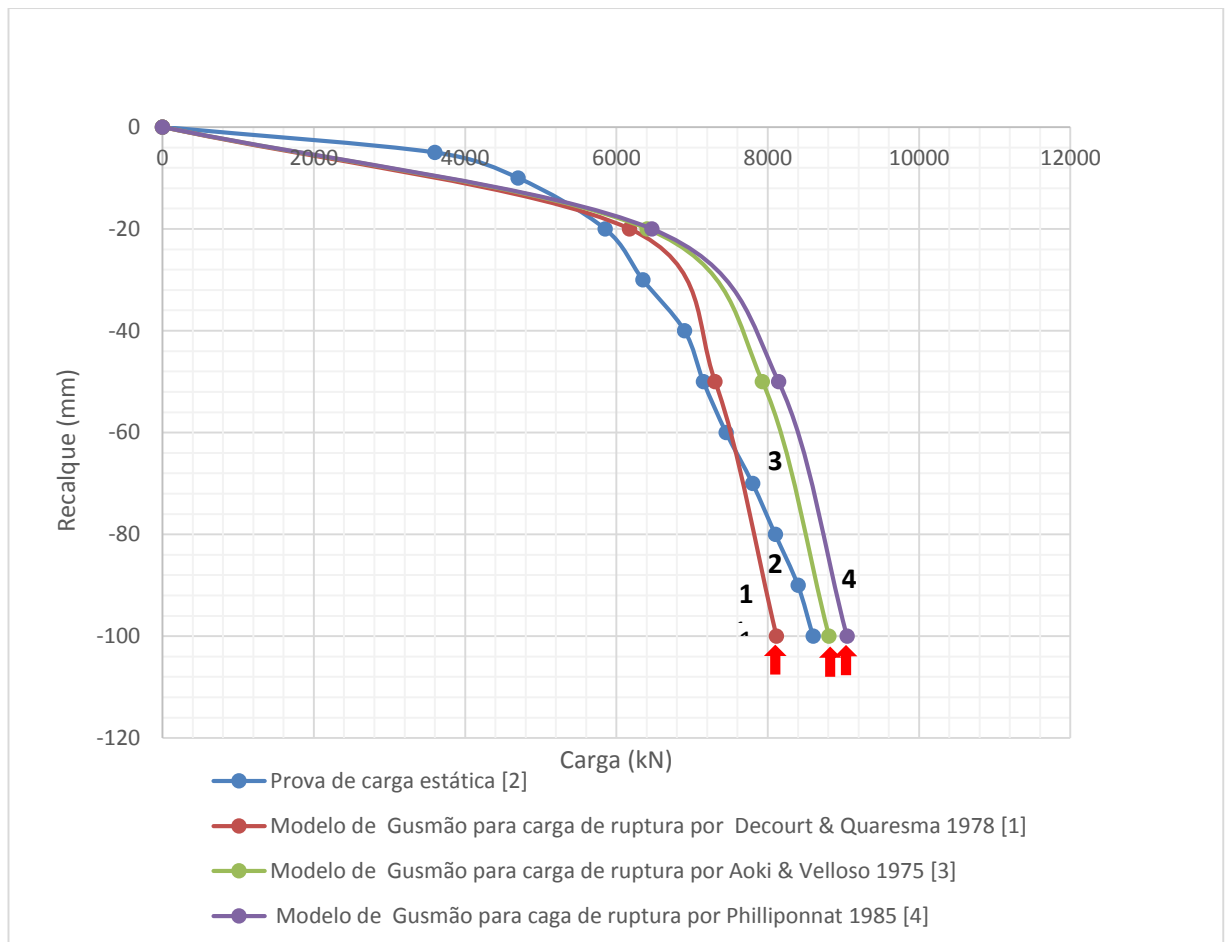
Tabela 15.1 - Capacidade de carga de acordo com o método de Philopannat (1986)

R_p (kN)	R_l (kN)	R_r (kN)
2581,2	6646,5	9047,7

Fonte: Autoria própria

Foi construída uma nova curva carga x recalque através do método de Gusmão (2013), conforme a Figura 32, para os novos valores da carga de ruptura encontrados pelos métodos semi-empíricos utilizados.

Figura 34 - Comparação entre o resultado da prova de carga estática e as novas curvas carga X carga recalque obtidas através do método de Gusmão (2013)



Fonte: Autoria própria

Após a retro análise das predições iniciais, nota-se na Tabela 16 que os métodos de DECOURT & QUARESMA (1978), MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975) e PHILOPANNAT (1986), conforme a Tabela 16, se aproximaram muito do resultado da carga de ruptura obtida na prova de carga estática, atingindo então resultados satisfatórios segundo os parâmetros da competição.

Tabela 17 - Valores da capacidade da carga obtida pelos métodos semi-empíricos e a carga de ruptura do ensaio de prova de carga estática

Método	Carga de Ruptura - Q_r (kN)
Prova de carga Estática	8
Decourt & Quaresma (1978)	8115,15
Aoki & Velloso (1975)	8810,07
Philopannat (1986)	9047,7

Fonte: Autoria própria

6. CONCLUSÃO

Todos os métodos utilizados, nas predições, tiveram um bom desempenho ao analisar a porcentagem de resistência, atribuída a resistência de ponta e lateral da estaca, pois segundo a (NBR 6122, 1996) a resistência do atrito lateral não pode ser inferior a 80% da carga prevista, e os resultados encontrados nos métodos foram próximos a recomendação da norma.

A estimativa para a capacidade carga da estaca ET4, apresentou uma variação entre 3877,3 e 6699,6kN quando feita pelos métodos com parâmetros específicos para estacas escavadas, conforme a Tabela 12, não atingindo o valor da carga de ruptura da estaca. Após a retro análise dos métodos aplicados, foram consideradas as estacas como cravadas, e a estimativa da carga última apresentaram uma variação entre 8115,15 e 9047,7kN que são bem próximos aos 8600kN fornecido pela prova de carga estática, conforme a Tabela 16, demonstrando que os parâmetros específicos usados para estacas escavadas, podem minorar a capacidade de carga da estaca em solos arenosos.

Para a estaca e o campo estudado, conclui se que a resistência lateral das estacas escavadas estabilizadas com polímero ou lama bentonítica podem apresentar um aumento da resistência lateral quando executadas em solos arenosos. Isto se dá pelo fato de que a grande permeabilidade encontrada em solos arenosos faz com que a membrana polimérica/*cake* penetre mais a fundo no solo, formando uma interação que proporcione um maior atrito lateral da estaca com o solo.

Considerando o dimensionamento de fundações e a capacidade de carga de trabalho utilizada na concepção de projetos, nota-se que se utilizarmos o fator de segurança global igual a 2, que mesmo os métodos com fatores específicos para as estacas escavadas, utilizados no início da predição, e que minoraram os valores encontrados na prova de carga estática, ainda se encontram dentro da faixa de segurança necessária no caso de execução de um projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Estacas – prova de carga estática. **NBR 12.131**, 1991

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ensaio de Penetração de Cone in situ (CPT). **NBR 12.069**, Rio de Janeiro/RJ, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122** – Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484** - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

AOKI, N. e VELLOSO, D. A. **An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles**. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: 1975. p. 367-376.

FUNDAÇÕES EXERCÍCIOS ESTACAS: **Apostila exercícios estacas**. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAfyW0AE/apostila-estacas-com-exercicios>>. Acesso em: 08 ago. 2015.

Araquari Experimental Testing . Disponível em: <<http://www.ufrgs.br/araquari-ets/>>. Acesso em: 20 abr. 2015.

WIKIPÉDIA: a enciclopédia livre. **Araquari**. Disponível em: <<https://pt.wikipedia.org/wiki/Araquari>>. Acesso em: 15 set. 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TEST AND MATERIALS. **D5778-12**: standar test method for eletronic friction cone and piezocone penetration testing for soils. 2012.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura**: prática da construção civil. 2.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1977. 182 p. il. Inclui bibliografias.

BENTONIT União Nordeste S/A. **Ficha de Informações de Segurança de Produtos Químicos – FISPQ**, atualização 2008 e 2009.

BRASFOND. **Fundações Especiais**. Catálogo técnico, São Paulo, 2009.

BRASFOND. **Fundações especiais S.A.** sponível em: <<http://www.brasfond.com.br/>>. Acesso em: 17 out. 2015

CARVALHO, D. **Análise de cargas ultimas à tração de estacas escavadas, instrumentadas, em Campo Experimental de São Carlos-SP**. 1991. 226 p. Tese (Doutorado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 1991.

CONSTRUIR ONLINE, **Biblioteca de Construção para Profissionais** | Plataforma Verlag Dashöfer › Registro. Disponível em: <<http://construironline.dashofer.pt/?s=registar>>. Acesso em: 16 jul. 2015.

CONSTRUTORA VION: **Fundações Parte 2: Construções de Grande Porte**. Disponível em: <<http://aconstrutoravion.blogspot.com.br/2015/01/fundacoes-parte-2-construcoes-de-grande.html>>. Acesso em: 13 jun. 2015.

CORPO, M. C.-M: **Tipos de Fundação**. diário de uma quase favelada,. Disponível em: <<http://minhaalmameucorpominhacasa.blogspot.com.br/2011/11/tipos-de-fundacao.html>>. Acesso em: 13 set. 2015.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: COBRAMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v. 1, p. 45-54.

DÉCOURT, L. Análise e Projeto de Fundações Profundas. In: HACHICH, W., FALCONI, F. F., SAES, J. L., FROTA, R. G., CARVALHO, C. S. e NIYAMA, S., **Fundações: Teoria e Prática**. Editora Pini. São Paulo. 1996b, 265-327p.

D-GEO | **Geologia e Ambiental**. Disponível em: <<http://www.d-geo.com.br/caracterizacao-de-solo-para-escavacoes-da-linha-4-amarela-do-Metro.html>>. Acesso em: 17 set. 2015.

ENSAIO DE PENETRAÇÃO **Estática**. Disponível em: <<http://www.conceptconsultants.co.uk/pt/site-investigation/geotechnical/ensaio-de-penetracao-estatica>>. Acesso em: 24 ago. 2015.

FILHO, P.; A, J.; CARVALHO, D. DE. Rural construction foundations submitted to uplift efforts in high porosity soil of the region of Campinas - SP, Brazil. **Engenharia Agrícola**, v. 30, n. 2, abr. 2010, p. 205–211.

FUGRO IN SITU. Disponível em: <<http://www.fugroinsitu.com.br/>>. Acesso em: 04 nov. 2015.

FUNDAÇÕES ESPECIAIS. FUNDESP (2001). **Dados técnicos execução de fundações profundas**. Ground Engineering Operations - GEO - Especificações técnicas; 2007

GONÇALVES, C.; ANDREO, C.; BERNARDES, G. P.; **Ensaio de carregamento dinâmico**. Estacas Benaton, 1996. 269p.

Ground Engineering Operations. **GEO**: Especificações técnicas; 2009

GUSMÃO, A. D. Prática de Fundações no Recife. Em GUSMÃO, A. D., GUSMÃO FILHO, J. A., OLIVEIRA, J. T. R. e MAIA, G. B. (Org.). **Geotecnia no Nordeste**. Recife. 2005, 225-246p.

GUSMÃO, A.D; OLIVEIRA, K.P.S; Curva Carga-Recalque de Estacas Hélice Contínua. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil** , Recife, v. 7, nov. 2013. p .1-15.

Hachich, W. C. et al. - **FUNDAÇÕES – Teoria e Prática** – ABMS/ABEF, 2.ed . PINI; 1989.

HVS FUNDAÇÃO E SONDAGEM | **Serviços especializados de fundações e sondagens**. Disponível em: <<http://www.hvsfundacoes.com.br/>>. Acesso em: 23 ago. 2015.

LIBERAÇÃO DE BASE DE TUBULÕES - LAN - **LUIZ A. NARESI JR**. Disponível em: <<https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/liberacao-de-base-de-tubuloes>>. Acesso em: 14 ago. 2015.

MONTEIRO, P.F.F. A estaca ômegafranki – capacidade de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAISS, 4, 2000, São Paulo. **Anais...** SEFE IV. São Paulo: ABEF/ABMS, 2000, v. 2., p. 356-369.

MILITITSKY, J. **Large bored pile in clay – design and behavior**. 1985. 222p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - University of Surrey, Surrey, 1985.

PHILIPPONNAT, G. Methode pratique de calcul d'un pieu isole a l'aide du penetromete statique. Tradução de N. S. Godoy e N Azevedo Júnior. **Revue Française de Géotechnique**,

Paris, 1986. Título original: Methode pratique de calcul d'un pieu isole a l'aide du penetromete statique.

PORTFÓLIO : **Geofund Fundações Especiais**. Disponível em: <<http://www.geofund.com.br/en/?gallery=portfolio>>. Acesso em: 19 set. 2015.

PROFUNDIDADE TÉCNICA | **Construção Mercado**. Disponível em: <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/146/artigo299192-3.aspx>>. Acesso em: 08 ago. 2015.

ROBERTSON, P.K. **Soil Classification using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, v. 27, p. 151-158, 1990.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

SOLO FIRME - ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES INDAIATUBA | **Hélice Contínua Monitorada Estacas Strauss Estacas Escavadas Tubulão Sondagens**. [Disponível em: <<http://www.solofirme.eng.br/>>. Acesso em: 15 set. 2015.

TRABALHO SONDAAGEM E TERRAPLANAGEM. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAgGLoAK/trabalho-sondagem-terraplanagem-04-04-13?part=3>>. Acesso em: 19 jul. 2015.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of pile**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1953, Zurich. Proceedings... Zurich: ICOSOMEF, 1953. v. 2, p. 84-90.

VELLOSO, Diceu de A.; LOPES, Francisco de R. **Fundações - Fundações Profundas**. Nova ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 342 p. il. Inclui bibliografias.

VOLUME DE CONCRETO EM UMA SAPATA ISOLADA | **E-Civil**. Disponível em: <http://www.ecivilnet.com/calculos/volume_de_concreto_sapata.htm>. Acesso em: 23 maio. 2015.

ZF SOLOS & ENGENHEIROS Associados S/S. Disponível em: <<http://www.zfsolos.com.br/portifolio>>. Acesso em: 27 ago. 2015.