

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA
FACULDADE DE ENGENHARIA
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Adelita Knop da Silva Montinoti

**Estudo de capacidade de carga de estaca raiz em solo arenoso - caso de obra: ponte
sobre o rio Ronuro, no estado do Mato Grosso**

Juiz de Fora

2023

Adelita Knop da Silva Montinoti

Estudo de capacidade de carga de estaca raiz em solo arenoso - caso de obra: ponte sobre o rio Ronuro, no estado do Mato Grosso

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Juliane Cristina Gonçalves

Coorientador(a): Guilherme Soldati Ferreira

Juiz de Fora

2023

Adelita Knop da Silva Montinoti

Estudo de capacidade de carga de estaca raiz em solo arenoso - caso de obra: ponte sobre o rio Ronuro, no estado do Mato Grosso

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à banca examinadora constituída de acordo com a Resolução Nº 01/2018 do Colegiado do Curso de Engenharia Civil, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em:

BANCA EXAMINADORA

Juliane Cristina Gonçalves - Orientadora
Universidade Federal de Juiz de Fora

Guilherme Soldati Ferreira - Coorientador
Universidade Federal de Juiz de Fora

Tatiana Tavares Rodriguez - Examinadora
Universidade Federal de Juiz de Fora

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, que em sua infinita bondade me concedeu a vida, e sempre está comigo.

Agradeço imensamente a Sebastião Barbosa e Anna Maria, meus pais, pela família que criaram, e em especial ao meu querido pai no qual eu dedico esta graduação, por nunca me permitir desistir, sou eternamente grata a ti, aos meus irmãos e familiares.

Agradeço ao amor, meu marido Jeremias, por ter compartilhado todas as alegrias e frustrações que vivi nessa jornada me ajudando dia e noite, juntamente com sua família.

Agradeço aos meus colegas de curso de diversos períodos, no qual compartilhamos nossas dúvidas e certezas, a caminhada foi longa, mas quando nos unimos, tudo se tornou mais breve, claro e suave.

Agradeço aos meus amigos e amigas que sentiram na minha ausência a necessidade que eu tinha de concluir algo, e entenderam que existe tempo para tudo.

Agradeço a todos os docentes e demais funcionários, que foram essenciais e assim permitiram todo meu aprendizado, principalmente, aos mestres pelos quais nos passam o caminho a seguir.

Agradeço especialmente, à minha orientadora, doutora e mestre Juliane Gonçalves, por toda dedicação e compreensão; ao mestre e coorientador Guilherme Soldati por sempre estar pronto a compartilhar seus conhecimentos; e ao mestre Fabiano Leal, que enquanto coordenador do curso me mostrou que era possível chegar até aqui! Agradeço em especial a doutora e mestre Tatiana Tavares, que me acolheu num momento crucial para minha formação, juntamente com seu monitor João Pedro no auxílio da execução do Perfil Geotécnico.

Agradeço ao senhor José Ribamar Santana, por disponibilizar sua empresa D.L.S. Fundações Especiais LTDA, para que eu pudesse elaborar este TCC, e seu Engenheiro Francisco de Oliveira Júnior, que me forneceu o projeto das estacas e os boletins de sondagem.

*Que todos os povos o louvem!
O seu amor por nós é forte, e a
sua fidelidade dura para sempre.*

Salmos 117

RESUMO

As pontes e viadutos de concreto armado exigem fundações especiais, sejam elas superficiais ou profundas. Amplamente utilizadas, as fundações profundas exigem escavações através de estacas e ou tubulões. Cada projeto tem sua avaliação distinta, tendo como base qual parte da estrutura irá transferir solicitações e o quanto o solo pode resistir. Camadas de solo de diversos tipos e características intrínsecas, incluindo a existência ou não de nível d'água, nível este que varia de acordo com a localidade, o clima e a estação do ano, devem ser analisadas e estudadas, através da prospecção geológica, que irá definir qual a profundidade adequada deve penetrar a fundação a fim de suportar todas as solicitações advindas da estrutura. No presente Trabalho de Conclusão de Curso, estuda-se a capacidade de carga geotécnica de estacas raízes em solo arenoso a partir dos dados de solo do projeto em execução de uma ponte de concreto armado e protendido, com cerca de 140 metros de extensão e 8,8 metros de largura. Essa ponte se localiza na cidade de Paranatinga, no estado do Mato Grosso, e irá transpor um trecho do Rio Ronuro, na rodovia MT-130. Possuirá em sua conclusão cerca de 96 unidades de estaca raiz. No estudo, são empregados os métodos de Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e Cabral. Constata-se que o método de Décourt & Quaresma apresenta valores menores de carga admissível geotécnica, sendo mais conservador e a favor da segurança quando comparado aos métodos de Aoki & Velloso e de Cabral, para a situação de estaca raiz em solo arenoso.

Palavras-chave: capacidade de carga geotécnica, estaca raiz, solo arenoso.

ABSTRACT

Reinforced concrete bridges and viaducts require special foundations, whether superficial or deep. Widely used, deep foundations require excavations through piles and/or pipes. Each project has its own distinct assessment, based on which part of the structure will transfer stress and how much the soil can withstand. Soil layers of different types and intrinsic characteristics, including the existence or not of a water level, a level that varies according to the location, climate and season of the year, must be analyzed and studied, through geological prospecting, which will define what the appropriate depth must penetrate the foundation in order to support all the requests arising from the structure. In this Course Completion Work, the geotechnical load capacity of root piles in sandy soil is studied from the soil data of the project in execution of a bridge of reinforced and prestressed concrete, with about 140 meters of extension and 8.8 meters wide. This bridge is located in the city of Paranatinga, in the state of Mato Grosso, and will cross a section of the Ronuro River, on the MT-130 highway. It will have about 96 units of root cuttings when completed. In the study, the methods of Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma and Cabral are employed. It appears that the Décourt & Quaresma method presents lower geotechnical admissible load values, being more conservative and in favor of safety when compared to the Aoki & Velloso and Cabral methods, for the root pile situation in sandy soil.

Keywords: geotechnical bearing capacity, root pile, sandy soil.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1	- O reticulado de Estacas Raiz, <i>Pali Radice</i>	16
Figura 2	- Equipamento flutuante utilizado para perfuração e inserção de concreto.....	18
Figura 3	- Processo de execução Estaca Raiz.....	20
Figura 4	- Parcelas de resistências que constituem a capacidade de carga geotécnica.....	22
Figura 5	- Imagem aérea da ponte antiga e obra de execução das estacas raiz.....	34
Figura 6	- Detalhe do projeto, para arrasamento da estaca.....	34
Figura 7	- Concretagem do bloco de coroamento.....	35
Figura 8	- Detalhe de preparação das estacas para o bloco de coroamento.....	36
Figura 9	- Perfil Geotécnico (Cota do terreno (m) x Estaca).....	37
Figura 10	- Detalhe carta Geológica região em estudo no Estado do Mato Grosso Z21.....	38
Gráfico 1	- Capacidade de carga geotécnica.....	47
Gráfico 2	- Relação profundidade e resistência lateral por metro e de ponta para estaca de 20 metros.....	49
Gráfico 3	- Relação entre profundidade e resistência lateral por metro, para estaca de 20 metros.....	50
Gráfico 4	- Profundidade x Resistência, para estaca de 20 metros, Método de Aoki & Velloso (1975).....	51
Gráfico 5	- Profundidade x Resistência, para estaca de 20 metros, Método de Décourt e Quaresma (1978, 1982, 1996).....	52
Gráfico 6	- Profundidade x Resistência, para estaca de 20 metros, Método de Cabral (1986).....	53

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de correção F_1 e F_2	25
Tabela 2 - Coeficiente K e razão de atrito α	26
Tabela 3 - Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados.....	27
Tabela 4 - Coeficiente C	28
Tabela 5 - Fator α e β para Estaca Raiz.....	28
Tabela 6 - Fator β_0	30
Tabela 7 - Fatores β_1 e β_2	30
Tabela 8 - Estados de compacidade e de consistência.....	39
Tabela 9 - Comparativo dos valores de capacidade de carga geotécnica.....	48

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
<i>CPT</i>	<i>Cone Penetration test</i>
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
N	Índice de resistência à penetração
NBR	Norma Brasileira
P_{adm}	Carga admissível da estaca
Q_{adm}	Carga admissível geotécnica
R	Capacidade de carga geotécnica
R_L	Resistência lateral
R_P	Resistência de ponta
<i>SPT</i>	<i>Standard Penetration Test</i>

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	12
1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	12
1.2	OBJETIVO.....	13
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	13
2	ESTACA RAIZ.....	15
2.1	BREVE HISTÓRICO.....	15
2.2	CARACTERÍSTICAS.....	16
2.3	APLICAÇÕES.....	17
2.4	PROCEDIMENTO EXECUTIVO.....	18
3	CAPACIDADE DE CARGA.....	21
3.1	INTRODUÇÃO.....	21
3.2	CONCEITO DE CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA.....	22
3.3	MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975).....	23
3.4	MÉTODO DE DÈCOURT & QUARESMA (1982, 1986, 1996).....	27
3.5	MÉTODO DE CABRAL (1986).....	29
4	AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA – CASO DE OBRA.....	32
4.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	33
4.2	CARACTERÍSTICAS DA OBRA.....	33
4.3	CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA.....	40
4.4	COMPARATIVOS.....	47
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	54
5.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	54
5.2	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	55
	REFERÊNCIAS.....	57
	ANEXO I - BOLETIM DE SONDAAGEM SP01.....	59
	ANEXO II - BOLETIM DE SONDAAGEM SP02.....	60

1 INTRODUÇÃO

As pontes são consideradas obras de arte especiais, por se tratarem de estruturas que transpõem obstáculos, neste caso, como cursos d'água, rios, vales etc. Quando existe a necessidade da execução de uma ponte em determinado local, alguns estudos específicos são realizados para o seu projeto de fundações. Dentre tais estudos, um dos mais importantes é o traçado do perfil geotécnico do terreno, a partir do qual é possível desenvolver um projeto de fundações adequado para a total execução da obra.

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

De acordo com as solicitações de cargas previstas para o trajeto, os cálculos estruturais são realizados visando maior segurança e economia de materiais, incluindo mão-de-obra, como consta em DNIT 121/2009 - Fundações: Parte da ponte ou viaduto destinada a transmitir ao solo os esforços provenientes do peso próprio e das cargas atuantes. As fundações podem ser executadas em concreto, aço, madeira ou mistas e classificadas conforme a profundidade de assentamento em fundações superficiais ou profundas.

Segundo a NBR 6122 da ABNT (2022), fundação rasa ou superficial é o elemento de fundação onde sua base está em profundidade menor que duas vezes sua menor dimensão. Já a fundação profunda é considerado o elemento de fundação que transmite a carga para o terreno, ou pela base, tendo sua resistência de ponta somada à resistência de fuste, ou pela superfície lateral, ou por uma combinação dessas duas resistências, estando apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão.

Nas fundações profundas, segundo Cintra & Aoki (2010), o estudo dos dados da estrutura e do terreno são necessários para a escolha do tipo de estaca a ser utilizada. A sondagem SPT (*Standard Penetration Test*) é fundamental nessa etapa, pois fornece o N (índice de resistência), valor este que é usado diretamente na escolha da estaca e contribui para os fatores de parada de cravabilidade, dentre outros.

Características do solo como granulometria, plasticidade, cor e origem (solo residual, transporte ou aterro) podem ser identificadas por meio de análise tátil e visual, e devidamente classificadas de acordo com a profundidade, através da coleta de material pelo amostrador, do

ensaio de sondagem. Além disso, neste tipo de ensaio a localização do nível d'água é também determinada. (ABNT, 2022)

Uma vez traçadas as características do solo e o arranjo de suas camadas com as sondagens do ensaio SPT, ensaios realizados em diferentes profundidades, é elaborado um perfil geológico geotécnico do terreno, responsável por fornecer as informações necessárias para a descrição detalhada do perfil, para uso em projeto.

1.2 OBJETIVO

O presente Trabalho de Conclusão de Curso tem como objetivo desenvolver um estudo comparativo de avaliação da capacidade de carga geotécnica para estaca raiz em solo arenoso, de um caso real de obra, estudadas de um projeto em execução de uma ponte de concreto armado e protendido, no Estado do Mato Grosso; onde foram executadas 96 estacas raiz, em um trajeto de 140 metros de comprimento da ponte.

Para tanto, são empregadas as propostas de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) e Cabral (1986), autores estes, que se destacam por serem consagrados por seus estudos teóricos e práticos, para o cálculo da capacidade de carga. Além disso, o método de Cabral (1986), foi escolhido porque se trata de uma proposta específica para estaca raiz, a qual é usada no presente caso de obra.

Com isso, uma revisão da literatura foi feita, assim como um estudo de normas pertinentes, e a coleta de dados da obra, para realização dos cálculos e comparações finais.

Estão dentre nossos objetivos, para que possamos analisar e comparar os métodos juntamente com seus valores e meios de cálculos seguidos e resultados encontrados.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O estudo de caso foi dividido em 4 capítulos, para uma melhor abrangência dos assuntos envolvidos, além deste introdutório.

O Capítulo 2 traz uma breve revisão bibliográfica sobre estaca raiz.

O Capítulo 3 apresenta as propostas de estimativa de capacidade de carga geotécnica de Aoki & Velloso, Décourt & Quaresma e Cabral.

No Capítulo 4, são mostrados o caso de obra e a avaliação da capacidade de carga geotécnica.

No Capítulo 5, fazem-se as considerações finais pertinentes à proposta.

E por fim, são apresentadas as Referências e alguns Anexos do projeto, incluindo os boletins de sondagem.

2 ESTACA RAIZ

As estacas raiz são estacas profundas escavadas, moldadas *in loco*, por perfuração rotativa ou roto-percussiva, preenchidas por ferragem, argamassa de cimento e areia. São executadas com auxílio de revestimento metálico, recuperável nos trechos em solo (ABNT, 2022).

2.1 BREVE HISTÓRICO

O desenvolvimento e uso da estaca raiz aconteceram a partir da década de 50, quando o professor Fernando Lizzi requereu na Itália as primeiras patentes sob a denominação de *Pali radice*. Essa técnica construtiva, originalmente desenvolvida para reforço de fundações e melhoramento do solo, foi apresentada internacionalmente em 1970, por ocasião do X Congresso de Geotecnia realizado em Bari, na Itália (LIZZI, 1982 *apud* ALONSO, 2016). A partir de então, já expiradas as patentes, várias empresas iniciaram a comercialização de estacas semelhantes.

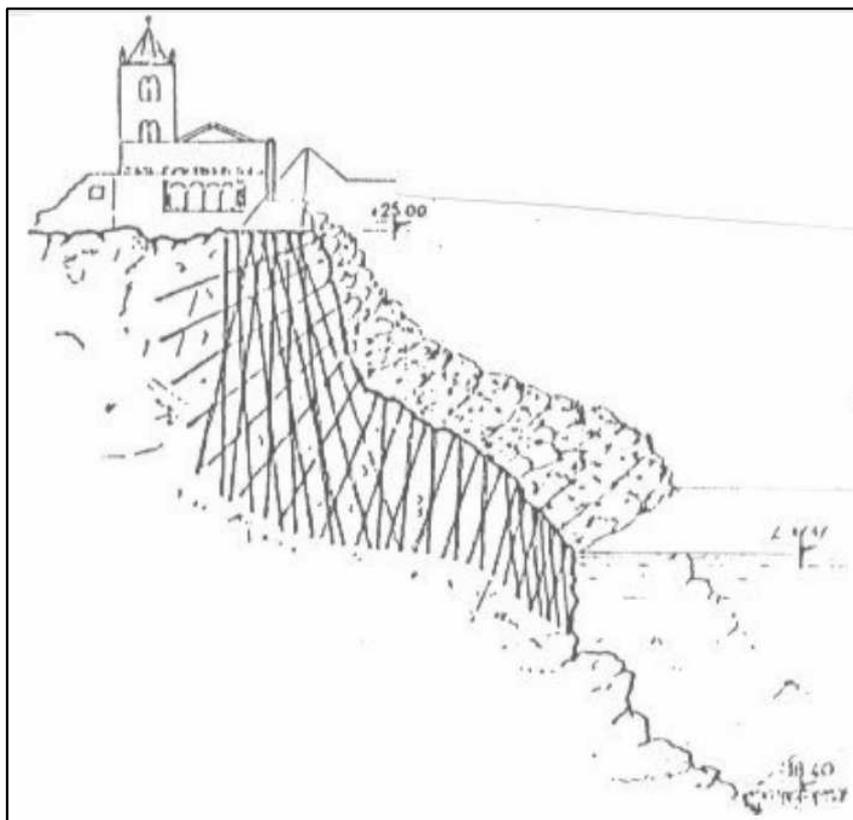
Inicialmente, foram denominadas, em geral, de estacas de pequeno diâmetro (comercialização de diâmetros de até 20 cm) e com o tempo houve uma tendência de se usar diâmetros cada vez maiores (ABNT, 2022).

O conceito inicial do professor Lizzi de criar com estas estacas um reticulado (e, por essa razão, a denominação *pali radice - estacas raiz*) com estacas inclinadas em várias direções, como ilustra a Figura 1, de modo a transformar o solo em um “solo armado” ao qual as cargas seriam transmitidas através de blocos dimensionados como fundação direta, foi sendo modificado, passando essas estacas a serem encaradas como estacas normais apenas previstas com comprimento maiores nas quais se conta fundamentalmente somente com o atrito lateral, isto é, do ponto de vista da transferência de carga para o solo, podem ser usadas praticamente com a mesma carga de trabalho à tração e à compressão (ALONSO, 2016).

Ainda segundo Alonso (2016), seu uso que era basicamente como reforço de fundação, passou a ser como estaca normal, utilizável em qualquer condição. As cargas adotadas foram sendo aumentadas.

Vale ressaltar que devido a cargas elevadas, em comparação com outros tipos de estacas de mesmo diâmetro, há que se verificar a possibilidade da ocorrência de flambagem (ABNT, 2022).

Figura 1 - O reticulado de Estacas Raiz, *Pali Radice*



Fonte: Lizzi, (1982 *apud* ALONSO, 2016).

2.2 CARACTERÍSTICAS

Caracteriza-se principalmente por ser uma estaca argamassada *in loco* com emprego de revestimento, de acordo com o projeto de fundação, permitindo atingir grandes comprimentos de profundidade em solo ou rocha, possuindo elevada tensão de trabalho do fuste. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022), o revestimento, em solo, é feito por meio de segmentos de tubos metálicos de 1,0 m a 1,5 m, que vão sendo rosqueados à medida que a perfuração é executada. A estaca raiz é armada em todo o seu comprimento e a perfuração é preenchida por uma argamassa de cimento e areia, sendo seu revestimento recuperado.

A execução pode ser feita com equipamentos de pequeno e médio porte, possibilitando ser feita em locais de difícil acesso e onde outros tipos de execução de estacas não são permitidos ou acessíveis. O seu processo executivo não causa vibração, permitindo executá-la na maioria das obras e locais com edificações próximas. A mesma pode atravessar perfurações com matacões, blocos de concreto ou até mesmo ser embutida em rocha, atingindo dessa forma a profundidade desejada (VELLOSO; LOPES, 2011).

A seguir, são listadas algumas vantagens e desvantagem do uso da Estaca Raiz (PEREIRA, 2018):

Vantagens:

- Ausência de vibração e descompressão do terreno;
- Pode ser executada em terrenos com espaço limitado;
- Pode ser executada em terrenos com matacões, rochas e concreto;
- Pode ser executada com inclinações do furo de 0° a 90°;
- Alta capacidade de carga;
- Redução de recalques;
- Pode ser utilizadas em compressão ou tração.

Desvantagens:

- Grande consumo de água;
- Grande consumo de argamassa;
- Eleva o custo da obra;
- Pode causar impacto ambiental;
- Elevado consumo de ferragens.

2.3 APLICAÇÕES

De acordo com as vantagens e desvantagens citadas (PEREIRA, 2018), o uso da Estaca Raiz é recomendado em terrenos e obras onde há a necessidade de reforço de fundações, em locais onde as fundações de obras vizinhas são sensíveis a vibrações, ou onde a poluição sonora

causa grande impacto e não deve ser realizada, e principalmente em terrenos que possuem matacões, rochas ou concreto (VELLOSO; LOPES, 2011).

2.4 PROCEDIMENTO EXECUTIVO

Seu processo executivo é bem simples e metódico, sendo possível ser realizado em etapas bem distintas e sequenciais, quando da realização do furo. Vale ressaltar que a perfuração do solo é realizada na vertical ou com uma inclinação definida, através do uso de perfuratrizes (hidráulicas, mecânicas ou pneumáticas).

A Figura 2 ilustra o uso de equipamento flutuante, na obra em estudo, onde são executadas estacas raízes, porém no leito do rio.

Figura 2 - Equipamento flutuante utilizado para perfuração e inserção de concreto



Fonte: Arquivo pessoal (2022).

Com a rotação ou roto-percussão utilizando água, são introduzidos no solo elementos tubulares de aço rosqueáveis entre si, que podem ser vistos na Imagem 1 da Figura 3. Em sua extremidade, possui uma coroa especial com alto poder de corte, a circulação do fluido carrega os resíduos da perfuração, pelo lado externo do revestimento, causando um diâmetro maior do que o diâmetro do tubo de perfuração, que vai sendo interligado a outros tubos à medida que penetra no solo, até que se atinja a cota de projeto, conforme ilustra a Imagem 1 da Figura 3.

Em seguida a armadura metálica pode ser inserida no interior do tubo de perfuração de acordo com o projeto estrutural, conforme ilustra a Imagem 2 da Figura 3.

No que tange à moldagem do fuste, um tubo é levado até o fundo do furo, por onde será injetada a argamassa (cimento e areia), como ilustra a Imagem 3 da Figura 3.

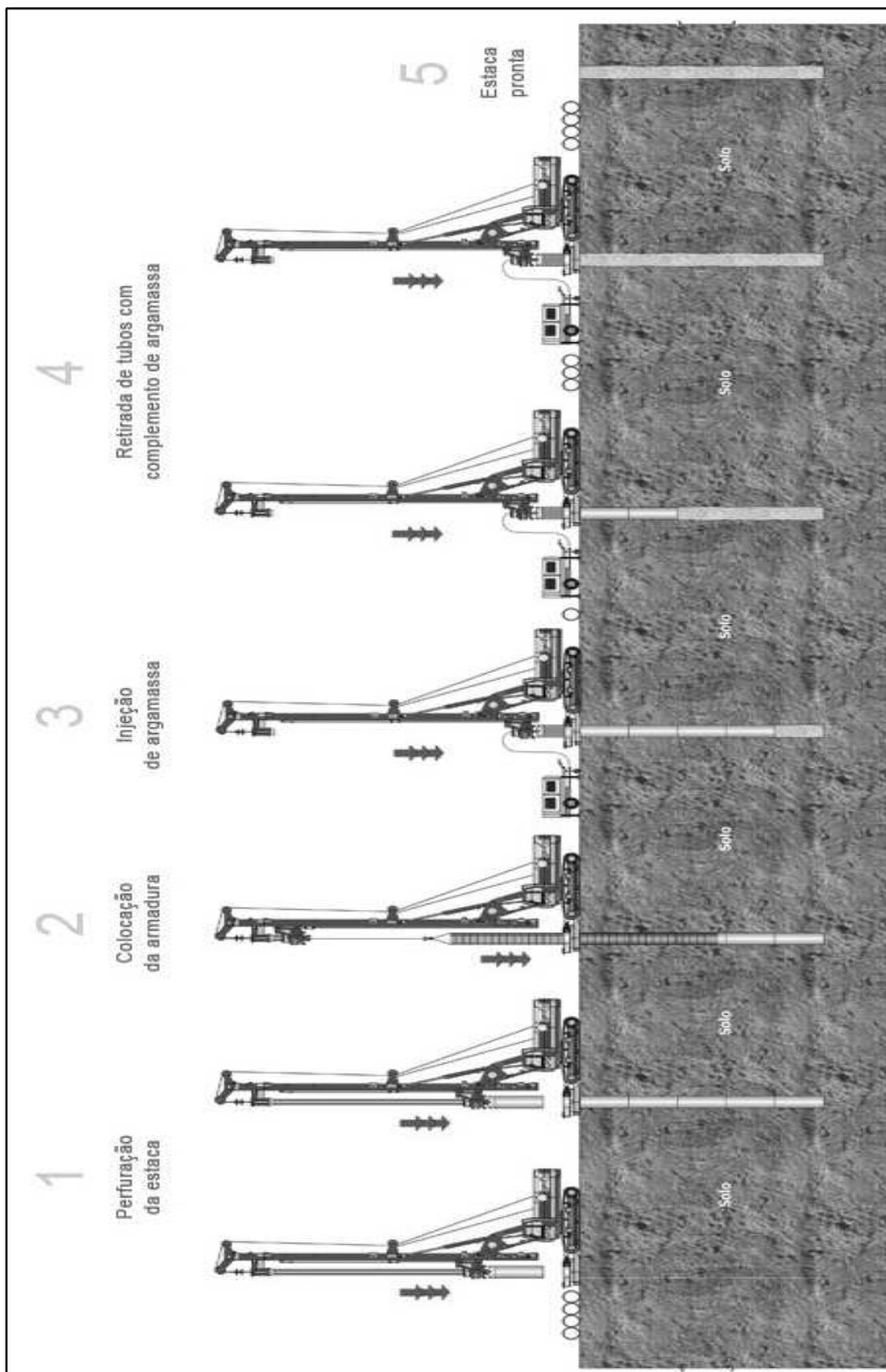
Tal processo ocorre de baixo para cima, fazendo com que a água que ainda esteja presente no furo se desloque para fora. Como o furo ainda está revestido com o tubo de perfuração, até a sua extremidade superior, é feito um tamponamento do mesmo e uma pressão de ar comprimido ou através de uma bomba de injeção, que aplica uma determinada pressão. Essa pressão faz com que a argamassa penetre no solo aumentando o atrito lateral.

Após esse processo é feita a retirada dos tubos de perfuração com o uso de macacos hidráulicos.

Em seguida, completa-se o furo com argamassa a cada trecho de tubo que for sendo sacado e retirado, com isso uma nova pressão deve ser aplicada, até que tenham sido retirados todos os tubos de perfuração, como ilustra a Imagem 4 da Figura 3.

Ao final do processo, a estaca está pronta, conforme ilustra a Imagem 5 da Figura 3 (ABNT, 2022).

Figura 3 - Processo de execução Estaca Raiz



Fonte: GEOFIX (2022).

3 CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA

Cintra e Aoki (2010) definem a capacidade de carga geotécnica de uma fundação por estaca, de maneira prática, admitindo que a estaca tenha um certo comprimento, que estando dentro de um determinado solo, é aplicada uma força vertical de compressão em seu topo, que será aumentada gradativamente, obtendo resistências do atrito lateral entre o solo e fuste, e tensões de resistência normais à ponta (ou base da estaca).

3.1 INTRODUÇÃO

Segundo Velloso e Lopes (2011), uma fundação quando dimensionada de forma correta, tanto estruturalmente quanto geotecnicamente, deve apresentar segurança no estado limite último (ELU) e no estado limite de serviço (ELS) de maneira aceitável. Assim, deve-se proceder com uma verificação de segurança para possíveis perdas de capacidade de carga e, também, para deslocamentos no desenvolvimento de um projeto de fundação.

Fisicamente, a mobilização da ponta acontece desde o início do carregamento, junto ao atrito lateral. A existência desses dois conjuntos de variáveis gera um sistema (estaca + maciço que a envolve). Quando se finaliza o estaqueamento, cada elemento de fundação tem sua capacidade de resistir cargas verticais, até um limite de ruptura o que, segundo Cintra e Aoki (2010), é denominado capacidade de carga (R).

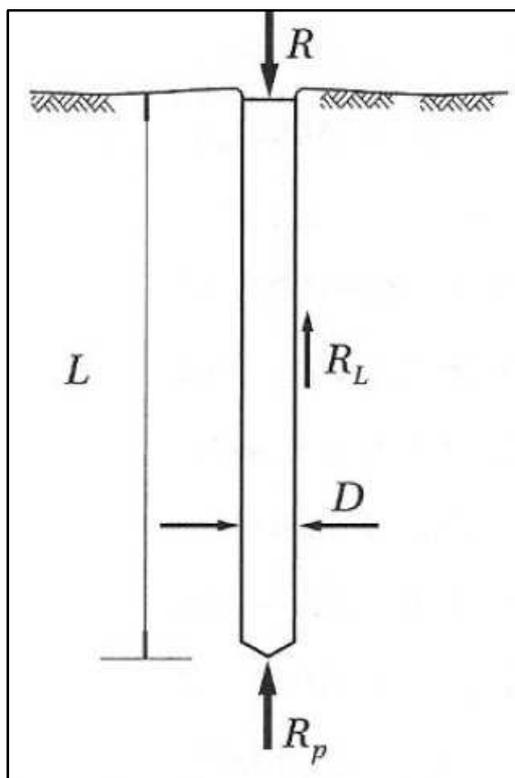
Existem métodos de cálculo para prever valores de (R), quando em projeto, e estes podem ser comparados com valores experimentais de ensaios estáticos ou dinâmicos. Porém, esses métodos teóricos são limitados, principalmente por considerarem os solos como puramente coesivos ou granulares (CINTRA; AOKI, 2010).

Segundo Cintra e Aoki (2010), por existirem na natureza solos coesivos e granulares, esses métodos teóricos de capacidade de carga são pouco utilizados na elaboração de projetos. São normalmente substituídos pelos métodos semiempíricos, que possuem correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e também são ajustados, através do uso de provas de carga, aumentando sua confiabilidade e aproximando os valores de projeto ao executado.

3.2 CONCEITO DE CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA

A capacidade de carga (R) de um elemento de fundação é composta pelo somatório de duas parcelas, em unidade de força: a resistência lateral (R_L) entre a área da superfície lateral da estaca com o solo, e a resistência de ponta (R_p) do solo subjacente à área da ponta da estaca, conforme esquematizado na Figura 4.

Figura 4 - Parcelas de resistências que constituem a capacidade de carga geotécnica



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Através do equilíbrio de forças é proposto na Equação 1, a base de cálculo para a capacidade de carga geotécnica, de uma estaca, com determinado diâmetro (D), vindo a atingir uma certa profundidade (L) (VELLOSO; LOPES, 2011).

$$R = R_L + R_p \quad (1)$$

No presente Trabalho de Conclusão de Curso, são apresentados os métodos semiempíricos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) e Cabral (1986), os quais são desenvolvidos com base no ensaio SPT (*Standard Penetration Test*).

3.3 MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)

Aoki e Velloso (1975 *apud* CINTRA; AOKI, 2010) apresentaram um método de estimativa da capacidade de carga geotécnica a partir de um estudo comparativo entre resultados de provas de carga em estacas e de SPT. É possível usar o método tanto com dados do SPT como do ensaio CPT (*Cone Penetration Test*).

Com base na Expressão 1 e analisando outros elementos condicionados à estaca, os autores definiram fatores geotécnicos para estimar os cálculos através dos experimentos.

Assim, a resistência lateral é definida pela Equação 2.

$$R_L = U \Sigma(r_L \Delta_L) \quad (2)$$

Onde:

U = perímetro do fuste da estaca

r_L = tensão resistente por atrito lateral

Δ_L = segmentos da estaca

A resistência de ponta é definida pela Equação 3.

$$R_P = r_P A_P \quad (3)$$

Onde:

r_P = tensão de resistência de ponta

A_P = área de seção transversal da ponta ou base da estaca

Reescrevendo a Equação 1 de capacidade de carga de um elemento de fundação, tem-se a Equação 4.

$$R = U \Sigma(r_L \Delta_L) + r_P A_P \quad (4)$$

No método de Aoki e Velloso (1975 *apud* CINTRA; AOKI, 2010), (r_p) e (r_L) são incógnitas geotécnicas, inicialmente obtidas em ensaios CPT, por meio da resistência de ponta de cone

(q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s). As incógnitas (r_p) e (r_L) estão descritas nas Equações 5 e 6.

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (5)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (6)$$

Onde: (F_1) e (F_2), se apresentam na Tabela 1 e são fatores de correção que levam em conta a diferença de comportamento entre estaca e o cone do CPT e, também, a influência do método executivo de cada tipo de estaca.

No Brasil, o ensaio CPT não é tão utilizado quanto o ensaio SPT (CINTRA; AOKI, 2010). Então, um coeficiente (q_c) pode ser utilizado para substituir através de uma correlação com o índice de resistência à penetração (N), como mostra a Equação 7.

$$q_c = KN \quad (7)$$

Onde K é o coeficiente que depende do tipo do solo

Fazendo essa substituição, pode-se equacionar o atrito lateral (f_s) em função de (N), utilizando a razão de atrito (α), que é um valor tabelado, resultando na Equação 8.

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (8)$$

Substituindo a Equação 7 na Equação 8 e isolando (f_s), tem-se a Equação 9.

$$f_s = \alpha KN \quad (9)$$

Onde α está em função do tipo de solo.

O método de Aoki e Velloso (1975), é baseado principalmente no tipo de solo, conhecido através da sondagem SPT, podendo reescrever as expressões da resistência de ponta e lateral utilizando os fatores de correlação do SPT com CPT, (F_1) e (F_2) citados anteriormente, de acordo com a cota, resultando nas Equações 10 e 11.

$$r_p = \frac{KN_p}{F_1} \quad (10)$$

$$r_L = \frac{\alpha KN_L}{F_2} \quad (11)$$

Onde (N_p) e (N_L) são, respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração média no segmento do solo (Δ_L) .

A capacidade de carga (R) de um elemento isolado de fundação pode ser estimada pela expressão semiempírica, como segue na Equação 12.

$$R = \frac{KN_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha KN_L \Delta_L) \quad (12)$$

A Tabela 1 traz os valores de (F_1) e (F_2) de acordo com o tipo de estaca, e a Tabela 2 representa os valores de (K) e (α) a serem utilizados, de acordo com o tipo de solo.

Tabela 1 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975 *apud* CINTRA; AOKI, 2010).

Tabela 2 – Coeficiente K e razão de atrito α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenosiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975 *apud* CINTRA; AOKI, 2010).

Para estacas escavadas, a prática de projetos acabou incorporando os valores de F_1 igual a 3,0 e F_2 igual a 6,0, propostos por Aoki e Alonso (1991 *apud* CINTRA; AOKI 2010). Finalmente, para estacas dos tipos raiz, hélice contínua e ômega, Velloso e Lopes (2002 *apud* CINTRA e AOKI 2010), recomendam F_1 igual a 2 e F_2 igual a $2F_1$. Tais modificações constam na Tabela 3.

Tabela 3 - Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	2 F1
Escavada	3	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2	2 F1

Fonte: Aoki e Velloso (1975 *apud* CINTRA; AOKI, 2010).

Para garantir que a sollicitação em cada estaca não seja superior a carga admissível (R_{adm} ou P_a), os autores Aoki & Velloso (1975 *apud* CINTRA; AOKI, 2010), recomendam um fator global de segurança normatizado de 2, na Equação 13.

$$P_a = \frac{R}{2} = \frac{R_L + R_p}{2} \quad (13)$$

3.4 MÉTODO DE DÉCOURT & QUARESMA (1978, 1982 e 1996)

O método de Décourt & Quaresma (1978), assim como o de Aoki & Velloso (1975), considera uma parcela de resistência lateral e outra parcela de resistência de ponta. A princípio, a resistência lateral era tabelada, em função do número N médio ao longo do fuste. Assim como o tipo de solo determina o coeficiente (C) a ser usado, como mostra a Tabela 4. Entretanto, com o passar dos anos e vários estudos e experimentos, Décourt e Quaresma (1982) transformaram os valores tabelados, reformulando a equação da previsão de capacidade de carga Equação 14. Além desta modificação, Décourt e Quaresma (1996) acrescentaram à expressão dois fatores (α) e (β), em função do tipo de estaca, Tabela 5 (CINTRA; AOKI, 2010).

$$Q_{ult} = \alpha CN_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad (14)$$

Onde:

α , β = fatores que variam com tipo do solo e estaca

C = coeficiente característico do solo

N_p = valor médio do N obtido por meio dos valores correspondentes ao nível da ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior

N_L = valor médio de N ao longo do fuste, desconsiderando aqueles utilizados para a estimativa de (N_p), ($3 \leq N_L \leq 50$).

Tabela 4 - Coeficiente C

Tipo de solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos*	200
Siltes arenosos *	250
Areia	400
*alteração de rocha (solos residuais)	

Fonte: Décourt e Quaresma (1978 *apud* CINTRA; AOKI, 2010).

Tabela 5 - Fator α e β para Estaca Raiz

Tipo de solo	α	β
Argilas	0,85*	1,5*
Solos intermediários	0,6*	1,5*
Areias	0,5*	1,5*
*valores orientativos devido ao número reduzido de dados disponíveis.		

Fonte: Décourt e Quaresma (1978 *apud* CINTRA; AOKI, 2010).

Décourt e Quaresma (1978 *apud* CINTRA; AOKI, 2010), utilizam fatores de segurança diferenciados, para as parcelas de resistência de ponta e de atrito, Equação 15.

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (15)$$

3.5 MÉTODO DE CABRAL (1986)

Cabral (1986 *apud* VELLOSO; LOPES, 2011) propôs que a capacidade de carga das estacas tipo raiz, com diâmetros finais (B) de até 45 cm e pressão de injeção de $p \leq 4$ kgf/cm², pode ser calculada a partir da Equação 16 e utilizando-se as Tabelas 6 e 7.

$$Q_{ult} = (\beta_0 \beta_2 N_b A_p) + U \sum (\beta_0 \beta_{1N}) \Delta L \quad (16)$$

Onde:

β_1, β_2 = fatores que variam com tipo do solo (em kgf/cm²)

β_0 = fator dependente do diâmetro B da estaca (em cm) e a pressão de injeção (em kgf/cm²)

N_b = índice de resistência à penetração N no nível da ponta

A_p = Área da ponta ou base

ΔL = profundidade de uma camada de solo caracterizada por um determinado N

E o fator (β_0) pode ser obtido pela Equação 17.

$$\beta_0 = 1 + 0,11p - 0,01B \quad (17)$$

Onde:

p = Pressão de injeção

B = Diâmetro final

Tabela 6 - Fator β_0

B (cm)	p (kgf/cm ²)			
	0	1	2	3
10	0,90	1,01	1,12	1,23
12	0,88	0,99	1,10	1,21
15	0,85	0,96	1,07	1,18
16	0,84	0,95	1,06	1,17
20	0,80	0,91	1,02	1,13
25	0,75	0,86	0,97	1,08
31	0,69	0,80	0,91	1,02
42	0,58	0,69	0,80	0,91

Fonte: Cabral (1986); (apud VELLOSO; LOPES, 2011).

Tabela 7 - Fatores β_1 e β_2

Solo	β_1 (%)	β_2 (Kgf/cm ²)
Areia	7	3
Areia siltosa	8	2,8
Areia argilosa	8	2,3
Silte	5	1,8
Silte arenoso	6	2
Silte argiloso	3,5	1
Argila	5	1
Argila arenosa	5	1,5
Argila siltosa	4	1

Nota: $\beta_1 N$ e $\beta_2 Nb$ em Kgf/cm²; $\beta_0 \beta_1 N \leq 2 \text{ kgf/cm}^2$; $\beta_0 \beta_2 N \leq 50 \text{ kgf/cm}^2$

Fonte: Cabral (1986); (apud VELLOSO; LOPES, 2011).

A carga admissível é obtida através da carga de ruptura (ENGESOL, 1993), pela Equação 18.

$$Q_{adm} < \{(Ap \cdot \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_p + U \cdot \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N \cdot \Delta l)/2\} \quad (18)$$

Além disso, se a estaca raiz estiver com a ponta embutida no solo, como estudado neste trabalho (ENGESOL, 1993), deve-se respeitar a seguinte Equação 19 e 20.

$$Q_{adm} \leq \{Ap \cdot \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N_p + U \cdot \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N \cdot \Delta l\}/2 \quad \text{ou} \quad (19)$$

$$\{(U \cdot \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N \cdot \Delta l)/0,8\} \quad (20)$$

4 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA – CASO DE OBRA

Para a estimativa da capacidade de carga geotécnica, empregando os métodos semiempíricos desenvolvidos no capítulo anterior, utilizam-se os dados dos boletins de sondagens que constam nos Anexos 1 - Boletim de Sondagem SP01 e Anexo 2 - Boletim de Sondagem SP02.

Analisando os boletins de sondagens a percussão individual, foram encontradas no SP01, as descrições dos materiais coletados até a profundidade de 20,45 metros, a profundidade do N.A. (Nível D'água) de 1,30 metros e o aumento de resistência N aos 5,45 metros onde se constata mudança no material encontrado, que antes era mais solto e fino passa a ser de outra cor e mais compacto, e está diretamente associado à resistência do solo como encontrado nos valores de N, que aumentam gradativamente, indicando também a existência de material residual da própria rocha.

Já no SP02, foi atingida a mesma profundidade de 20,45 metros, o N. A. está em 3,48 metros e a mudança de material, segue a partir dos 8,00 metros, onde pode ser analisado que se trata de um local com maior volume de material depositado, geralmente esse material se localiza nas margens de rios onde não sofre tanta ação das cheias e nem o carreamento natural do rio, sendo também um material mais fino e menos resistente. Tendo a partir desses 8,00 metros um material com descrição de medianamente compacto a compacto com aumento crescente do N.

Com o uso também da norma NBR6122 (ABNT, 2022) verificou-se os valores de N dos dois boletins de sondagem para SP01 e SP02, em anexo, através da Tabela A.1 - Estado de compactidade e consistência, o que foi possível confirmar a descrição do material encontrado, assim como seu estado de compactidade.

Foram desenvolvidas duas planilhas para cada método, visto que o projeto possui estacas com duas profundidades, 17 e 20 metros, essas profundidades foram definidas em projeto, e padronizadas para melhor execução das estacas e com isso, contribui no cálculo do material a ser utilizado (GRATTON, 2021).

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2022) a resistência de ponta terá como limite superior o valor da resistência por atrito lateral, como mostra a Equação 21.

$$R_p < R_L \text{ e } P_{adm} = (R_p + R_L)/2 \quad (21)$$

Onde:

P_{adm} : Carga admissível da estaca.

Se o contato efetivo entre concreto e o solo firme ou rocha, não for seguro na execução, o projeto deve ser revisado e, com isso, os comprimentos das estacas devem ser ajustados, quando se verifica o ELU (Estado Limite Último), à condição de resistência de ponta nula, mostrada pela Equação 22, (ABNT, 2022).

$$R_p = 0 \text{ e } P_{adm} = R_L/2 \quad (22)$$

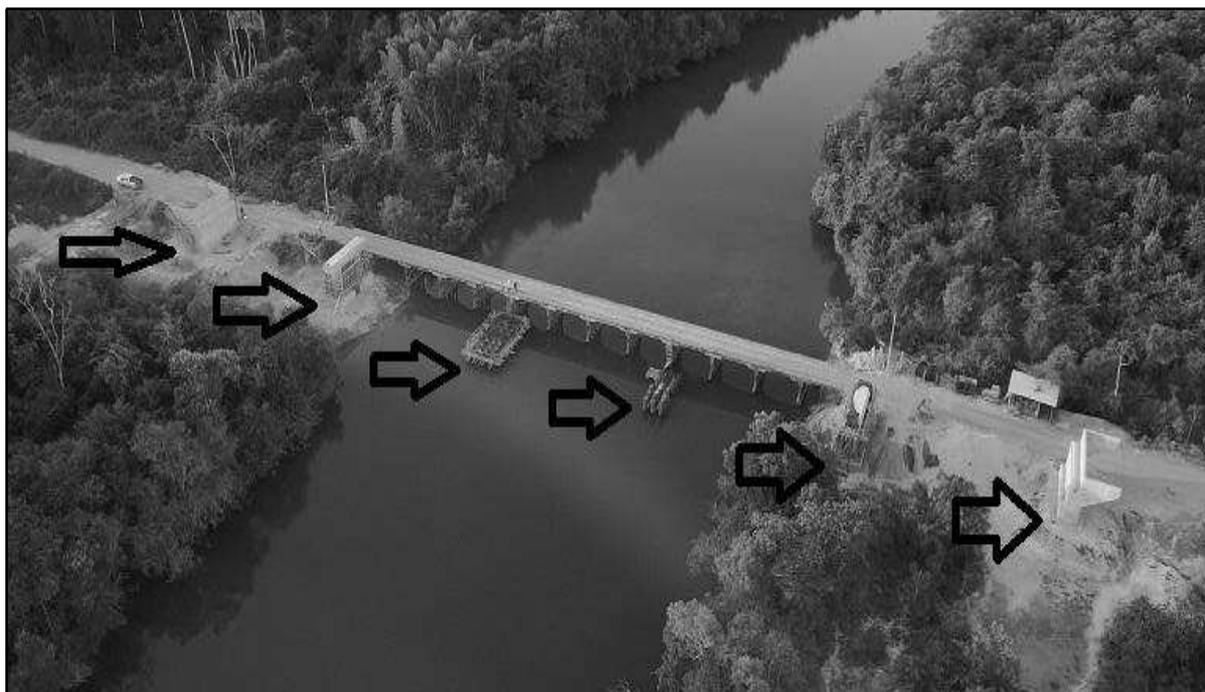
4.2 CARACTERÍSTICAS DA OBRA

Para o estudo de capacidade de carga geotécnica desenvolvido no presente Trabalho de Conclusão de Curso, usam-se os dados de um caso de obra real, qual seja: fundação da ponte de concreto armado e protendido sobre o rio Ronuro, no estado de Mato Grosso.

A ponte possui comprimento total de 140,70 metros e 8,80 metros de largura. É suportada por 96 estacas do tipo raiz, vertical, sem inclinação, com diâmetro de 41 centímetros, subdivididas em 10 blocos ao longo do trecho, como mostra a Figura 5 (destacados em preto, o local onde estão sendo executadas as estacas), da obra em execução, com previsão de finalização no segundo semestre, do ano de 2023 (GRATTON, 2021).

A região onde se localiza no rio Ronuro, tem floresta densa, a ponte irá substituir uma existente, aprimorando o trânsito da região, e o escoamento do principal produto do estado do Mato Grosso, a soja.

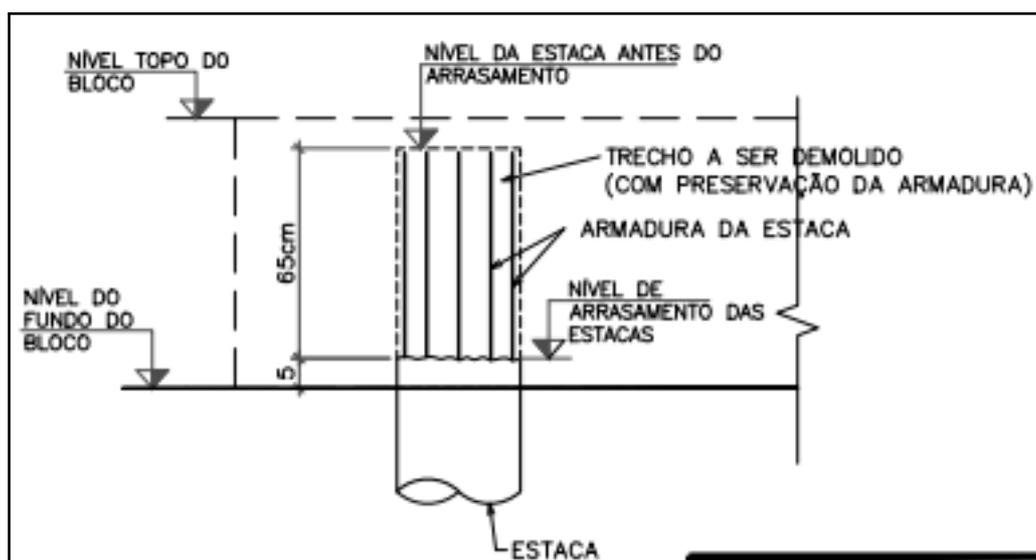
Figura 5 - Imagem aérea da ponte antiga e obra de execução das estacas raiz



Fonte: Arquivo pessoal (2022).

Os 10 blocos, contendo as estacas, também denominados de blocos de coroamento, os quais irão unir as estacas executadas individualmente, para futuramente receber as solicitações, advindas da ponte, são detalhados na Figura 6. O bloco de coroamento, possui um nível (cota de referência) a ser respeitado, dentre outros detalhes.

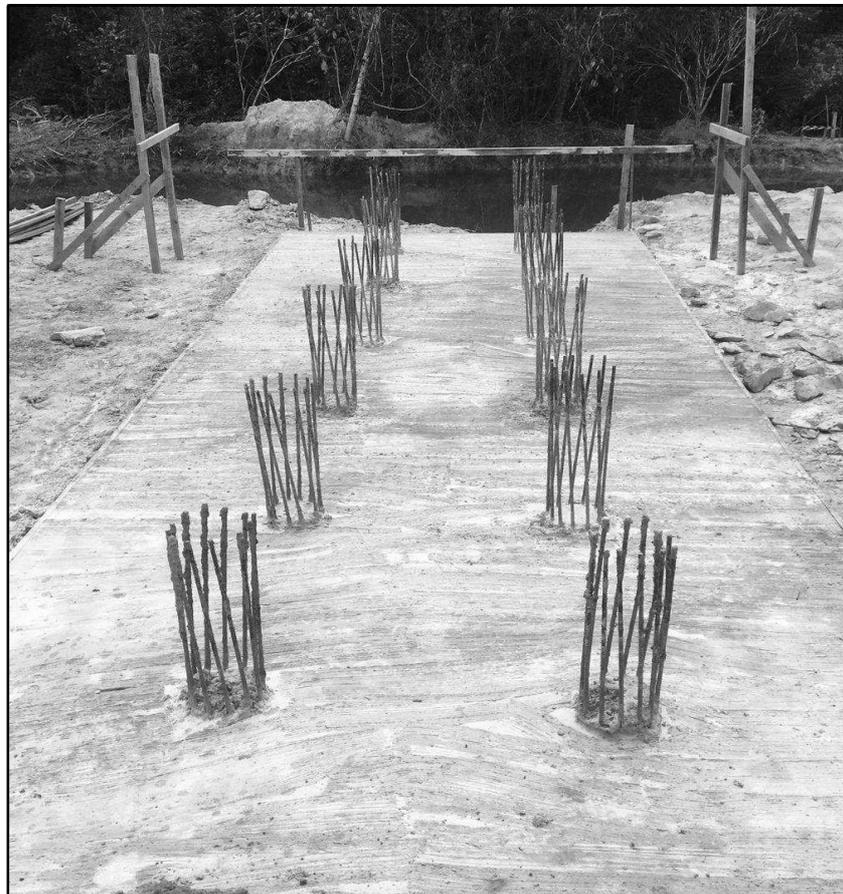
Figura 6 - Detalhe do projeto, para arrasamento da estaca



Fonte: GRATTON, (2021).

A Figura 7 ilustra um bloco de coroamento da obra, já finalizado, com as esperas das estacas raiz, que irão se unir à parte superior, pré-moldada de concreto armado.

Figura 7 - Concretagem do bloco de coroamento



Fonte: Arquivo pessoal (2022).

Das 96 estacas do projeto, dois blocos estão situados nas margens do Rio Ronuro, que contemplam 12 estacas raiz em cada, e entre esses blocos existem outros 8 blocos ao longo do comprimento da ponte, agrupados em pares, com 9 estacas raiz em cada, conforme detalhe da Figura 8 (GRATTON, 2021).

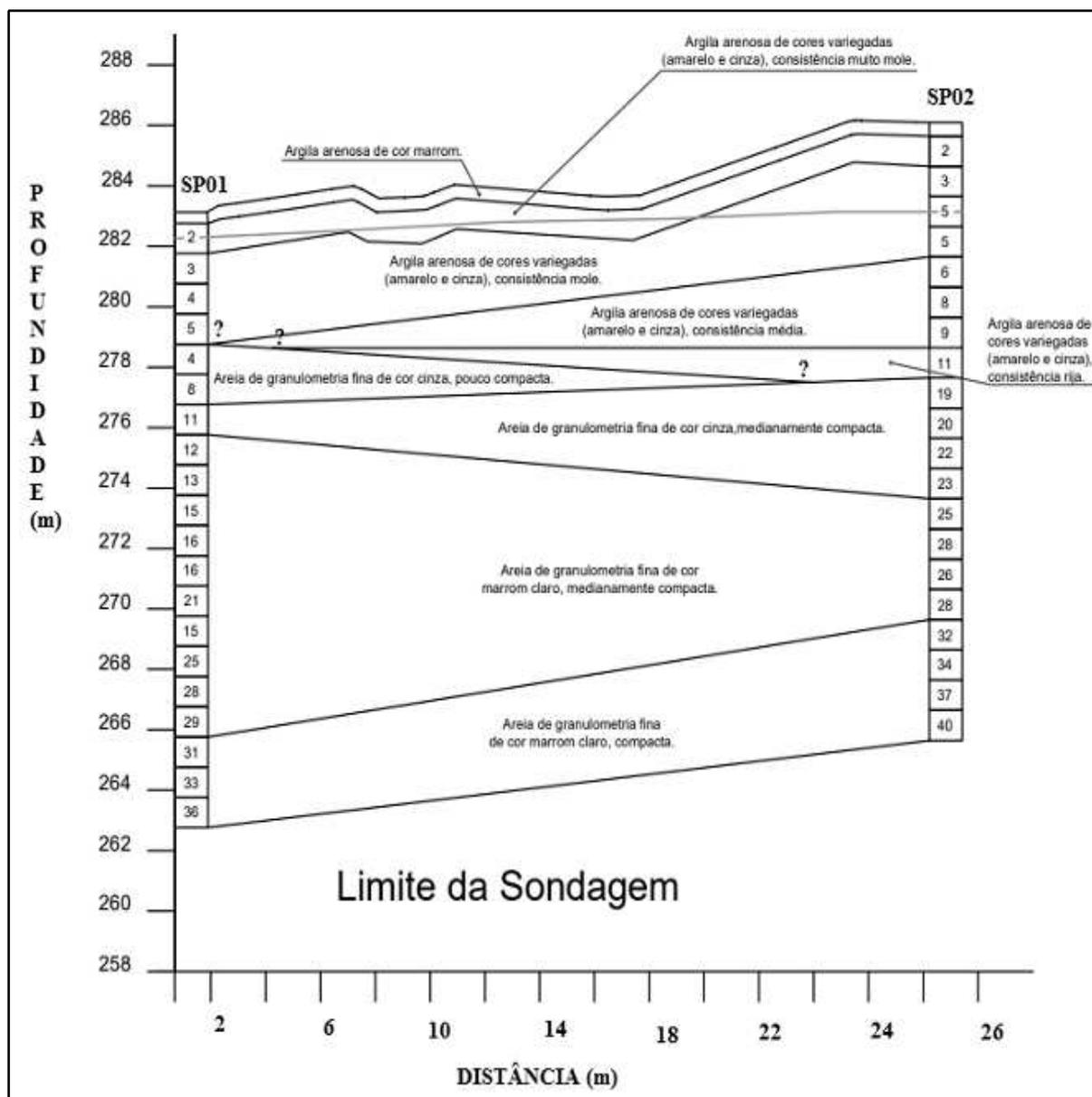
Figura 8 - Detalhe de preparação das estacas para o bloco de coroamento



Fonte: Arquivo pessoal (2022).

A partir dos Anexos 1 - SP01 e 2 - SP02, foi desenvolvido um perfil geotécnico do terreno, o qual está ilustrado na Figura 9. O mesmo foi desenhado de acordo com os dados obtidos, e por estarem sem sua geolocalização, suas coordenadas UTM, e por não se ter acesso ao croqui de locação, e com isso, afirmar a distância entre as sondagens, analisa-se o material de cada uma e faz-se uma proposta e sugestão de locação, visto que o mesmo não influencia nos cálculos.

Figura 9 - Perfil Geotécnico (Cota do terreno (m) x Estaca)



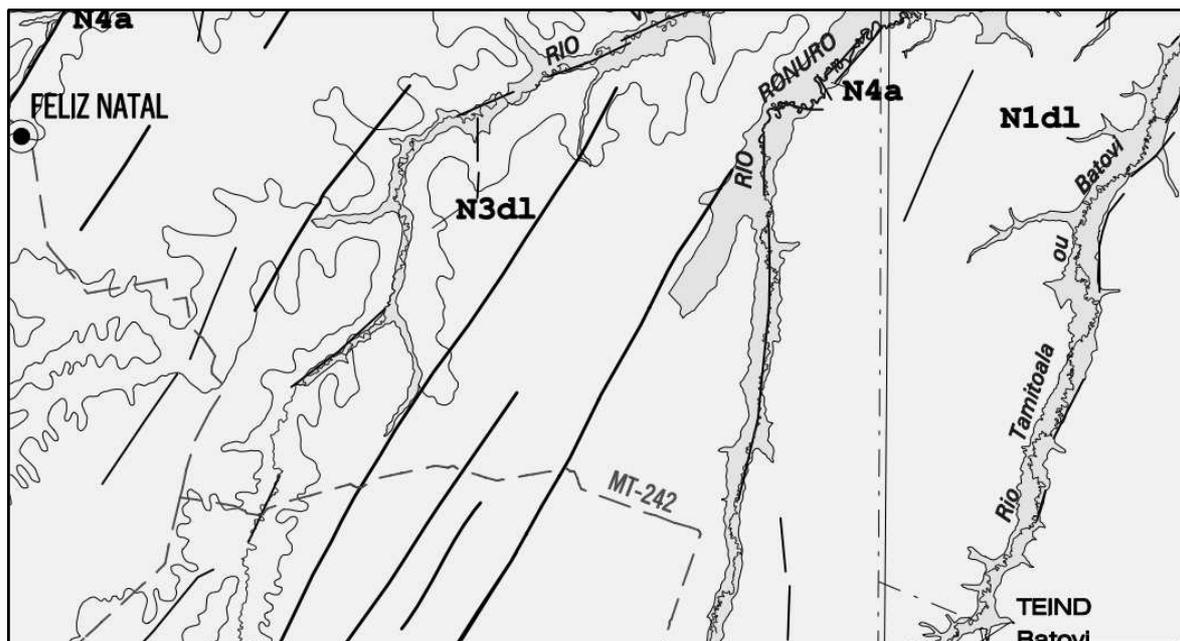
Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

O perfil geotécnico é um complemento importante, para o estudo das características do terreno, podendo ser elaborado com dados de sondagens. Onde se obtém o valor de N, nível d'água etc.

Sendo assim, o perfil foi traçado com base nos perfis individuais das sondagens SP01 e SP02 em anexo, os quais possuíam a cota do terreno e a distribuição dos estratos ao longo da sondagem. Foi sugerida uma ligação entre elas, e assim elaborado o perfil geotécnico para estudo.

O perfil feito, foi comparado com o mapa geológico da região, fornecido pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), como mostra a Figura 10 (adaptada de IBGE/CISCEA, 2008), o qual fornece dados da geologia do local. Foi possível comparar e confirmar os materiais encontrados nas sondagens, sendo uma região de solos sedimentares e ou residuais com geologia cenozóica (Era geológica iniciada há 65,5 milhões de anos).

Figura 10 - Detalhe Carta Geológica região em estudo no estado do Mato Grosso Z21



Fonte: IBGE/CISCEA, (2008).

A província estrutural desta região, indica uma região com cobertura cenozóica como citado anteriormente, melhor detalhada em zonas, da Figura 10, descritas como: N4a : Aluviões Holocênicos, depósitos conglomeráticos, arenoso e pelíticos; N3d1: Cobertura detrito-laterítica paleogênica da base para o topo de - zona argilosa caulínica (IBGE/CISCEA, 2008). O que representa a origem e a formação dos materiais encontrados na região.

Apenas duas sondagens, não são suficientes para a definição do perfil geotécnico, necessitando de mais pontos de sondagens ao longo de todo o trecho, para uma localização dos extratos de solo, mais adequada. Foram encontrados extratos de solo em um perfil de sondagem, que no outro perfil não possuía, não sendo possível prever o local onde se inicia e finaliza essas camadas de solo, e com isso a sua contribuição para a resistência do mesmo, o que foi representado pelo sinal de interrogação na Figura 9. Assim como também, não tem

como prever o que existe no entorno das sondagens, antes e depois delas, por isso a limitação e a execução do perfil somente entre os dois perfis SP01 e SP02.

Os valores de N, foram checados com o uso da Tabela 8, no qual a norma NBR 6484 (ABNT, 2020) que informa em seu Anexo A, na Tabela A.1, os estados de compacidade e consistência do solo, que servem para avaliar e analisar o perfil geotécnico elaborado.

Tabela 8 - Estados de compacidade e de consistência

Solo	Índice de resistência à penetração <i>N</i>	Designação ^a
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)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

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

Fonte: ABNT (2020).

Percebe-se através da Figura 9 do perfil geotécnico, que o valor da resistência aumenta e segue da argila arenosa, ao aumentar a profundidade, onde muda de argila para areia, que possui formação parte de rocha com deposições de material uns acima dos outros, onde os materiais intemperizados e outros materiais aleatórios, do processo de deposição e retirada de material ao longo do tempo.

4.3 CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA

Foram desenvolvidas e calculadas 6 planilhas no *Excel*. Duas para cada método descrito no capítulo anterior, devido às duas profundidades de estaca raiz utilizadas no projeto, de 17 e 20 metros. Destaca-se a importância do uso dos dados e valores encontrados especialmente na sondagem individual do SP01, foram utilizados estes valores, visto que são bem semelhantes aos de SP02 e seriam valores semelhantes, se calculássemos pelos dois valores, o que não acrescentaria informações ao nosso trabalho.

Também cabe uma observação quando da visualização e conclusão do cálculo da estaca raiz, quando da sua representação (desenho) na planilha, a mesma se encontra a 1 metro abaixo da cota indicada, o que demonstra que não é considerando esta profundidade, pois será adicionado o bloco de coroamento. Desse modo a estaca segue a profundidade mantendo seu tamanho de 17 ou 20 metros, para o cálculo das resistências e quando atinge a porção de resistência, a fins de cálculos é considerado o material abaixo da ponta.

As Planilhas 1 e 2 apresentam os dados e valores, para o cálculo da capacidade de carga geotécnica, total e admissível, estimados, a partir da proposta de Aoki & Velloso (1975), para as profundidades de 17 e 20 metros, respectivamente.

Já as Planilhas 3 e 4 apresentam os dados e valores, para o cálculo da capacidade de carga total e admissível a partir das propostas de Décourt & Quaresma (1978, 1982, 1996), para as profundidades de 17 e 20 metros, respectivamente. Este método se difere do anterior, pois quando do cálculo da resistência de ponta se utiliza da média dos valores de N_p , e estes mesmos valores N , não são utilizados no cálculo da porção de resistência lateral.

E, finalmente, as Planilhas 5 e 6 mostram os dados e valores, para o cálculo da capacidade de carga total e admissível, estimados, a partir da metodologia de Cabral (1986).

Nos três métodos desenvolvidos e calculados, com base nos capítulos anteriores, possuem destaque nas tabelas (em negrito), a linha para o cálculo da resistência de ponta, bem como os valores de capacidade de carga total, capacidade de carga admissível, incluindo seus fatores de segurança, assim como o valor a ser utilizado para análise, sendo adotado o menor valor de capacidade de carga geotécnica, em favor da segurança.

Planilha 1- Capacidade de carga admissível método Aoki & Velloso (1975), estaca com 17 metros

CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA, EM ESTACA RAIZ, DIÂMETRO DE 41cm, 17m, MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)													
Cota (m)	N	Solo	K (kgf/cm ²)	α (%)	F1	F2	rp (kgf/cm ²)	rl (kgf/cm ²)	Ap (cm ²)	U (cm)	RL (kgf)	RP (kgf)	R (kgf)
1													
2	2	Argila arenosa	3,5	2,4	2,00	4,00		0,04	1320	129	541		
3	3	Argila arenosa	3,5	2,4	2,00	4,00		0,06	1320	129	811		
4	4	Argila arenosa	3,5	2,4	2,00	4,00		0,08	1320	129	1081		
5	5	Argila arenosa	3,5	2,4	2,00	4,00		0,11	1320	129	1352		
6	4	Argila arenosa	3,5	2,4	2,00	4,00		0,08	1320	129	1081		
7	8	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,28	1320	129	3605		
8	11	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,39	1320	129	4956		
9	12	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,42	1320	129	5407		
10	13	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,46	1320	129	5858		
11	15	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,53	1320	129	6759		
12	16	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,56	1320	129	7209		
13	16	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,56	1320	129	7209		
14	21	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,74	1320	129	9462		
15	15	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,53	1320	129	6759		
16	25	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,88	1320	129	11265		
17	28	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,98	1320	129	12617		
18	29	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		1,02	1320	129	13067		
19	31	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00	155	1,09	1320	129		204536	303576
20	33	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00			1320	129			
21	36	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00			1320	129			

Aos 20,45 m, o furo foi paralisado por limite de sondagem; N.A. 1,30 m.

FS = 2,0	Radm = 151788 kgf
	Radm = 1488 kN

Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

Planilha 2 - Capacidade de carga admissível método Aoki & Velloso (1975), estaca com 20 metros

CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA, EM ESTACA RAZA, DIÂMETRO DE 41cm, 20m, MÉTODO DE AOKI & VELLOSO (1975)													
Cota (m)	N	Solo	F1	F2	rp (kgf/cm ²)	rl (kgf/cm ²)	Ap (cm ²)	U (cm)	RL (kgf)	RP (kgf)	R (kgf)	RP (kgf)	R (kgf)
1													
2	2	Argila arenosa	3,5	2,4	2,00	4,00		0,04		129	541		
3	3	Argila arenosa	3,5	2,4	2,00	4,00		0,06		129	811		
4	4	Argila arenosa	3,5	2,4	2,00	4,00		0,08		129	1081		
5	5	Argila arenosa	3,5	2,4	2,00	4,00		0,11		129	1352		
6	4	Argila arenosa	3,5	2,4	2,00	4,00		0,08		129	1081		
7	8	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,28		129	3605		
8	11	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,39		129	4936		
9	12	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,42		129	5407		
10	13	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,46		129	5838		
11	15	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,53		129	6759		
12	16	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,56		129	7209		
13	16	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,56		129	7209		
14	21	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,74		129	9462		
15	15	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,53		129	6759		
16	25	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,88		129	11265		
17	28	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		0,98		129	12617		
18	29	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		1,02		129	13067		
19	31	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		1,09		129	13968		
20	33	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		1,16		129	14869		
21	36	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00		1,26		129	16221		
22	36	Areia fina	10	1,4	2,00	4,00	180,00		1320	129		237526	381625

Aos 20,45 m, o furo foi paralisado por limite de sondagem; N.A. 1,30 m.

FS = 2,0	Racdm	190812	kgf
	Radm	1871	kN

Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

Planilha 3 - Capacidade de carga admissível, método de Décourt & Quaresma (1978, 1982, 1996), estaca com 17 metros

CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA, EM ESTACA RAIZ, DIÂMETRO DE 41 cm, 17 m DÉCOURT & QUARESMA (1978, 1982 e 1996)											
Cota (m)	N	Solo	α	β	C (KPa)	Ap (cm ²)	U (cm)	rl (kgf)	RI (kgf)	Rp (kgf)	Qult (kgf)
1											
2	3	Argila arenosa	0,85	1,50	120		129	20	3862		
3	3	Argila arenosa	0,85	1,50	120		129	20	3862		
4	4	Argila arenosa	0,85	1,50	120		129	23	4506		
5	5	Argila arenosa	0,85	1,50	120		129	27	5150		
6	4	Argila arenosa	0,85	1,50	120		129	23	4506		
7	8	Areia fina	0,50	1,50	400		129	37	7081		
8	11	Areia fina	0,50	1,50	400		129	47	9012		
9	12	Areia fina	0,50	1,50	400		129	50	9656		
10	13	Areia fina	0,50	1,50	400		129	53	10299		
11	15	Areia fina	0,50	1,50	400		129	60	11587		
12	16	Areia fina	0,50	1,50	400		129	63	12230		
13	16	Areia fina	0,50	1,50	400		129	63	12230		
14	21	Areia fina	0,50	1,50	400		129	80	15449		
15	15	Areia fina	0,50	1,50	400		129	60	11587		
16	25	Areia fina	0,50	1,50	400		129	93	18024		
17	28	Areia fina	0,50	1,50	400		129	103	19955		
18	29	Areia fina	0,50	1,50	400		129				
19	31	Areia fina	0,50	1,50	400	1320	129	*	Somatório: 158994	834	159828
20	33	Areia fina	0,50	1,50	400		129				
21	36	Areia fina	0,50	1,50	400		129				

Aos 20,45 m, o furo foi paralisado por limite de sondagem, N.A. 1,30				
FS = 2	Qadm 1 = 79914	783	kN	
Fatores parciais		Qadm 2 = 122312	1201	kN

* O método desconsidera os valores de N utilizados na estimativa de Np.

Planilha 4 - Capacidade de carga admissível, método de Décourt & Quaresma (1978, 1982, 1996), estaca com 20 metros

CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA, EM ESTACA RAIZ, DIÂMETRO DE 41 cm, 20 m DÉCOURT & QUARESMA (1978, 1982 e 1996)											
Cota (m)	N	Solo	α	β	C (KPa)	Ap (cm ²)	U (cm)	rl (kgf)	Rl (kgf)	Rp (kgf)	Qult (kgf)
1											
2	3	Argila arenosa	0,85	1,50	120		129	11	2124		
3	3	Argila arenosa	0,85	1,50	120		129	11	2124		
4	4	Argila arenosa	0,85	1,50	120		129	14	2768		
5	5	Argila arenosa	0,85	1,50	120		129	18	3412		
6	4	Argila arenosa	0,85	1,50	120		129	14	2768		
7	8	Areia fina	0,50	1,50	400		129	28	5343		
8	11	Areia fina	0,50	1,50	400		129	38	7274		
9	12	Areia fina	0,50	1,50	400		129	41	7918		
10	13	Areia fina	0,50	1,50	400		129	44	8561		
11	15	Areia fina	0,50	1,50	400		129	51	9849		
12	16	Areia fina	0,50	1,50	400		129	54	10492		
13	16	Areia fina	0,50	1,50	400		129	54	10492		
14	21	Areia fina	0,50	1,50	400		129	71	13711		
15	15	Areia fina	0,50	1,50	400		129	51	9849		
16	25	Areia fina	0,50	1,50	400		129	84	16286		
17	28	Areia fina	0,50	1,50	400		129	94	18217		
18	29	Areia fina	0,50	1,50	400		129	98	18860		
19	31	Areia fina	0,50	1,50	400		129	104	20148		
20	33	Areia fina	0,50	1,50	400		129		Somatório:		
21	36	Areia fina	0,50	1,50	400		129	*	170194		
22	36	Areia fina	0,50	1,50	400	1320	129			969	171163

Aos 20,45 m, o furo foi paralisado por limite de sondagem; N.A. 1,30

FS = 2	Qadm 1 = 85582	839 kN
Fatores parciais		
	Qadm 2 = 131161	1286 kN

* O método desconsidera os valores de Nl utilizados na estimativa de Np.

Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

Planilha 5 - Capacidade de carga admissível, método de Cabral (1986), estaca com 17 metros

CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA, ESTACA RAIZ, DIÂMETRO DE 41 cm, 17 m, MÉTODO DE CABRAL (1986)												
Cota (m)	N	Solo	B (cm)	p (kgf/cm ²)	β_0 (kg/cm)	β_1 (%)	β_2 (kg/cm ²)	Ap (cm ²)	U (cm)	RL (kgf)	Rp (kgf)	Qult (kgf)
1												
2	2	Argila arenosa	41	0,80	0,678	5,00	1,50		129	873		
3	3	Argila arenosa	41	0,80	0,678	5,00	1,50		129	1309		
4	4	Argila arenosa	41	0,80	0,678	5,00	1,50		129	1746		
5	5	Argila arenosa	41	0,80	0,678	5,00	1,50		129	2182		
6	4	Argila arenosa	41	0,80	0,678	5,00	1,50		129	1746		
7	8	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	4888		
8	11	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	6721		
9	12	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	7332		
10	13	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	7943		
11	15	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	9165		
12	16	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	9776		
13	16	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	9776		
14	21	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	12831		
15	15	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	9165		
16	25	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	15275		
17	28	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	17108		
18	29	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	17719		
19	31	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00	1320	129	Somatório: 135555	83205	218760
20	33	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129			
21	36	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129			

Aos 20,45 m, o furo foi paralisado por limite de sondagem; N.A. 1,30 m.

FS = 2,0	Qadm 1 =	109380	1072	kN
FS = 0,8	Qadm 2 =	169443	1661	kN

Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

Planilha 6 - Capacidade de carga admissível, método de Cabral (1986), estaca com 20 metros

CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA, ESTACA RAIZ, DIÂMETRO DE 41 cm, 20 m, MÉTODO DE CABRAL (1986)												
Cota (m)	N	Solo	B (cm)	p (kgf/cm ²)	β_0 (kg/cm)	β_1 (%)	β_2 (kg/cm ²)	Ap (cm ²)	U (cm)	RL (kgf)	Rp (kgf)	Qult (kgf)
1												
2	2	Argila arenosa	41	0,80	0,678	5,00	1,50		129	873		
3	3	Argila arenosa	41	0,80	0,678	5,00	1,50		129	1309		
4	4	Argila arenosa	41	0,80	0,678	5,00	1,50		129	1746		
5	5	Argila arenosa	41	0,80	0,678	5,00	1,50		129	2182		
6	4	Argila arenosa	41	0,80	0,678	5,00	1,50		129	1746		
7	8	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	4888		
8	11	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	6721		
9	12	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	7332		
10	13	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	7943		
11	15	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	9165		
12	16	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	9776		
13	16	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	9776		
14	21	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	12831		
15	15	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	9165		
16	25	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	15275		
17	28	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	17108		
18	29	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	17719		
19	31	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	18941		
20	33	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	20163		
21	36	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00		129	21996		
22	36	Areia fina	41	0,80	0,678	7,00	3,00	1320	129	Somatório:	96626	293280
										196655		

Aos 20,45 m, o furo foi paralisado por limite de sondagem; N.A. 1,30 m.				
FS = 2,0	Qadm 1 =	146640	1438	kN
FS = 0,8	Qadm 2 =	245818	2410	kN

Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

4.4 COMPARATIVOS

A partir dos resultados obtidos com o cálculo nas planilhas, foram elaborados gráficos para a análise e comparação dos resultados. Assim como a Tabela 9, mostra um resumo desses valores encontrados.

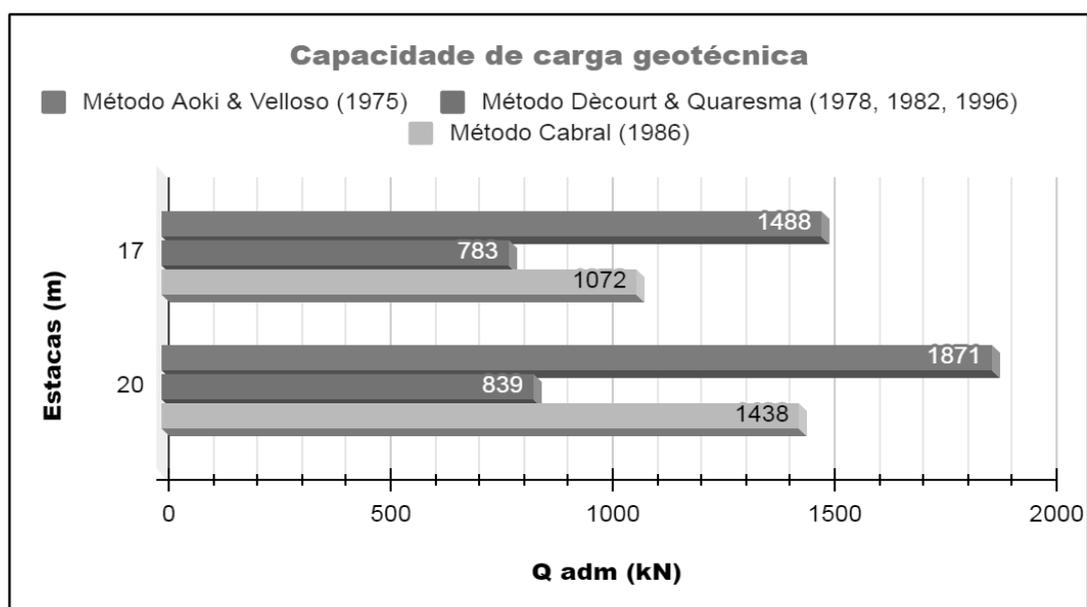
Tabela 9 - Comparativo dos valores de capacidade de carga geotécnica

MÉTODO	ESTACA (kN)	
	17 metros	20 metros
AOKI & VELLOSO (1975)	1488	1871
DÈCOURT & QUARESMA (1978, 1982, 1996)	783	839
CABRAL (1986)	1072	1438

Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

O Gráfico 1 ilustra os valores de capacidade de carga admissível para os três métodos estudados.

Gráfico 1 - Capacidade de carga geotécnica admissível



Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

A partir das Planilhas apresentadas (1 a 6) e do Gráfico 1 produzido, pode-se perceber que o método de Dècourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996), apresentou menores valores de capacidade de carga admissível geotécnica, (783 kN para a estaca de 17 metros de profundidade e 839 kN para a de 20 metros), sendo por isso, considerado, o método mais conservador e a favor da segurança.

O método de Aoki & Velloso (1975), apresentou para a estaca de 17 metros de profundidade (1488 kN) e para estaca de 20 metros (1871 kN), os maiores valores de capacidade de carga geotécnica encontrados, quando comparado aos outros métodos. Apresentando um aumento de cerca de 19% da estaca de 17 para a de 20 metros.

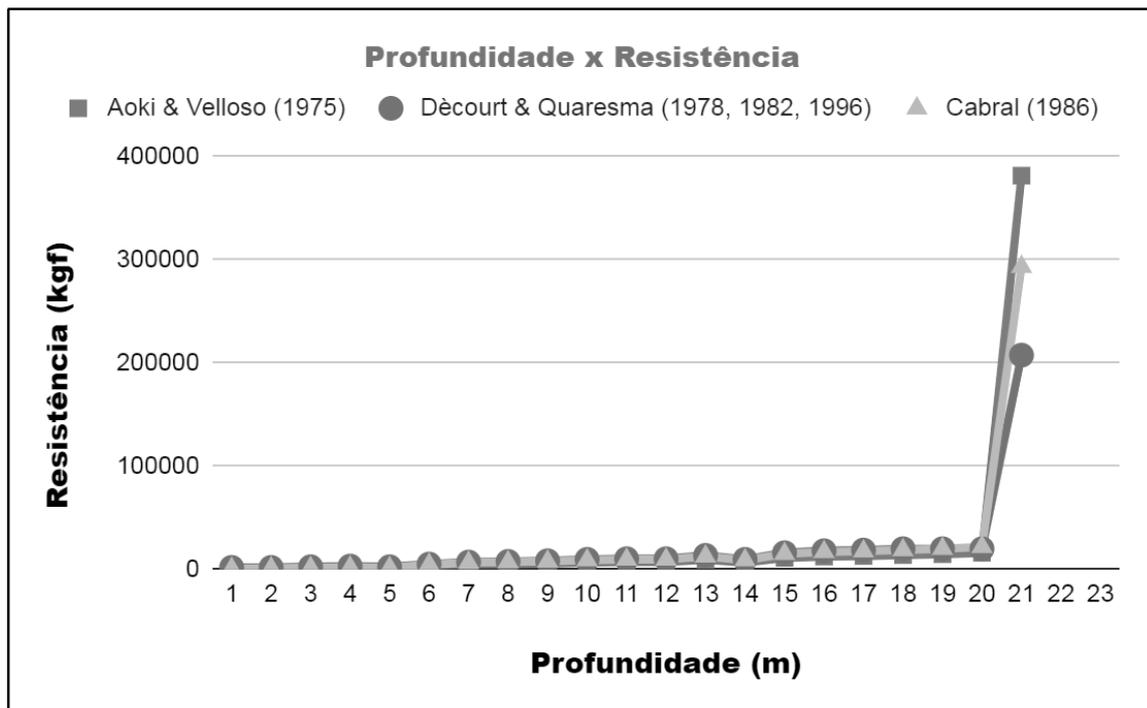
Já pelo método de Cabral (1986), encontramos valores da ordem de (1072 kN para estaca de 17 metros de profundidade e 1438 kN, para estaca de 20), valores estes que se comparados entre si, apresentaram aumento de 25% no valor da capacidade de carga geotécnica.

Comparando os valores entre si, o método de Aoki & Velloso (1975) teve um valor de capacidade de carga geotécnica 48% maior do que o método de Dècourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) e 28% maior se comparado ao método de Cabral (1986) para estaca de 17 metros de profundidade. Nas estacas de 20 metros de profundidade esse valor aumentou cerca de 55% e 23% em relação aos mesmos métodos analisados anteriormente.

O Gráfico 2 mostra um comparativo, unindo os 3 métodos, agora somente, para a estaca de 20 metros de profundidade. Onde são apresentados, todos os resultados de resistência lateral, por metro, ao longo do fuste, e a resistência de ponta.

É possível notar no Gráfico 2, que o mesmo apresenta resultados semelhantes de resistência lateral por metro, à medida que vai se aprofundando o furo, ao longo do seu fuste, apesar das diferenças de cálculos em cada método utilizado, assim como, os diferentes resultados nos valores de resistência de ponta.

Gráfico 2 - Relação profundidade e resistência lateral por metro e de ponta para estaca de 20 metros



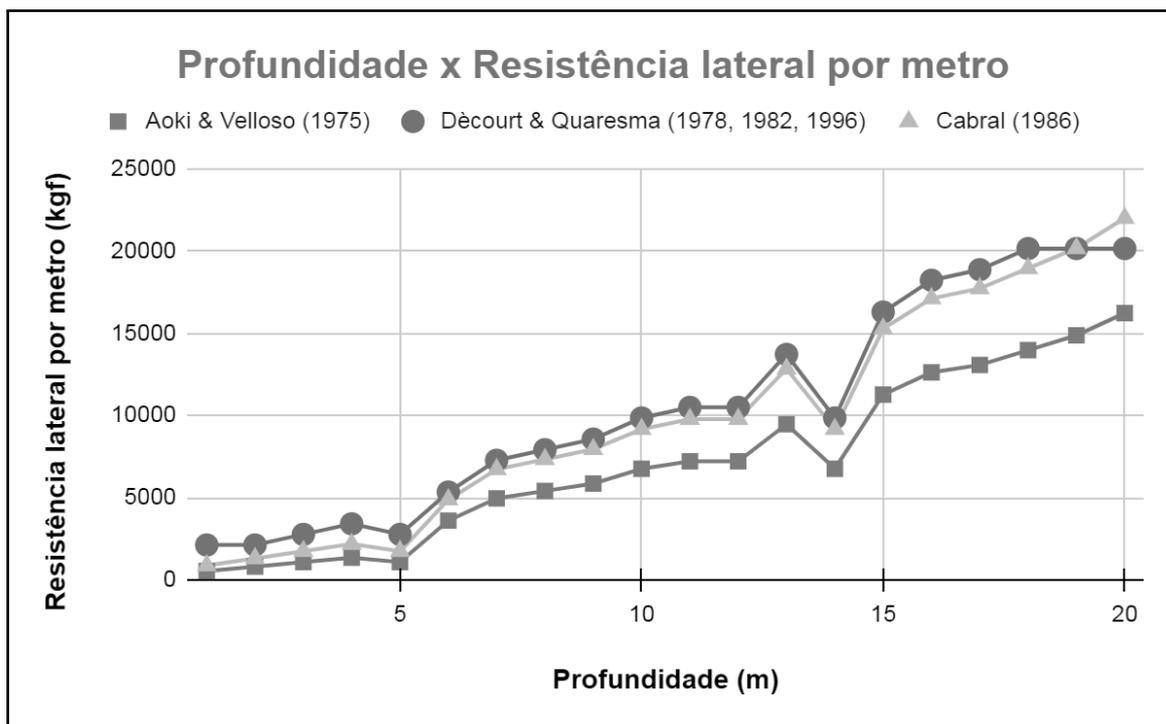
Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

O Gráfico 3 mostra, em detalhe, somente a resistência lateral, entre os três métodos, Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996) e o de Cabral (1986), para a estaca de 20 metros de profundidade.

Pode-se constatar a semelhança dos valores de resistência lateral por metro, nos cálculos efetuados pelos três métodos distintos, através do desenho que se desenvolvem os gráficos, conforme aumentam os valores da profundidade.

O método de Décourt & Quaresma (1978, 1982 e 1996), apresenta maiores valores de resistência lateral, por metro, seguido pelo método de Cabral (1986) e posteriormente à esses dois métodos, o método de Aoki & Velloso (1975), apresenta menores valores no comparativo, por ser um método que prioriza em sua expressão de cálculo a porção da resistência, na ponta da estaca, .

Gráfico 3 - Relação entre profundidade e resistência lateral por metro, para estaca de 20 metros



Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

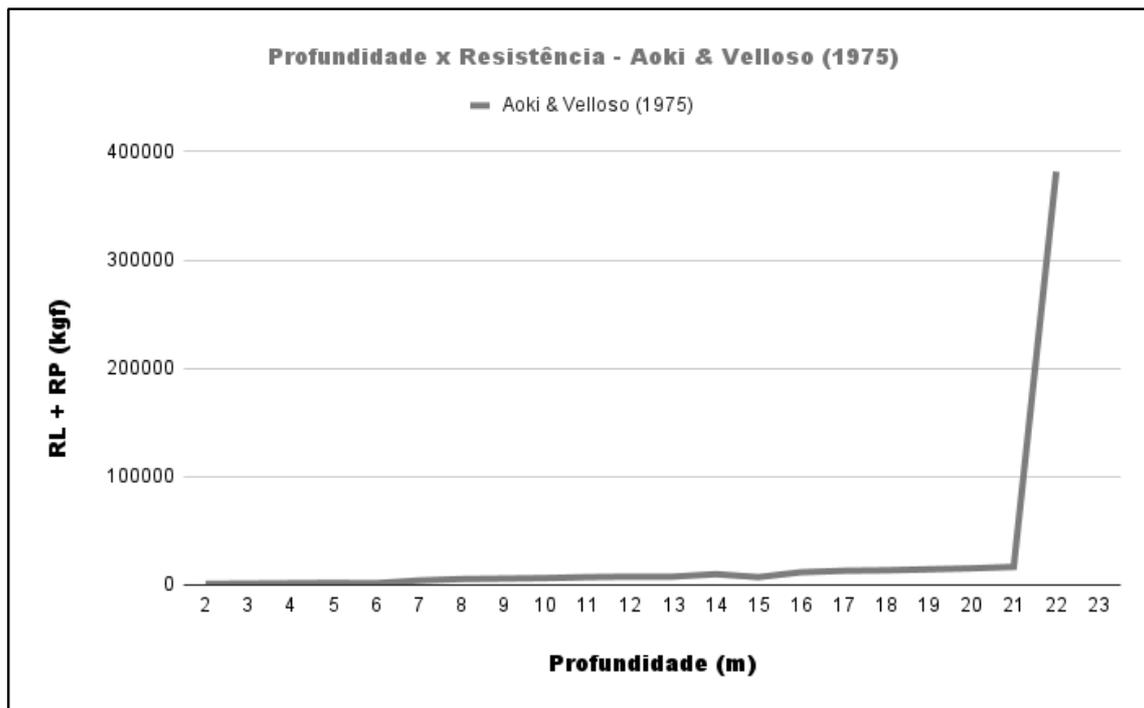
Apesar de ser constatado, através do Gráfico 1, maiores valores de capacidade de carga geotécnica para o método de Aoki & Velloso (1975), nota-se, através do Gráfico 2, que os valores de resistência lateral são menores que nos outros métodos.

Percebe-se também a retificação da porção final no gráfico produzido pelo método de Décourt & Quaresma (1978, 1982, 1996), visto que o mesmo, não considera as resistências laterais, na porção em que se utiliza o valor de N para o cálculo da resistência de ponta, mantendo assim o valor encontrado quando da estaca em 17 metros de profundidade.

Os Gráficos 4, 5 e 6, mostram, os valores de capacidade de carga ao longo do comprimento da estaca de 20 metros, para os métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978, 1982, 1996) e o de Cabral (1986), respectivamente.

Foram individualizados, do Gráfico 2, que reproduziu os três métodos juntos, para melhor avaliação e estudo dos resultados de cada método, desta forma é possível analisar os trechos do furo e os valores obtidos de acordo com a profundidade.

Gráfico 4 - Profundidade x Resistência, para estaca de 20 m, Método de Aoki & Velloso (1975)

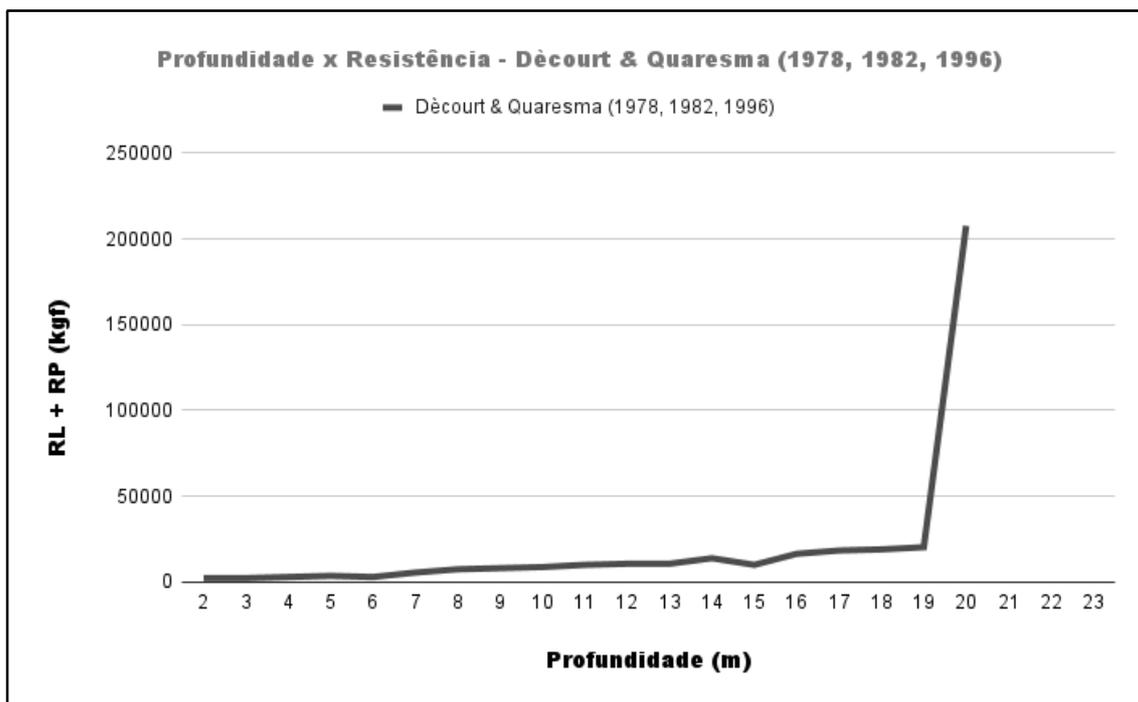


Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

A partir do Gráfico 4, no qual é apresentada a resistência lateral por metro, com a resistência de ponta, através do método de Aoki & Velloso (1975), percebem-se valores baixos de atrito lateral ao longo do fuste da estaca e um considerável valor de resistência de ponta, isto é, o método de Aoki & Velloso (1975) é um método que privilegia a contribuição de ponta, para o cálculo da capacidade de carga geotécnica.

Além disso comparando o gráfico com o perfil geotécnico, elaborado neste trabalho, encontramos o aumento da resistência lateral, a partir dos 5 metros de profundidade quando o material encontrado e analisado na sondagem, passa de argila arenosa, para areia de granulometria fina, ou seja, muda o material e segue aumentando os valores do índice de resistência.

Gráfico 5 - Profundidade x Resistência, para estaca de 20 metros, Método de Décourt & Quaresma (1978, 1982, 1996)

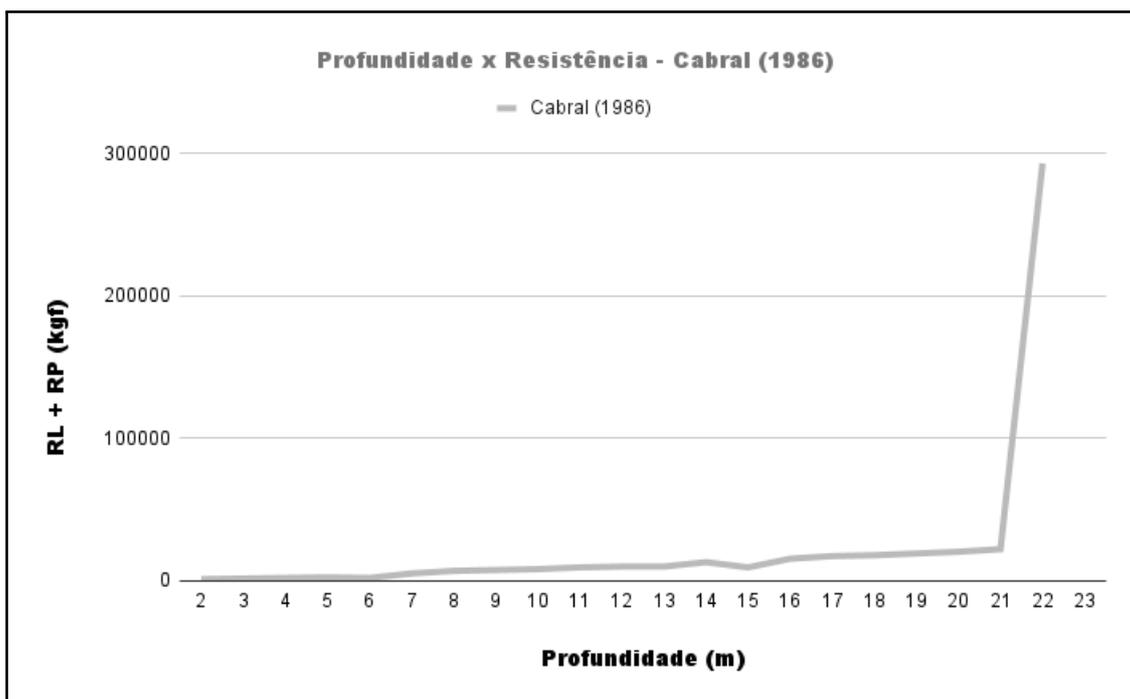


Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

De acordo com o Gráfico 5, no qual é apresentada a resistência lateral por metro, juntamente com a resistência de ponta, a partir do método de Décourt & Quaresma (1978, 1982, 1996), percebem-se valores superiores de atrito lateral ao longo do fuste, em particular no trecho onde se encontra areia com granulometria fina, exatamente como se procedeu no método de Aoki & Velloso (1975).

Através do Gráfico 6, no também analisamos os valores encontrados para a resistência lateral por metro, e os valores de resistência de ponta, pelo método de Cabral (1986), constatam-se também valores maiores de atrito lateral ao longo do fuste, especialmente e a partir do mesmo trecho de areia de granulometria fina.

Gráfico 6 - Profundidade x Resistência, para estaca de 20 metros, Método de Cabral (1986)



Fonte: Elaborado pelo autor (2022).

Finalizando as análises dos gráficos gerados, a partir das planilhas de cálculos, sendo assim propomos as seguintes considerações no próximo capítulo.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

O presente trabalho consistiu em avaliar a capacidade de carga geotécnica de estaca raiz em solo arenoso, a partir dos dados de um caso de obra viária – uma ponte.

Cálculos foram realizados utilizando-se de 3 métodos diferentes, para a estimativa da capacidade de carga geotécnica admissível: Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978, 1982, 1996) e o de Cabral (1986).

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Utilizando os métodos dos autores citados neste Trabalho de Conclusão de Curso, constata-se que os valores de capacidade de carga geotécnica estimados são satisfatórios. As análises efetuadas no presente estudo, de uma forma geral, indicam:

- (i) O método de Décourt & Quaresma (1978, 1982, 1996) apresentou valores menores de carga admissível geotécnica, sendo considerado, nesta análise, o mais conservador, e com isso, à favor da segurança; quando comparado aos métodos de Aoki & Velloso (1975) e de Cabral (1986). Sendo um valor plausível de ser usado em caso de escolha para fins de projeto.
- (ii) No método de Aoki & Velloso (1975), foram encontrados os maiores valores de capacidade de carga geotécnica, 48% e 55%, maior, que no método de Décourt & Quaresma (1978, 1982, 1996) e 28% e 23%, maior, que o método de Cabral (1986), para a estaca de 17 e 20 metros de profundidade, respectivamente.
- (iii) A diferença entre o método de Aoki & Velloso (1975) e os demais métodos analisados, comparando suas características de desenvolvimento e resolução, tem-se que neste método leva em consideração principalmente o tipo de solo da sondagem SPT, sendo que nos demais métodos, além desse valor outros são considerados também, aumentando assim a probabilidade de diferença de valores.

- (iv) No método de Aoki & Velloso (1975), a diferença de resultados de capacidade de carga geotécnica admissível, encontrados para as estacas com comprimento de profundidade de 20 para a de 17 metros, foi de 26% a mais. Seguido do método de Cabral (1986) com 25% de aumento e o método de Décourt & Quaresma (1978,1982, 1996), com 7%, método este que permanece estável, mesmo a mudança de valores de N, ao contrário dos demais que estão diretamente ligados a estes valores e aumentam.
- (v) Ainda no método de Aoki & Velloso (1975), valores baixos de resistência lateral e alto valor de resistência de ponta foram encontrados para o solo arenoso. O maior dentre todos os métodos. Para esta sondagem SP01 escolhida, tendo este método como característica uma ênfase na resistência de ponta.
- (vi) No método de Décourt & Quaresma (1978,1982, 1996), apontou uma menor resistência de ponta, cerca de 46% a menos em relação ao valor encontrado pelo método de Aoki & Velloso (1975), e aproximadamente 23% menor, comparado ao método de Cabral (1986), quando do uso de N para este cálculo o método desconsidera este valor para o cálculo da resistência lateral e utiliza da média dos valores de N acima e abaixo da ponta, podendo este ser um indicador desta diferença de valores, cabendo uma análise futura do método em si.
- (vii) O método de Cabral (1986), apresentou um aumento de 25% no valor da capacidade de carga geotécnica, quando do cálculo da estaca de 17 para o de 20 metros de profundidade, ou seja, os valores de N incidem diretamente no aumento deste valor.
- (viii) Os três métodos consideram expressões diferentes, quando do uso do fator de segurança, na entrega do valor de capacidade de carga admissível final, e utilizado no presente trabalho. Valores estes que vão determinar qual a porcentagem é cabível de uso, para a análise dos cálculos de outros projetos que envolvam a obra, sendo de fundamental importância para o Engenheiro(a), conduzir este valor de maneira segura e conservadora, como realizado neste trabalho.

5.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

Propõem-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- (i) Ampliar o estudo de capacidade de carga geotécnica empregando-se outras propostas de cálculo como, por exemplo, a de Alonso (1983).
- (ii) Comparar os valores de capacidade de carga geotécnica com os valores de capacidade de carga estrutural e promover decisões de projeto.
- (iii) Investigar a existência de resultados de prova de carga no campo para a realização de um estudo comparativo de capacidade de carga geotécnica.

REFERÊNCIAS

ALONSO U. R. **Fundações Teoria e Prática**. 3ª ed. São Paulo: Editora PINI, 2016, 802 p.

AOKI, N. & VELLOSO, D.A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. V PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS NA FOUNDATION ENGINEERING, Buenos Aires, Argentina, v. 1, 1975. p. 367 – 376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: **Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020. 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2022. 33 p.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estaca: projeto geotécnico**. OFICINA DE TEXTOS. São Paulo, 2010. 96 p.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A.R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT**. Anais do 6º COBRAMSEF, Rio de Janeiro, vol. 1, 1978. p 45-55.

DÉCOURT, L., *“Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on values of the SPT”*, In: 2ND Europ. Symp. on Penetration Test, Amsterdam, v.1, 1982. p. 29-34.

Décourt, L., **A ruptura de fundações avaliada com base no conceito de rigidez**. 3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE III. São Paulo, ABEF/ABMS, v. 1, 1996. p. 215-224.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 121/2009 - ES: **Pontes e viadutos rodoviários – Fundações Especificação de serviço**. Rio de Janeiro. 2009. 14p.

ENGESOL. **Fundações e Contenções**. Engenharia de Solos Ltda. Goiânia, 10 jun. 1993. Disponível em: <https://www.engesol.eng.br/images/portifolio/Engesol%20Engenharia%20de%20Solos.pdf> Acesso em: 12 jun. 2022.

GEOFIX, Fundações. Serviços Estaca Raiz. **Método executivo e cuidados na execução**. São Paulo, 2020. Disponível em: <http://www.geofix.com.br/servico-estaca-raiz.php>. Acesso em 20 de maio de 2022.

GRATTON, Franklin; Projeto: **Locação e fôrma**, codificação DE-MT 0500-L02-0009-01. Obra: Ponte em concreto armado e protendido. Mato Grosso. Abril de 2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. IBGE/CISCEA, (2008): **Geomorfologia - Geomorfologia por Estado**. Disponível em: https://geofp.ibge.gov.br/informacoes_ambientais/geomorfologia/mapas/unidades_da_federacao/mt_geomorfologia.pdf. Acesso em: 12 de jun. de 2022.

PEREIRA, Caio. Estaca Raiz: **Características, Processo Executivo, Vantagens e Desvantagens**. Escola Engenharia, 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/estaca-raiz/>. Acesso em: 20 de janeiro de 2022.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**. 1ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

ANEXO II - BOLETIM DE SONDAAGEM SP02

Profundidade (m)		Profundidade de Revestimento (m)	Profundidade do N.A. (m)	Perfil Geológico	Profundidade da Camada (m)	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	N.º de Golpes para 15 cm de penetração			Diagrama dos Índices de Penetração (golpes)				
							30 cm Iniciais		30 cm Finais		% de Recuperação			
							15 cm	15 cm	15 cm	30 cm iniciais 30 cm finais				
										20 40 60 80				
1,00					1,00	Argila arenosa de cor marrom.								
2,00					1,45	Argila arenosa de cores variegadas (amarelo e cinza), consistência muito mole.	1	1	1					
3,00			3,48		2,45	Argila arenosa de cores variegadas (amarelo e cinza), consistência mole.	2	1	2					
4,00					3,45	Argila arenosa de cores variegadas (amarelo e cinza), consistência mole.	2	2	3					
5,00					4,45	Argila arenosa de cores variegadas (amarelo e cinza), consistência mole.	2	2	3					
6,00					5,45	Argila arenosa de cores variegadas (amarelo e cinza), consistência média.	2	3	3					
7,00					6,45	Argila arenosa de cores variegadas (amarelo e cinza), consistência média.	3	4	4					
8,00					7,45	Argila arenosa de cores variegadas (amarelo e cinza), consistência média.	4	5	4					
9,00			8,00		8,45	Argila arenosa de cores variegadas (amarelo e cinza), consistência rija.	5	5	6					
10,00					9,45	Areia de granulometria fina de cor cinza, medianamente compacta.	7	9	10					
11,00					10,45	Areia de granulometria fina de cor cinza, medianamente compacta.	8	9	11					
12,00					11,45	Areia de granulometria fina de cor cinza, medianamente compacta.	8	10	12					
13,00					12,45	Areia de granulometria fina de cor cinza, medianamente compacta.	9	11	12					
14,00					13,45	Areia de granulometria fina de cor marrom claro, medianamente compacta.	10	12	13					
15,00					14,45	Areia de granulometria fina de cor marrom claro, medianamente compacta.	10	13	15					
16,00					15,45	Areia de granulometria fina de cor marrom claro, medianamente compacta.	11	12	14					
17,00					16,45	Areia de granulometria fina de cor marrom claro, medianamente compacta.	12	13	15					
18,00					17,45	Areia de granulometria fina de cor marrom claro, compacta.	13	15	17					
19,00					18,45	Areia de granulometria fina de cor marrom claro, compacta.	14	16	18					
20,00					19,45	Areia de granulometria fina de cor marrom claro, compacta.	16	18	19					
21,00					20,45	Areia de granulometria fina de cor marrom claro, compacta.	16	19	21					
22,00														
23,00						Aos 20,45 m, o furo foi paralisado por limite de sondagem. N.A. 3,48 m.								
24,00														
25,00														
26,00														
27,00														

CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS					LEGENDA PARA PERFIL GEOLÓGICO					NÍVEL D'ÁGUA	
SOLO	S.P.T	DESIGNAÇÃO	SOLO	S.P.T	DESIGNAÇÃO	Argila argilosa	Argila arenosa	Silt argiloso	Argila	INICIAL:	FINAL (24 H):
AREIA E SILTE ARENOSO	0-4	FOFA (0)	ARGILA E SILTE ARGILOSO	0 - 2	MUITO MOLE					3,48 m.	
	5 a 10	POUCO COMPACT.		3 a 5	MOLE						
	11 a 30	MEDIAN. COMPACT.		8 a 10	MÉDIA (0)						
	31 a 50	COMPACTA (0)		11 a 19	RIJA (0)						
	> 50	MUITO COMPACT.		> 19	DURA (0)						

FOLHA:	ESCALA:	SONDADOR:	APROVADO:
01/01	1/100	ODAIR	IVANIR CONCEIÇÃO MENDES CREA RN nº 1209183749