



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Comparação de capacidade de carga de estaca hélice contínua através de métodos semiempíricos e ensaio de carregamento dinâmico

Gabriel Cristiano Gorayeb

Orientador: Michael Andrade Maedo

UBERLÂNDIA

2022

GABRIEL CRISTIANO GORAYEB

**COMPARAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA HÉLICE
CONTÍNUA ATRAVÉS DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS E ENSAIO DE
CARREGAMENTO DINÂMICO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito parcial para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Michael Andrade Maedo

Uberlândia

2022

AGRADECIMENTOS

Demonstro assim meu pleno agradecimento:

- A Maria Iolanda Cristiano e Edson Gorayeb, mãe e pai, por possibilitarem meus estudos e por me fornecerem todo apoio, conselhos, incentivos, por não medirem esforços, amor e carinho em toda minha caminhada.
- A Ana Paula Nascimento Souto, namorada, presente desde o início da minha jornada até o último dia, por me dar seu amor, apoio, paciência e companhia.
- A todos professores e colaboradores da Universidade Federal de Uberlândia que me participaram da minha formação, em especial, meu orientador Michael Andrade Maedo que se mostrou sempre muito solícito em me atender, possibilitando a elaboração deste trabalho.
- A todos meus amigos que estiveram sempre presentes, em especial Bruno, Leopoldo, Guilherme, Rodrigo, Carolina, Iago, Gabriel e Pedro.

RESUMO

A engenharia de fundações é uma área de crescente interesse em razão da sua importância na concepção de obras civis. Neste contexto, todas as construções envolvendo edificações e pontes necessitam de fundações que são capazes de resistir aos esforços solicitantes e dimensionadas seguindo as normas vigentes. Com o intuito de verificar a capacidade do solo em resistir aos esforços que são aplicados em virtude das ações solicitantes, é necessário determinar a capacidade de carga da fundação. O presente trabalho objetiva comparar a capacidade de carga estimada de uma estaca através dos métodos semiempíricos e por meio de ensaios dinâmicos realizados no local. Os dados de campo foram coletados de uma obra localizada no município de Uberlândia (MG) de uma fundação executada em hélice contínua. Nos métodos semiempíricos, a resistência lateral e de ponta oferecidas pela estaca são obtidas com base nos valores do índice de resistência a penetração (SPT), de modo que a resistência depende do tipo de solo e de estaca. Este trabalho empregou os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira para determinação da capacidade de carga e, tais valores, foram posteriormente comparados com os resultados decorrentes de ensaios dinâmicos. Finalmente, verificou-se o dimensionamento de uma estaca com o intuito de validar o projeto que foi elaborado e avaliar as cargas admissíveis estimadas pelos métodos semiempíricos.

Palavras-chave: Estaca Hélice Contínua; Fundações; Capacidade de Carga; Ensaio de Carregamento Dinâmico; Métodos Semiempíricos.

ABSTRACT

Foundation engineering is a subject of interest due to its importance during the design and conception of constructions. In this context, all constructions associated with buildings and bridges need foundations that must be able to resist the imposing loads. In addition, such foundations must be design in accordance to the last version of codes. In order to verify the capacity of the soil to resist the applied forces, it is necessary to determine the bearing capacity of the foundation. This work aims to compare the estimated bearing capacity of a pile through semi empirical methods and by means of dynamic tests conducted at site. The field data were collected at the construction site located in Uberlandia (MG) in a Continuous Flight Auger Pile (CFA pile). In the semiempirical methods, the ultimate resistance in skin friction and in point bearing are obtained based on the values of SPT, such that the resistance depends on the soil type and the pile type. This work used the three semi empirical methods: (i) by Aoki-Velloso, (ii) by Décourt-Quaresma and (iii) by Teixeira, to determine the bearing capacity and, such values, were afterwards compared to the results obtained with dynamics tests. Finally, the design of a pile was verified in order to validate the project and to evaluate the bearing capacity estimated through the semiempirical methods.

Keywords: Foundation; Augercast Pile; Bearing Capacity; Dynamic Tests; Semi Empirical Methods

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	7
1.1 OBJETIVOS.....	8
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	10
2.1 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	10
2.1.1 MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975).....	10
2.1.2 MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA (DÉCOURT, 2016; DÉCOURT; QUARESMA, 1978).....	12
2.1.3 MÉTODO DE TEIXEIRA (1996).....	15
2.2 MÉTODOS DINÂMICOS.....	16
2.3 DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTACA.....	18
3 APRESENTAÇÃO DO CASO ABORDADO.....	19
3.1 SONDAÇÃO.....	19
3.2 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO.....	20
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	24
4.1 VERIFICAÇÃO DA CARGA ADMISSÍVEL.....	24
4.2 RESULTADOS DO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO.....	27
5 CONCLUSÕES.....	32
REFERÊNCIAS.....	33
APÊNDICE A TABELAS DE VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIAS ADMISSÍVEIS PELOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS.....	35
A.1 Verificação da resistência admissível da estaca P64 com SP01.....	35
A.2 – Verificação da resistência admissível da estaca P64 com SP07.....	36
A.3 – Verificação da resistência admissível da estaca P64 com SP14.....	37
A.4 – Verificação da resistência admissível das estacas P15, P39, P87 com SP-01... 38	
A.5 – Verificação da resistência admissível das estacas P15, P39, P87.....	39
A.6 – Verificação da resistência admissível das estacas P15, P39, P87 com SP14....	40
ANEXO A RELATÓRIOS DE SONDAÇÃO.....	41
A.1 - Relatório de sondagem SP07.....	41
A.2 - Relatório de sondagem SP14.....	43
A.3 - Relatório de sondagem SP01.....	45
ANEXO B CROQUI DO PROJETO DE FUNDAÇÕES.....	47
B.1 - Croqui do projeto de fundações.....	47

1 INTRODUÇÃO

A crescente necessidade de compreender os comportamentos dos diferentes tipos de solo com o intuito de conceber obras de engenharia de forma segura e econômica levou ao desenvolvimento de inúmeros trabalhos na área de engenharia de fundações. A complexidade do problema envolve a análise do desempenho do elemento estrutural e do solo de suporte, de modo que a interação de ambos também deve ser levada em consideração. Além disso, a avaliação da capacidade de carga de uma fundação em um determinado tipo de solo também depende da configuração geométrica do elemento estrutural, da forma em que o elemento distribui os esforços ao solo, de sua profundidade de assentamento e das magnitudes dos esforços. Neste contexto, as fundações rasas são elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação (ABNT NBR 6122). Já as fundações profundas são elementos de fundação que transmitem a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões (ABNT NBR 6122). São exemplos destes elementos as estacas (escavadas, cravadas, pré-moldadas, hélice contínua e entre outras), tubulões e caixões.

A escolha de um determinado tipo de fundação depende de vários fatores, como: o sistema estrutural empregado, avaliação das distribuições de cargas (de forma concentrada ou distribuída), as características geotécnicas e geológicas do subsolo, informações do lençol freático, proximidade com edificações vizinhas, disponibilidade do mercado local e seus preços. O custo de uma fundação é variável de acordo com as condições encontradas para sua execução e a sua finalidade, mas costumam representar um custo de 3 a 6% do valor da obra em questão, e 10 a 15% do custo global em obras especiais (MILITITSKY, 2015). Estes valores podem dobrar em relação ao custo inicial em casos de necessidades de reforços estruturais advindos da fundação, ou também devido a necessidade de manutenção de patologias que possam ter se manifestado ao longo do tempo.

Estudos ao longo dos anos com fundações por estacas sugerem diferentes teorias e métodos de dimensionamento, existindo fórmulas teóricas, métodos semiempíricos e provas de carga. As fórmulas teóricas foram desenvolvidas para solos puramente coesivos ou granulares, sendo pouco utilizadas em projetos de fundações. Dentre os métodos semiempíricos brasileiros mais tradicionais pode-se citar Teixeira (1996), Aoki-Velloso (1975) e Decourt-Quaresma (1978). Os métodos semiempíricos consistem na determinação da capacidade de carga do solo a partir de fórmulas que relacionam os dados obtidos em ensaios de campo (exemplo: SPT e CPT) compreendidos no bulbo de tensões do solo. O ensaio de prova de carga consiste na aplicação de uma carga no elemento de fundação alinhado a um sistema capaz de medir a reação dos esforços aplicados. Para fundações diretas, é comumente utilizado placas rígidas de aço ou concreto apoiadas sobre o solo. Para fundações profundas, é feito também um sistema de reação que tem por finalidade medir o deslocamento e a carga aplicada no topo da estaca até sua ruptura ou duas vezes o valor da carga admissível de projeto, também é importante registrar as velocidades de carregamento no ensaio. Este pode ser feito com solicitações a tração (uso de sistemas com “fogueiras”), compressão (sistemas com “cargueiras”) e por meio do emprego de tirantes (monobarras ou cordoalhas). Segundo ALBUQUERQUE e GARCIA (2020), os ensaios de prova de carga são de suma importância para assegurar que não ocorrerá ruptura para determinada carga de projeto; avaliar a integridade estrutural do elemento da fundação; determinar a carga de ruptura e compará-la às estimativas por outros métodos.

O presente trabalho realizará uma comparação dos métodos semiempíricos com os resultados obtidos em um ensaio dinâmico realizado em uma obra localizada na cidade de Uberlândia (MG), afim de realizar estudos sobre suas capacidades de carga.

1.1 OBJETIVOS

Este presente trabalho tem como objetivo geral realizar uma verificação da carga admissível estimada em um projeto real executado na cidade de Uberlândia, MG. Como objetivos específicos, este trabalho visa:

- Estudar a influência de SPTs executados em períodos distintos (10 anos) na carga admissível

- Comparar os resultados obtidos por meio dos métodos semiempíricos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Teixeira com o método dinâmico CAPWAP e CASE.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Dentre os métodos existentes, os mais utilizados para as verificações de capacidade de carga de um solo são os métodos semiempíricos. Neste contexto, os mais recorrentes para estes cálculos são os métodos de Aoki e Velloso (1975), Teixeira (1996) e Décourt-Quaresma (1978), cujos métodos consistem na estimativa da capacidade de carga através de dados extraídos diretamente do solo em que será executada as fundações. Os dados são comumente obtidos através dos ensaios SPT e CPT, alinhados a uma análise visual de reconhecimento de material geotécnico encontrado durante os ensaios.

A capacidade de carga também pode também ser obtida através de ensaios dinâmicos, após executada a fundação.

2.1 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

No Brasil são amplamente empregados os métodos de obtenção de capacidade de carga de forma indireta através de ensaios de campo que correlacionam a resistência do solo com a capacidade de carga de uma fundação, esses ensaios são comumente o SPT ou o CPT. Existem vários métodos de diferentes autores que são tradicionalmente empregados, dentre eles destacam-se o de Décourt e Quaresma, Aoki e Velloso e Teixeira.

2.1.1 MÉTODO DE AOKI E VELLOSO (1975)

O método apresenta uma expressão baseada nos dados fornecidos pelos ensaios CPT ou SPT, e para seu desenvolvimento, os autores consideraram uma estaca tipo Franki. A resistência total da estaca se dá pela soma da resistência de atrito lateral da estaca com o solo e a resistência da ponta da estaca no solo. Através de desenvolvimentos matemáticos, a fórmula proposta por Aoki e Velloso (1975) para a resistência de atrito lateral (R_L) da estaca, expressa em kN:

$$R_L = U \times \sum \left(\frac{\alpha K N_{SPT}}{F_2} \Delta_L \right) \quad (1)$$

Onde:

U – Perímetro da seção transversal da estaca

N_{SPT} – resistência à penetração média na camada de solo

Δ_L – Comprimento da estaca no solo

α – Coeficiente do solo

F_2 – Fator atrelado ao tipo de estaca

K – Fator associado ao tipo de solo

Para a resistência de ponta da estaca (R_p), expressa em kN:

$$R_p = \frac{K N_p}{F_1} A_p \quad (2)$$

Onde:

N_p – número de golpes em cada camada de solo na região da ponta da estaca, de acordo com NBR 6484

F_1 – Fator de carga de ponta que correlaciona o comportamento do cone a estaca, de acordo com cada tipo de estaca

A_p – Área da seção transversal da estaca

Portanto, as cargas de ruptura serão definidas pela soma das equações acima, e considera-se uma resistência admissível com um fator de segurança de ordem 2.

$$R_{adm} = \frac{(R_p + R_L)}{2} \quad (3)$$

Tabela 1 – Fatores de K e α

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia Siltosa	0,80	2
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 arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso, 1975 *apud* ALBUQUERQUE e GARCIA (2020)

Tabela 2 - Fatores de correção F_1 e F_2

Tipos de estaca	F_1	F_2
Hélice contínua	2,0	2 . F_1
Hélice de deslocamento	2,0	2 . F_1
Raiz	2,0	2 . F_1
Metálica	1,75	2 . F_1
Franki	2,5	2 . F_1
Pré-moldada	1 + D/0,8	2 . F_1
Escavada	3,0	2 . F_1

Fonte: Cintra e Aoki, 2010 *apud* ALBUQUERQUE e GARCIA (2020)

2.1.2 MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA (DÉCOURT, 2016; DÉCOURT; QUARESMA, 1978)

Os autores embasaram-se em modelos de estacas pré-moldadas para elaboração da sua teoria. Sua teoria também se utiliza da soma das parcelas das resistências laterais e de ponta para obter a carga de ruptura total da estaca, com base nos dados dos ensaios SPT. Além do número de golpes, o método sugere uma leitura dos torques obtidos no ensaio SPT, possibilitando assim o cálculo de um “N equivalente” ao número de golpes da camada por meio da seguinte equação, onde “T” representa o torque (kgf.m) obtido no ensaio:

$$N_{eq} = \frac{T}{2} \quad (4)$$

Para o cálculo da resistência lateral da estaca, foi considerado um atrito lateral unitário (r_L) entre a estaca e o solo. Este atrito unitário lateral irá depender do N_{SPT} da camada analisada, ou seja, em uma sondagem com solos que variem de silte para argila por exemplo, deve-se analisar as camadas separadamente. Como a teoria dos autores foi desenvolvida embasada em uma estaca pré-moldada, cravada e de concreto, estabeleceu-se um fator de correlação β para outros tipos de estaca. O atrito lateral oferecido pela estaca pode ser calculado de acordo com a seguinte expressão, expressa em kN:

$$R_L = U \beta \Delta_L \left[10 \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \right] \quad (5)$$

Onde:

N_{SPT} - É a média dos N_{SPT} ao longo do fuste da estaca que está sendo analisada, e não a média de todo ensaio.

B - É o fator de correção para outros tipos de estaca, apresentados estes valores na tabela 3.

U - É o perímetro da estaca.

Δ_L - É a variação do comprimento da camada que está sendo analisada.

Importante lembrar que em situações com mais de uma camada de solo, a resistência lateral total será a soma de todas parcelas de resistências das camadas.

Tabela 3 – Valores de β

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada (geral)	Escavada (bentonita)	Hélice contínua / hélice de deslocamento	Raiz	Injetada sob pressão
Argilas	0,80*	0,90*	1,00*	1,50*	3,00*
Siltes	0,65*	0,75*	1,00*	1,50*	3,00*
Areias	0,50*	0,60*	1,00*	1,50*	3,00*

*Valores orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis. Fonte: Décourt e

Quaresma (1978) *apud* ALBUQUERQUE e GARCIA (2020)

A resistência de ponta (R_p) da estaca é dada pela seguinte expressão, em kN:

$$R_p = \alpha C N_p A_p \quad (6)$$

α – Fator de reação para ponta da estaca que leva em consideração o tipo de solo e o tipo da estaca, de acordo com a tabela 5.

C – Fator de correlação entre o N_{SPT} com a resistência de ponta da estaca, de acordo com cada tipo de solo e estaca, de acordo com a tabela 4.

N_p – Média dos valores de N_{SPT} obtidos na camada da ponta, em uma camada imediatamente acima e outra camada imediatamente abaixo a ponta.

A_p - Área de ponta da estaca.

Tabela 4 – Valores de C

Solo	C (kPa)
Argilas	120
Siltes Argilosos	200
Siltes Arenosos	250
Areias	400

*Solos residuais Fonte: Décourt e Quaresma (1978) *apud* ALBUQUERQUE e GARCIA (2020)

Tabela 5 – Valores de α

Solo	Tipo de estaca				
	Hélice contínua	Escavada (geral)	Escavada (bentonita)	Raiz	Injetada sob pressão
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,00*
Siltes	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,00*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,00*

*Valores orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis. Fonte: Décourt e Quaresma (1978) *apud* ALBUQUERQUE e GARCIA (2020)

Portanto, a resistência à ruptura da estaca será dada pela soma das parcelas da resistência lateral e a resistência de ponta da estaca. Ainda deve-se considerar fatores de segurança, ficando então a resistência admissível da seguinte forma:

$$R_{adm} = \frac{R_L}{1,3} + \frac{R_p}{4,0} \quad (7)$$

2.1.3 MÉTODO DE TEIXEIRA (1996)

Teixeira baseou-se nos métodos de Décourt e Quaresma (1978) e Aoki e Velloso (1975) como complementos de sua teoria. Teixeira propõe utilizar os números de golpes do ensaio SPT para cálculo das resistências laterais e de ponta, além de levar em consideração os fatores β e α em função dos tipos de estaca e solo. Para a resistência lateral, Teixeira propõe a seguinte fórmula expressa em kN:

$$R_L = \beta_T U \Delta_L \underline{N}_{SPT} \quad (8)$$

Δ_L – Comprimento em análise da estaca.

U – Perímetro da estaca.

β_T – Fator de atrito dependente do tipo de estaca, evidenciado na tabela 6.

N_{SPT} – Média das resistências de penetração no solo.

Tabela 6 – Valores para β_T

Tipos de Estaca	β_T [kPa]
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996) *apud* ALBUQUERQUE e GARCIA (2020)

Para a resistência de ponta, o autor propõe a seguinte fórmula, expressa em kN:

$$R_P = \alpha_T \underline{N}_P A_P \quad (9)$$

A_P - Área da ponta da estaca

N_P – Valor médio da resistência à penetração obtido no ensaio SPT na profundidade de quatro diâmetros acima da ponta da estaca até um diâmetro abaixo

α_T – Fator de correção de acordo com o tipo do solo, evidenciado na tabela 7

Tabela 7 – Valores de α_T em kN/m²

Tipos de estaca				
Tipo de solo (4 < N_{SPT} < 40)	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila Siltosa	110	100	100	100
Silte Argiloso	160	120	110	110
Argila Arenosa	210	160	130	140
Silte Arenoso	260	210	160	160
Areia Argilosa	300	240	200	190
Areia Siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996) *apud* ALBUQUERQUE e GARCIA (2020)

Portanto, as resistências de ruptura das estacas se darão pela soma das parcelas da resistência de ponta e da resistência lateral. O autor ainda propõe diferentes fatores de segurança para cada tipo de estaca, sendo estes:

- Resistência admissível para estacas Franki, perfil, raiz e pré-moldada:

$$R_{ADM} = \frac{R_P + R_L}{2} \quad (10)$$

- Resistência admissível para estacas escavadas a céu aberto:

$$R_{ADM} = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,5} \quad (11)$$

2.2 MÉTODOS DINÂMICOS

Este método se baseia na Teoria da Equação da Onda Unidimensional (ABNT NBR 13208/07) e visa à verificação da integridade estrutural do elemento e identificação das características que integram o sistema solo-estaca como um todo, avaliando as cargas mobilizadas por um carregamento dinâmico no topo da cabeça da estaca.

O ensaio envolve a montagem de um sistema de reação capaz de medir a camada de solo mobilizada pelo carregamento dinâmico na ponta da estaca. Os procedimentos

são descritos na NBR 13208/07, onde está especificada toda aparelhagem, equações e exigências necessárias para realização dos ensaios.

O ensaio pode ser realizado com os golpes em alturas de queda variáveis e crescentes (método da energia crescente) ou com vários golpes de uma mesma altura ou ligeiramente superior à utilizada no final da cravação (método da energia constante), sendo estes golpes aferidos com um martelo em queda livre, a partir do topo da cabeça da estaca. Ao realizar o carregamento, o sistema irá aferir a medição de penetrações permanentes da estaca no solo, onde estas deformações serão correlacionadas com seus respectivos golpes e alturas de queda. Os equipamentos instalados registram também as forças e velocidades, onde posteriormente serão obtidas curvas que correlacionam ambos fatores e permitem analisar os dados obtidos.

Os métodos mais confiáveis de análises dos resultados obtidos são computacionais, sendo eles o método simplificado tipo CASE e o método numérico tipo CAPWAP. No momento do ensaio, os resultados são processados por um aparelho pelo método CASE, onde a cada golpe é possível obter a carga mobilizada no solo pela estaca, a integridade estrutural da estaca, as tensões máximas de compressão e tração, seu deslocamento máximo e a máxima energia transferida medida pelo equipamento. Após realizados os ensaios, os dados devem ser calibrados por um método matemático de análise numérica do tipo CAPWAP, este considera o sinal da velocidade de um golpe específico com base em modelos do solo e da estaca, calculando assim uma curva de força em função do tempo na seção (ABNT NBR 13208/07) através de várias iterações computacionais.

Existem também fórmulas não computacionais que permitem prever a capacidade de carga do ensaio, contudo, segundo ALBUQUERQUE e GARCIA (2020) estas expressam resultados de menor confiabilidade em casos generalizados e onde o solo apresenta grande variabilidade e as incertezas das próprias teorias. Entretanto, elas podem apresentar bons resultados quando utilizadas em solos não coesivos (arenosos). Estas fórmulas se baseiam no princípio da conservação de energia, onde considera-se que não existem perdas, e a energia aplicada pelo martelo na estaca é igual ao trabalho realizado na cravação da estaca no solo. Na prática, as perdas de energia se dão no momento de repique do martelo (parcela elástica do deslocamento máximo no golpe), do atrito entre o martelo e suas guias. Pode-se citar as fórmulas de Engineering News, Eytelwin, Brix e Woltmann, entretanto, as fórmulas dinâmicas são de utilização exclusiva para estacas cravadas e não se aplicam as estacas hélice estudadas neste trabalho.

2.3 DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTACA

Para realizar o dimensionamento de uma estaca, o projetista deve conhecer não somente o solo (através das sondagens), mas também as cargas que serão solicitadas na estaca. Estas cargas são fornecidas após o projeto estrutural estar pronto, pois ele irá indicar todos os pontos de locações e os respectivos carregamentos em cada local, ou seja, o posicionamento das estacas.

O início do dimensionamento se dá quando já está definido o tipo de fundação que será utilizado para a obra, após uma análise técnica e financeira. É necessário verificar a resistência admissível da estaca (o elemento estrutural em toda sua seção) e a resistência admissível geotécnica do subsolo, separadamente. A resistência admissível final adotada será a menor entre as duas, estrutural ou geotécnica.

O comprimento da estaca poderá ser calculado através de quaisquer dos 3 métodos apresentados neste trabalho, Décourt-Quaresma, Teixeira ou Aoki e Velloso. Em muitos casos, somente uma estaca não será suficiente para transmitir toda carga do pilar ao subsolo, podendo ser necessária a execução de mais de uma estaca para um pilar. Nestas situações, o grupo de estacas recebe a carga do pilar que é transmitida através de um bloco rígido de concreto, comumente denominado por bloco de coroamento. É de suma importância que os centros de gravidade do pilar, do bloco de coroamento e do grupo de estacas sejam coincidentes, desta forma evita-se as chamadas “excentricidades de cargas”, que são provocadas quando o centro de gravidade do pilar não é coincidente com o centro de gravidade do bloco ou do grupo de estacas.

A eficiência das estacas difere-se para elementos isolados e elementos em grupo, este comportamento se dá pela soma dos bulbos de tensões resultantes de cada elemento, pois em um grupo com estacas, ocorrerá superposição dos bulbos de tensões que irão interferir na resistência lateral da estaca. Existem diferentes métodos para cálculo desta eficiência, podendo citar os métodos de Feld, Converse-Labarre e fórmula das Filas e Colunas.

3 APRESENTAÇÃO DO CASO ABORDADO

Os estudos do presente trabalho foram baseados em uma obra residencial de médio padrão, localizado na região sul de Uberlândia, MG. A obra conta com 3 torres de 13 pavimentos cada, construídas em paredes estruturais de concreto armado. Para suportar a estrutura, a fundação que foi dimensionada contou com 94 estacas (para cada torre) executadas em hélice contínua e materializadas com concreto de características $f_{ck} = 30$ MPa, onde 16 estacas contêm diâmetro igual a 40cm, 30 estacas de diâmetro igual a 50cm, 38 estacas com diâmetro de 60cm e 10 estacas com diâmetro de 70cm. Cada estaca possui seu único bloco de coroamento individual em suas disposições. A profundidade das escavações foi definida por projeto em 25m de profundidade, contudo, houve acompanhamento de uma empresa de consultoria especialista em solos que definiu novos critérios de parada de perfuração para cada torre.

A equipe de campo de engenharia foi responsável por fornecer os torques registrados pela perfuratriz para a consultoria de solos, anotando metro a metro os dados obtidos até atingir 25m de profundidade. As estacas piloto escolhidas foram a P03, P81, P10, P88 e P46 e podem ser visualizadas no croqui do projeto de fundações disponibilizado no Anexo B deste trabalho, visando a melhor representatividade do local a ser perfurado. Após as devidas análises, a consultoria de solos informou a obra novos critérios de profundidade, onde as estacas de diâmetro igual a 40cm deveriam ser executadas com 20m de profundidade, as de 50cm com 21m, as de 60cm com 22m e as de 70cm com 23m.

O croqui do projeto de fundações referente a esta obra encontra-se no Anexo B deste trabalho.

3.1 SONDAGEM

O terreno em que a obra atual se situa já foi utilizado em meados de 2012 para execução de outro projeto pertencente a mesma empresa, o qual foi abandonado antes mesmo da execução de qualquer elemento estrutural, tendo sido realizado apenas algumas infraestruturas hidráulicas da obra. Devido a esta ocasião, em 2011 a empresa responsável pela obra havia realizado uma sondagem no terreno para elaboração dos seus projetos, e, portanto, aproveitou-se dos mesmos laudos obtidos anteriormente para elaboração dos novos projetos de fundação da obra que está sendo executada e estudada neste trabalho.

Contudo já em 2021, os projetistas solicitaram que fosse realizado um novo laudo de sondagem em 2 pontos estratégicos para complemento de informações técnicas devido á nova arquitetura do empreendimento. O croqui a seguir representa a disposição das torres no terreno e os pontos de sondagem que foram realizados e utilizados para dimensionamento das fundações, para melhor entendimento foi inserido no mesmo croqui os pontos de sondagem obtidos em 2011 (evidenciados em preto) e os pontos de sondagem obtidos em 2021 (evidenciados em verde).

Foi disponibilizado para este trabalho, as sondagens dos pontos SP07 e SP14 das sondagens realizadas em 2011 (evidenciados em preto) e do SP-01 das sondagens realizadas em 2021 (evidenciados em verde). As três sondagens encontram-se no Anexo A deste trabalho.

3.2 ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO

A NBR 6122:2019 cita a obrigatoriedade de realizar os ensaios de provas de carga em obras que o número total de estacas seja igual ou superior a 100, conforme tabela 6 para estacas hélice, presente em sua seção 9.2.2.1. A NBR 13208/07 recomenda que sejam ensaiadas ao menos 5% das estacas realizadas na obra, com 3 ensaios em cada uma destas para melhor representatividade. Portanto, foram ensaiadas 15 de um total de 282 estacas. Para estudos do trabalho, foram coletados os dados referentes ao ensaio das estacas da torre 02 para checar a sua integridade estrutural, onde foram ensaiadas nesta torre as estacas P39, P15, P64, P87.

As cabeças das estacas concretadas foram arrasadas e niveladas até encontrar um concreto de qualidade satisfatória. A empresa realizadora do ensaio então solicitou que fossem concretados prolongamentos de 2m de altura nas cabeças das estacas para amortecimento do impacto dinâmico, conforme projeto por eles disponibilizado. As figuras 1, 2, 3 e 4 mostram o procedimento realizado.

Foram instalados pares de acelerômetros e transdutores ao longo do eixo axial do prolongamento conforme croqui disposto na figura 4, a sua função é compensar os efeitos de flexão presentes na realização do ensaio. Para amortecimento do impacto, na cabeça do prolongamento da estaca utilizou-se coxim de borracha com malhas de aço de $e = 25,4\text{mm}$, e sobreposto à placa de apoio do martelo utilizou-se cepo de borracha constituído de malhas de aço de $e = 25,4\text{mm}$ novamente. O martelo utilizado no ensaio tem massa igual a 5.700kg.

Os critérios de paralisação do ensaio utilizados foram a verificação de ruptura do sistema na interface estaca-solo; níveis de tensões dinâmicas incompatíveis com as características constituintes dos materiais da estaca; obtenção de fator de segurança satisfatório com base na carga de trabalho especificada por projeto; verificação da possibilidade ou ocorrência de dano estrutural aos elementos de fundação ou do prolongamento da estaca.

Figura 1 – Armação do prolongamento da estaca para realizar o ensaio PDA.



Fonte: Autor, 2021

Figura 2 – Formas para concretagem das estacas PDA.



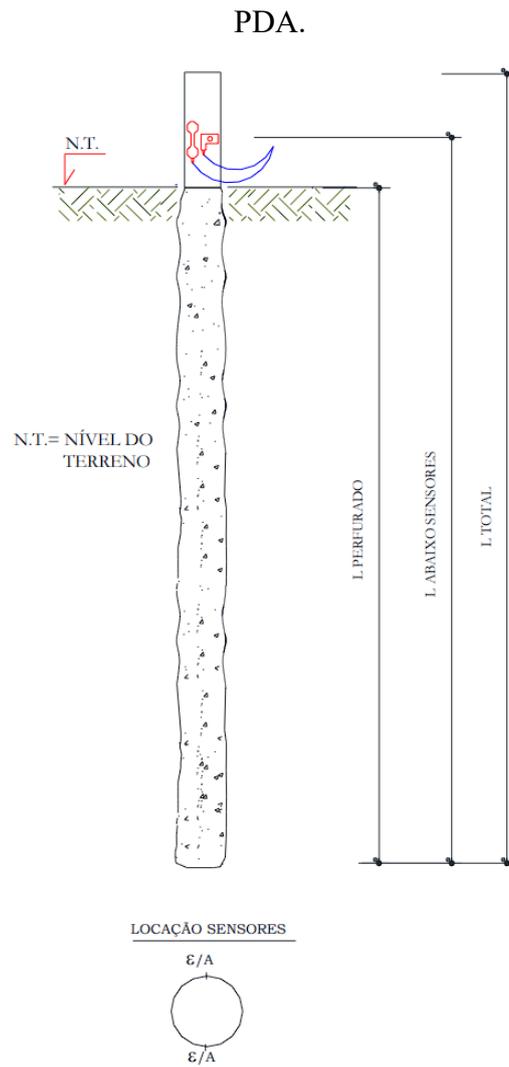
Fonte: Autor, 2021

Figura 3 – Prolongamento de estaca concretado.



Fonte: Autor, 2021

Figura 4 – Croqui da disposição dos sensores e esquema para realização do ensaio



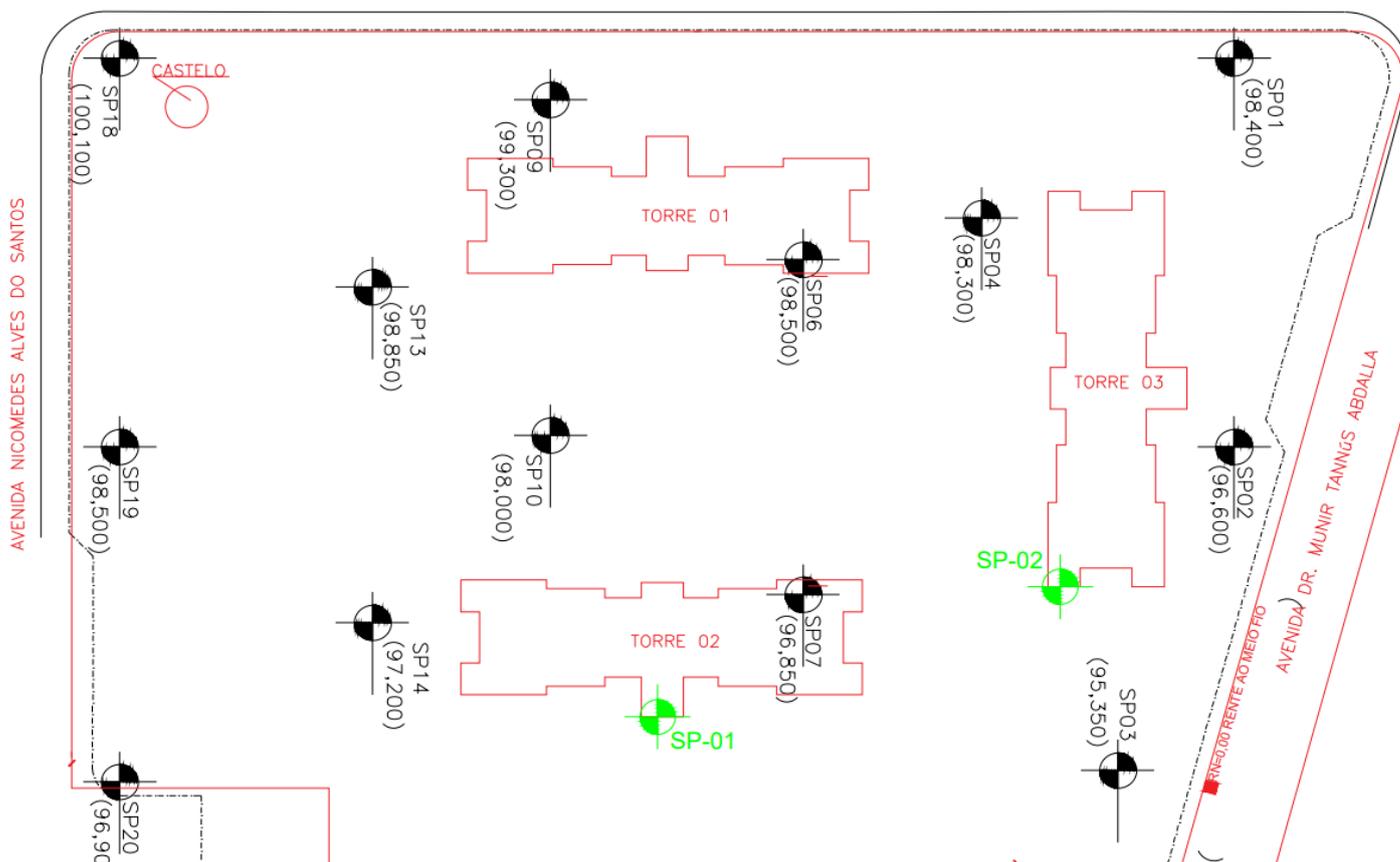
Fonte: Relatório de ensaio PDA GEOMECC, 2021.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 VERIFICAÇÃO DA CARGA ADMISSÍVEL

Afim de verificar os dimensionamentos realizados pelos projetistas, foi feita a análise da resistência admissível através dos métodos semiempíricos apresentados neste trabalho para as estacas P39, P15, P64 e P87 localizadas na torre 02. Os dados de execução das estacas podem ser encontrados na tabela 8. As sondagens de referência foram os pontos SP07 e SP14 dos ensaios realizados em 2011 e o ponto SP-01 dos ensaios realizados em 2021, já anexos ao trabalho. Os resultados obtidos são encontrados nas tabelas 9 e 10.

Figura 5 - Croqui contendo disposição das torres e pontos de sondagem.



Fonte: Autor, 2022

Tabela 8 – Dados de execução das estacas estudadas

Estaca	Profundidade executada (m)	Cota de arrasamento em relação ao topo (m)	Diâmetro
P39	22	-1	60
P15	22		60
P64	23		70
P87	22		60

Fonte: Autor, 2022.

É importante levar em consideração que os ensaios SPT foram realizados por diferentes empresas, podendo ocasionar algumas divergências experimentais, além da possível variabilidade presente no próprio solo em cada ponto de sondagem executado. Pode-se notar pelas tabelas 9 e 10 que os valores das resistências pelo método de Aoki-Velloso foram os menores encontrados dentre os 3 métodos, enquanto o método de Teixeira (1996) teve o valor mediano e o método de Décourt-Quaresma foi o que apontou maior resistência admissível.

Tabela 9 – Resistência admissível das estacas P39, P15 e P87 (Autor, 2022)

SPT	Resistência Admissível (kN)			
	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira (1996)	Média para cada SPT
SP-01 (2021)	804	1151	944	966
SP07 (2011)	858	1916	1624	1466
SP14 (2011)	1515	1888	1709	1704
Média para cada método	1059	1652	1426	-

Fonte: Autor, 2022.

Tabela 10 – Resistência admissível da estaca P64

SPT	Resistência Admissível (kN)			
	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira (1996)	Média para cada SPT
SP-01 (2021)	1170	1475	1285	1310
SP07 (2011)	1047	2349	1975	1790
SP14 (2011)	1542	2567	2317	2142
Média para cada método	1253	2130	1859	-

Fonte: Autor, 2022.

Os resultados obtidos nas tabelas 9 e 10 foram calculados com auxílio de uma planilha eletrônica disponibilizada pelo Prof. Jean Rodrigo Garcia, da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, a qual contém as fórmulas dos métodos apresentados. Os resultados apresentados pela planilha podem ser encontrados no Apêndice A deste trabalho e foram validados manualmente. A carga solicitante de projeto atuante na estaca P39 é da ordem de 1160kN, na P15 é da ordem de 1229kN, na P87 é da ordem de 1019kN e na P64 é da ordem de 1428kN, conforme indicado pelo projeto de locações de carga.

- As estacas P39 e P15 não passaram na verificação de nenhum método utilizando o ponto SP-01 como referência. Contudo, todos os outros métodos (com exceção de Aoki-Velloso utilizando o SP07 como referência) validaram a resistência da estaca frente a carga solicitante.

- A estaca P87 teve suas verificações análogas a P39 e P15, a única diferença é que o método de Décourt-Quaresma no ponto SP-01 valida seu dimensionamento.

- A estaca P64 falhou na verificação no método de Aoki-Velloso com os pontos SP-01 e SP07 como referência, e no método de Teixeira utilizando o SP-01 como referência, passando em todas as outras verificações.

- Ao analisar as médias de resistência para cada ponto de sondagem, observa-se que o SP14 entrega maior resistência, enquanto que o SP07 entrega a resistência mediana e o SP-01 a menor resistência entre todos, fato que pode ser confirmado se analisados as respectivas resistências a penetração nos laudos de sondagem. Ao analisar as

combinações possíveis, apenas o ponto SP-01 não validou o dimensionamento das estacas.

- O método de Décourt-Quaresma foi o método que entregou maior resistência admissível entre os três, enquanto o método de Teixeira ficou com a resistência mediana e Aoki-Velloso com a menor dentre as três. Ao analisar as combinações possíveis, apenas o método de Aoki-Velloso não validou as estacas, onde as mesmas passaram em todas verificações com as médias dos outros métodos.

4.2 RESULTADOS DO ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO

Os dados de execução de cada estaca foram fornecidos pela obra para a empresa realizadora do ensaio, os quais estão dispostos na tabela 11.

Tabela 11 – Dados de execução das estacas ensaiadas no ensaio ECD

Estaca	Ø (cm)	Área (cm ²)	Comprimentos (m)			Cotas		Datas		Intervalo de Tempo	Martelo Ensaio MQL10 (kg)	H Bloco (m)
			Total	Ab.Sens.	Perf.	Terreno	Arrasamento	Execução	Ensaio	Execução-Ensaio (dias)		
P39 Torre 2	60	2.827,0	24,00	22,30	22,00	NF	NF	16/11/21	20/01/22	65	5.700	2,0
P15 Torre 2	60	2.827,0	24,00	22,30	22,00	NF	NF	10/11/21	20/01/22	71	5.700	2,0
P64 Torre 2	70	3.848,0	25,00	23,30	23,00	NF	NF	23/11/21	21/01/22	59	5.700	2,0
P87 Torre 2	60	2.827,0	24,10	22,40	22,10	NF	NF	08/11/21	21/01/22	74	5.700	2,0

Fonte: Relatório de ensaio PDA – GEOMECC, 2021

Na realização do ensaio, a altura de queda do martelo em relação ao topo do prolongamento da estaca foi sofrendo um incremento de 30cm de altura a cada golpe, sendo o primeiro golpe com altura inicial de 30cm e utilizou-se de um guindaste para as elevações das cargas, conforme figura 6. Os dados foram coletados segundo o método CASE (método de campo) e dispostos na tabela 12:

Figura 6 – Ensaio PDA sendo realizado



Fonte: Autor, 2021

Tabela 12 – Dados obtidos pelo método CASE no ensaio PDA

Estaca	Ø (cm)	Carga Máxima Trabalho (tf)	Golpe	RMX (tf)	DMX (mm)	Hq (m)	SET (mm/g)	EMX (txm)	% EMX	FMX (tf)	Tensão Comp. (kg/cm ²)	Fmín (tf)	Tensão Tração (kg/cm ²)	J
P39 Torre 2	60	135	1	183	3	0,3	0	0,57	33,3	248,8	88	17,0	6	0,7
			2	230	6	0,6	0	1,76	51,5	378,8	134	56,5	20	
			3	270	7	0,9	1	2,18	42,5	333,6	118	104,6	37	
P15 Torre 2	60	135	1	168	3	0,3	0	0,48	28,1	226,2	80	36,8	13	0,4
			2	248	5	0,6	0	1,42	41,5	359,0	127	65,0	23	
			3	269	7	0,9	1	2,78	54,2	494,7	175	70,7	25	
			4	331	8	1,2	2	2,86	41,8	463,6	164	73,5	26	
P64 Torre 2	70	170	1	187	3	0,3	0	0,69	40,4	323,2	84	73,1	19	0,4
			2	308	5	0,6	0	1,82	53,2	511,8	133	119,3	31	
			3	373	6	0,9	1	3,07	59,8	650,3	169	153,9	40	
			4	421	7	1,2	1	5,16	75,4	892,7	232	188,6	49	
P87 Torre 2	60	135	1	121	2	0,3	0	0,32	18,7	152,7	54	22,6	8	0,9
			2	132	5	0,6	0	1,33	38,9	308,1	109	70,7	25	
			3	157	7	0,9	2	2,93	57,1	491,9	174	82,0	29	
			4	204	8	1,2	3	3,52	51,5	503,2	178	76,3	27	
			5	270	10	1,5	3	3,97	46,4	528,6	187	62,2	22	

Fonte: Relatório de ensaio PDA – GEOMECC, 2021

RMX - Máxima Capacidade de Carga, processada através do Método de CASE.

DMX - Máximo Deslocamento (downward displacement) medido ao nível dos sensores

Hq - Altura de Queda do Martelo

SET - Deslocamento Permanente

EMX - Máxima Energia Transferida, que passa ao nível dos sensores.

% EMX – Eficiência do Martelo

FMX - Máxima Força de Compressão originada quando do impacto do martelo, medida ao nível dos sensores.

Fmín - Força de Tração Máxima medida ao nível dos sensores.

J - Damping de CASE - Fator de Amortecimento Dinâmico de CASE

Os dados obtidos foram processados pelo programa CAPWAP e resumidos na tabela 13, objetivando obter a estimativa da capacidade de carga da estaca.

Tabela 13 - Estimativas de carga obtidas pelo programa CAPWAP

Estaca	Ø (cm)	Resistência total (kN)	Máxima resistência de ponta (kN)	Máxima resistência de atrito lateral ativado (kN)	Resistência total (FS = 2,0) (kN)
P39 Torre 02	60	2710,0	2460,9	240,1	1350,5
P15 Torre 02	60	3300,1	2790,8	50,4	1650,05
P64 Torre 02	70	4200,0	2400,9	1790,1	2100
P87 Torre 02	60	2700,8	2270,2	430,6	1350,4

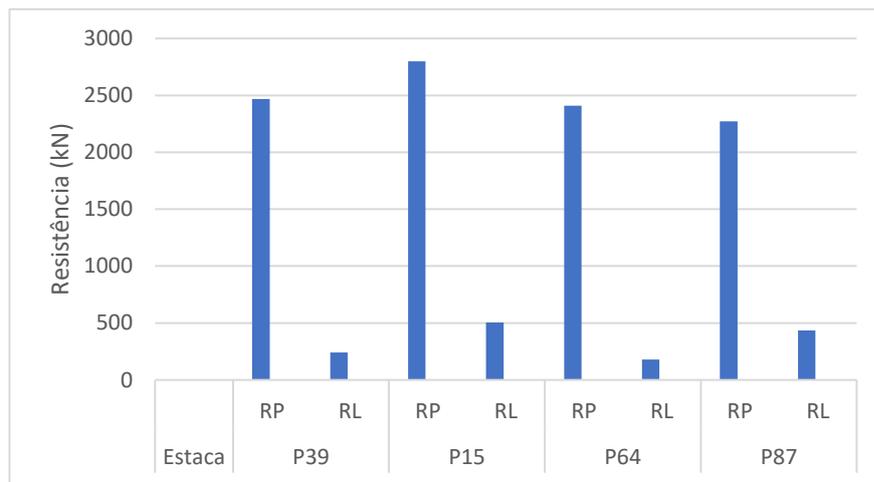
Fonte: Relatório de ensaio PDA – GEOMECC, 2021

Conforme disposto no projeto de fundações, a estaca P39 receberá uma carga de 1166,0kN, a P15 receberá 1229,0kN, a P64 receberá 1428,0kN e a P87 receberá 1019,0kN. Segundo a NBR 6122, os valores obtidos para os ensaios de campo dinâmicos

devem estar considerados com um fator de segurança de 2,0 para ensaios executados junto ao andamento da obra, a tabela 13 mostra que as forças suportadas pelo sistema solo-estaca estão superiores às solicitantes indicadas por projeto.

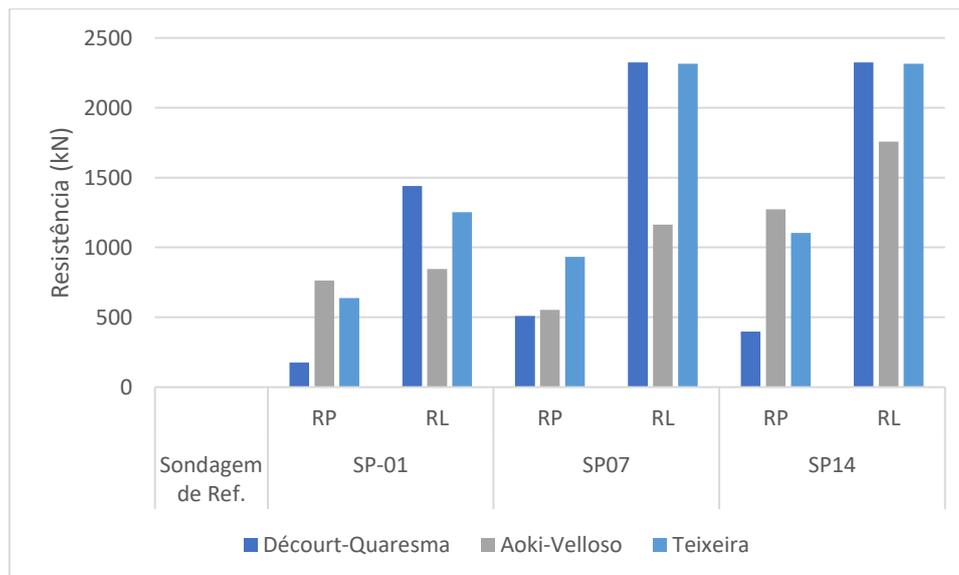
Os gráficos a seguir mostram um comparativo visual entre as resistências de ponta e lateral obtido em cada método semiempírico e no ensaio dinâmico. Tais valores podem ser encontrados no apêndice A.

Figura 7 – Comparativo das resistências laterais e de ponta para o ensaio dinâmico



Fonte: Autor, 2021

Figura 8 – Comparativo das resistências laterais e de ponta para os métodos semiempíricos e estacas de 60cm



Fonte: Autor, 2021

Observa-se uma predominância na resistência de ponta em relação a resistência de atrito lateral através do ensaio dinâmico realizado em campo, fato que era esperado ao se analisar os laudos de sondagem que apresentam maior resistência a penetração nas últimas camadas sondadas. Este mesmo fato não se repete para os métodos semiempíricos, onde em sua grande maioria, a resistência lateral apontada pelo método é maior do que a resistência de ponta. Ademais, ao admitir que o executor responsável garanta o contato efetivo da ponta da estaca e o solo competente (ou rocha), a NBR 6122:2022 dita em sua seção 8.2.1.2 que a resistência de ponta não poderá ser superior a resistência de atrito lateral para os métodos estáticos, que no âmbito deste trabalho, é concordante com a norma ao analisar as resistências através dos métodos semiempíricos.

5 CONCLUSÕES

No presente trabalho calculou-se a carga admissível de uma estaca considerando os diferentes métodos semiempíricos geralmente utilizados no Brasil. Os resultados obtidos foram analisados com aqueles decorrentes do ensaio dinâmico executado em obra e cujas resistências foram determinadas pelo método simplificado tipo CASE e o método numérico tipo CAPWAP. Os métodos semiempíricos apresentaram diferentes validações de acordo com a estaca analisada e o ponto de sondagem utilizado como referência, onde o método de Aoki-Velloso foi o que menos apresentou resultados em que a resistência apresentada era superior a carga solicitante de projeto. Por outro lado, os resultados do ensaio de carregamento dinâmico mostraram que as estacas executadas acabaram por compor um sistema de fundação capaz de resistir a maiores cargas do que o esperado, chegando a ordens maiores de até 47% em relação à carga solicitante. Tal fato é reforçado pois ambos os métodos de Décourt-Quaresma e Teixeira evidenciam uma resistência acima de 56% e 39% respectivamente da carga solicitante de projeto para a estaca mais carregada P15, de diâmetro igual a 60cm, e acima de 80% e 62% respectivamente com relação a carga solicitante para a estaca P64, de diâmetro igual a 70cm.

As diferenças encontradas entre os métodos dinâmicos e semiempíricos se dão principalmente pelas discrepâncias entre as resistências de ponta e laterais encontradas, isto se dá pela diferença de formulação da teoria de cada autor. É importante salientar que estas teorias semiempíricas foram formuladas em sua maioria utilizando os ensaios CPT e SPT como base, mas não foram instrumentadas em campo para uma determinação de prova de carga, e, portanto, seria de grande valia uma inserção de dados experimentais em cada método afim de atualizá-los e aumentar sua eficácia.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13028**: estacas – ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ALBUQUERQUE, P. J. R.; GARCIA, J. R.; **Engenharia de Fundações**. 1. ed. – Rio de Janeiro: LTC, 2020.

AOKI, N.; VELLOSO, D. DE A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. **Anais [...]**. Buenos Aires: ICSMFE, 1975.

DANTAS, S. A. **Apostila: Fundações e obras de contenção**. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, 2006.

DÉCOURT, L; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. 13ª Palestra Milton Vargas da ABMS. **Anais [...]**. 2017.

DIAS, Marianna Silva. **Análise do comportamento de edifícios apoiados em fundação direta no bairro da ponta da praia na cidade de Santos**. São Paulo, 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)

GARCIA, J.R.; **Planilhas eletrônicas: Determinação da capacidade de carga e resistência admissível para diversos tipos de estacas de fundação por diferentes métodos de cálculo. (número limitado de sondagem)**. Disponível em:

<<https://www.jeangarcia.com.br/planilhas-eletronicas>>. Acesso em: 10 jul. 2022.

MILITITSKY, J.; CESAR, N.; FERNANDO, C. **Patologia das Fundações**. 2ª edição revista e ampliada. São Paulo, 2015.

TEIXEIRA, A. H. Análise, Projeto e Execução de Fundações. **3º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia PROJETO**. *Anais...* Rio de Janeiro: ABNT: ABMS, 1996.

APÊNDICE A
TABELAS DE VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIAS ADMISSÍVEIS PELOS
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

A.1 Verificação da resistência admissível da estaca P64 com SP01

Figura A.1 – Verificação da resistência admissível da estaca P64 com SP01.

Prof.(m)	Nspt	Tipo de solo	RESULTADOS	RESULTADOS	RESULTADOS
0			Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Teixeira (1996)
1	2	M-argila arenosa	$r_p = 3.300,0 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 2.280,0 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 950,6 \text{ kN/m}^2$
2	2	M-argila arenosa	$r_l = 22,1 \text{ kN/m}^2$	$r_l = 37,9 \text{ kN/m}^2$	$r_l = 33,5 \text{ kN/m}^2$
3	2	M-argila arenosa			
4	2	M-argila arenosa	$R_p = 1.270 \text{ kN}$	$R_p = 263 \text{ kN}$	$R_p = 951 \text{ kN}$
5	2	M-argila arenosa	$R_L = 1.069 \text{ kN}$	$R_L = 1.833 \text{ kN}$	$R_L = 1.619 \text{ kN}$
6	2	M-argila arenosa			
7	3	M-argila arenosa	$R_T = 2.339 \text{ kN}$	$R_T = 2.096 \text{ kN}$	$R_T = 2.569 \text{ kN}$
8	2	M-argila arenosa			
9	3	B-areia siltosa	$R_{ADM} = 1.170 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 1.475 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 1.285 \text{ kN}$
10	3	B-areia siltosa			
11	5	B-areia siltosa	F.S.global = 2,0	F.S.lateral = 1,3	F.S.global = 2,0
12	6	B-areia siltosa		F.S.ponta = 4	
13	13	B-areia siltosa	TIPO DE ESTACA: F-Hélice Contínua		
14	9	G-silte arenoso	<input checked="" type="checkbox"/> Seção Circular		
15	14	B-areia siltosa	Diâmetro da seção:	70,00 cm	
16	15	O-argila siltosa	OU INFORME:		
17	17	O-argila siltosa	Perímetro da seção:		
18	19	O-argila siltosa	Área da seção:		
19	11	O-argila siltosa			
20	17	O-argila siltosa	Cota de arrasamento:	-1,00 m	
21	17	N-argila arenossiltosa	Cota de ponta:	-23,00 m	
22	18	N-argila arenossiltosa	Compr. de cálculo:	22,00 m	
23	22	N-argila arenossiltosa			

Fonte: GARCIA, 2022

A.2 – Verificação da resistência admissível da estaca P64 com SP07

Figura A.2 – Verificação da resistência admissível da estaca P64 com SP07.

Prof.(m)	Nspt	Tipo de solo	RESULTADOS		
			Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Teixeira (1996)
0					
1	2	O-argila siltosa	$r_p = 1.725,0 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 5.200,0 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 1.100,7 \text{ kN/m}^2$
2	3	O-argila siltosa	$r_l = 29,6 \text{ kN/m}^2$	$r_l = 59,1 \text{ kN/m}^2$	$r_l = 58,9 \text{ kN/m}^2$
3	3	O-argila siltosa			
4	4	O-argila siltosa	$R_p = 664 \text{ kN}$	$R_p = 600 \text{ kN}$	$R_p = 1.101 \text{ kN}$
5	5	O-argila siltosa	$R_L = 1.430 \text{ kN}$	$R_L = 2.859 \text{ kN}$	$R_L = 2.850 \text{ kN}$
6	6	O-argila siltosa			
7	9	O-argila siltosa	$R_T = 2.094 \text{ kN}$	$R_T = 3.459 \text{ kN}$	$R_T = 3.951 \text{ kN}$
8	15	O-argila siltosa			
9	22	O-argila siltosa	$R_{ADM} = 1.047 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 2.349 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 1.975 \text{ kN}$
10	19	I-silte argiloso			
11	14	I-silte argiloso	F.S.global = 2,0	F.S.lateral = 1,3	F.S.global = 2,0
12	13	I-silte argiloso		F.S.ponta = 4	
13	13	I-silte argiloso	TIPO DE ESTACA: F-Hélice Contínua		
14	15	I-silte argiloso	<input checked="" type="checkbox"/> Seção Circular		
15	16	I-silte argiloso	Diâmetro da seção: 70,00 cm		
16	17	I-silte argiloso	OU INFORME:		
17	18	I-silte argiloso	Perímetro da seção:		
18	18	I-silte argiloso	Área da seção:		
19	22	I-silte argiloso			
20	27	I-silte argiloso	Cota de arrasamento: -1,00 m		
21	46	I-silte argiloso	Cota de ponta: -23,00 m		
22	17	I-silte argiloso	Compr. de cálculo: 22,00 m		
23	15	I-silte argiloso			

Fonte: GARCIA, 2022

A.3 – Verificação da resistência admissível da estaca P64 com SP14

Figura A.3 – Verificação da resistência admissível da estaca P64 com SP14.

Prof.(m)	Nspt	Tipo de solo	RESULTADOS	RESULTADOS	RESULTADOS
0			Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Teixeira (1996)
1	3	O-argila siltosa	$r_p = 2.185,0 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 7.266,7 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 1.538,1 \text{ kN/m}^2$
2	3	O-argila siltosa	$r_1 = 46,4 \text{ kN/m}^2$	$r_1 = 63,3 \text{ kN/m}^2$	$r_1 = 64,0 \text{ kN/m}^2$
3	2	O-argila siltosa			
4	4	O-argila siltosa	$R_p = 841 \text{ kN}$	$R_p = 839 \text{ kN}$	$R_p = 1.538 \text{ kN}$
5	5	O-argila siltosa	$R_L = 2.244 \text{ kN}$	$R_L = 3.064 \text{ kN}$	$R_L = 3.096 \text{ kN}$
6	6	O-argila siltosa			
7	7	O-argila siltosa	$R_T = 3.085 \text{ kN}$	$R_T = 3.903 \text{ kN}$	$R_T = 4.634 \text{ kN}$
8	9	O-argila siltosa			
9	10	I-silte argiloso	$R_{ADM} = 1.542 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 2.567 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 2.317 \text{ kN}$
10	13	B-areia siltosa			
11	12	B-areia siltosa	F.S.global = 2,0	F.S.lateral = 1,3	F.S.global = 2,0
12	17	B-areia siltosa		F.S.ponta = 4	
13	19	L-argila	TIPO DE ESTACA: F-Hélice Contínua		
14	18	L-argila	<input checked="" type="checkbox"/> Seção Circular		
15	20	L-argila	Diâmetro da seção: 70,00 cm		
16	22	A-areia	OU INFORME:		
17	20	L-argila	Perímetro da seção:		
18	21	L-argila	Área da seção:		
19	24	L-argila			
20	27	L-argila			
21	45	L-argila	Cota de arrasamento: -1,00 m		
22	45	I-silte argiloso	Cota de ponta: -23,00 m		
23	19	I-silte argiloso	Compr. de cálculo: 22,00 m		

Fonte: GARCIA, 2022

A.4 – Verificação da resistência admissível das estacas P15, P39, P87 com SP-01

Figura A.4 – Verificação da resistência admissível das estacas P15, P39, P87 com SP-01.

Prof.(m)	Nspt	Tipo de solo	RESULTADOS	RESULTADOS	RESULTADOS
			Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Teixeira (1996)
0					
1	2	M-argila arenosa	$r_p = 2.700,0 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 2.080,0 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 637,1 \text{ kN/m}^2$
2	2	M-argila arenosa	$r_i = 21,4 \text{ kN/m}^2$	$r_i = 36,3 \text{ kN/m}^2$	$r_i = 31,6 \text{ kN/m}^2$
3	2	M-argila arenosa			
4	2	M-argila arenosa	$R_p = 763 \text{ kN}$	$R_p = 176 \text{ kN}$	$R_p = 637 \text{ kN}$
5	2	M-argila arenosa	$R_L = 845 \text{ kN}$	$R_L = 1.439 \text{ kN}$	$R_L = 1.252 \text{ kN}$
6	2	M-argila arenosa			
7	3	M-argila arenosa	$R_T = 1.609 \text{ kN}$	$R_T = 1.615 \text{ kN}$	$R_T = 1.889 \text{ kN}$
8	2	M-argila arenosa			
9	3	B-areia siltosa	$R_{ADM} = 804 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 1.151 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 944 \text{ kN}$
10	3	B-areia siltosa			
11	5	B-areia siltosa	$F.S._{global} = 2,0$	$F.S._{lateral} = 1,3$	$F.S._{global} = 2,0$
12	6	B-areia siltosa		$F.S._{ponta} = 4$	
13	13	B-areia siltosa	TIPO DE ESTACA: F-Hélice Contínua		
14	9	G-silte arenoso	<input checked="" type="checkbox"/> Seção Circular		
15	14	B-areia siltosa	Diâmetro da seção: 60,00 cm		
16	15	O-argila siltosa	OU INFORME:		
17	17	O-argila siltosa	Perímetro da seção:		
18	19	O-argila siltosa	Área da seção:		
19	11	O-argila siltosa			
20	17	O-argila siltosa			
21	17	N-argila arenossiltosa	Cota de arrasamento: -1,00 m		
22	18	N-argila arenossiltosa	Cota de ponta: -22,00 m		
23	22	N-argila arenossiltosa	Compr. de cálculo: 21,00 m		
24	28	N-argila arenossiltosa			
25	30	N-argila arenossiltosa			

Fonte: GARCIA, 2022

A.5 – Verificação da resistência admissível das estacas P15, P39, P87

Figura A.5 – Verificação da resistência admissível das estacas P15, P39, P87 com SP07.

Prof.(m)	Nspt	Tipo de solo	RESULTADOS		
			Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Teixeira (1996)
0					
1	2	O-argila siltosa	$r_p = 1.955,0 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 6.000,0 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 933,1 \text{ kN/m}^2$
2	3	O-argila siltosa	$r_l = 29,4 \text{ kN/m}^2$	$r_l = 58,7 \text{ kN/m}^2$	$r_l = 58,5 \text{ kN/m}^2$
3	3	O-argila siltosa			
4	4	O-argila siltosa	$R_p = 553 \text{ kN}$	$R_p = 509 \text{ kN}$	$R_p = 933 \text{ kN}$
5	5	O-argila siltosa	$R_L = 1.163 \text{ kN}$	$R_L = 2.325 \text{ kN}$	$R_L = 2.315 \text{ kN}$
6	6	O-argila siltosa			
7	9	O-argila siltosa	$R_T = 1.716 \text{ kN}$	$R_T = 2.834 \text{ kN}$	$R_T = 3.248 \text{ kN}$
8	15	O-argila siltosa			
9	22	O-argila siltosa	$R_{ADM} = 858 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 1.916 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 1.624 \text{ kN}$
10	19	I-silte argiloso			
11	14	I-silte argiloso	F.S.global = 2,0	F.S.lateral = 1,3	F.S.global = 2,0
12	13	I-silte argiloso		F.S.ponta = 4	
13	13	I-silte argiloso	TIPO DE ESTACA: F-Hélice Contínua		
14	15	I-silte argiloso	<input checked="" type="checkbox"/> Seção Circular		
15	16	I-silte argiloso	Diâmetro da seção: 60,00 cm		
16	17	I-silte argiloso	OU INFORME:		
17	18	I-silte argiloso	Perímetro da seção:		
18	18	I-silte argiloso	Área da seção:		
19	22	I-silte argiloso			
20	27	I-silte argiloso			
21	46	I-silte argiloso	Cota de arrasamento: -1,00 m		
22	17	I-silte argiloso	Cota de ponta: -22,00 m		
23	15	I-silte argiloso	Compr. de cálculo: 21,00 m		

Fonte: GARCIA, 2022

A.6 – Verificação da resistência admissível das estacas P15, P39, P87 com SP14

Figura A.6 – Verificação da resistência admissível das estacas P15, P39, P87 com SP14.

Prof. (m)	Nspt	Tipo de solo	RESULTADOS	RESULTADOS	RESULTADOS
0			Aoki-Velloso (1975)	Décourt-Quaresma (1978)	Teixeira (1996)
1	3	O-argila siltosa	$r_p = 4.500,0 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 4.680,0 \text{ kN/m}^2$	$r_p = 1.102,7 \text{ kN/m}^2$
2	3	O-argila siltosa	$r_l = 44,4 \text{ kN/m}^2$	$r_l = 58,7 \text{ kN/m}^2$	$r_l = 58,5 \text{ kN/m}^2$
3	2	O-argila siltosa			
4	4	O-argila siltosa	$R_p = 1.272 \text{ kN}$	$R_p = 397 \text{ kN}$	$R_p = 1.103 \text{ kN}$
5	5	O-argila siltosa	$R_L = 1.757 \text{ kN}$	$R_L = 2.325 \text{ kN}$	$R_L = 2.315 \text{ kN}$
6	6	O-argila siltosa			
7	7	O-argila siltosa	$R_T = 3.030 \text{ kN}$	$R_T = 2.722 \text{ kN}$	$R_T = 3.417 \text{ kN}$
8	9	O-argila siltosa			
9	10	I-silte argiloso	$R_{ADM} = 1.515 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 1.888 \text{ kN}$	$R_{ADM} = 1.709 \text{ kN}$
10	13	B-areia siltosa			
11	12	B-areia siltosa	$F.S. \text{ global} = 2,0$	$F.S. \text{ lateral} = 1,3$	$F.S. \text{ global} = 2,0$
12	17	B-areia siltosa		$F.S. \text{ ponta} = 4$	
13	19	L-argila	TIPO DE ESTACA: F-Hélice Contínua		
14	18	L-argila	<input checked="" type="checkbox"/> Seção Circular		
15	20	L-argila	Diâmetro da seção: 60,00 cm		
16	22	A-areia	OU INFORME:		
17	20	L-argila	Perímetro da seção:		
18	21	L-argila	Área da seção:		
19	24	L-argila			
20	27	L-argila			
21	45	L-argila	Cota de arrasamento: -1,00 m		
22	45	I-silte argiloso	Cota de ponta: -22,00 m		
23	19	I-silte argiloso	Compr. de cálculo: 21,00 m		

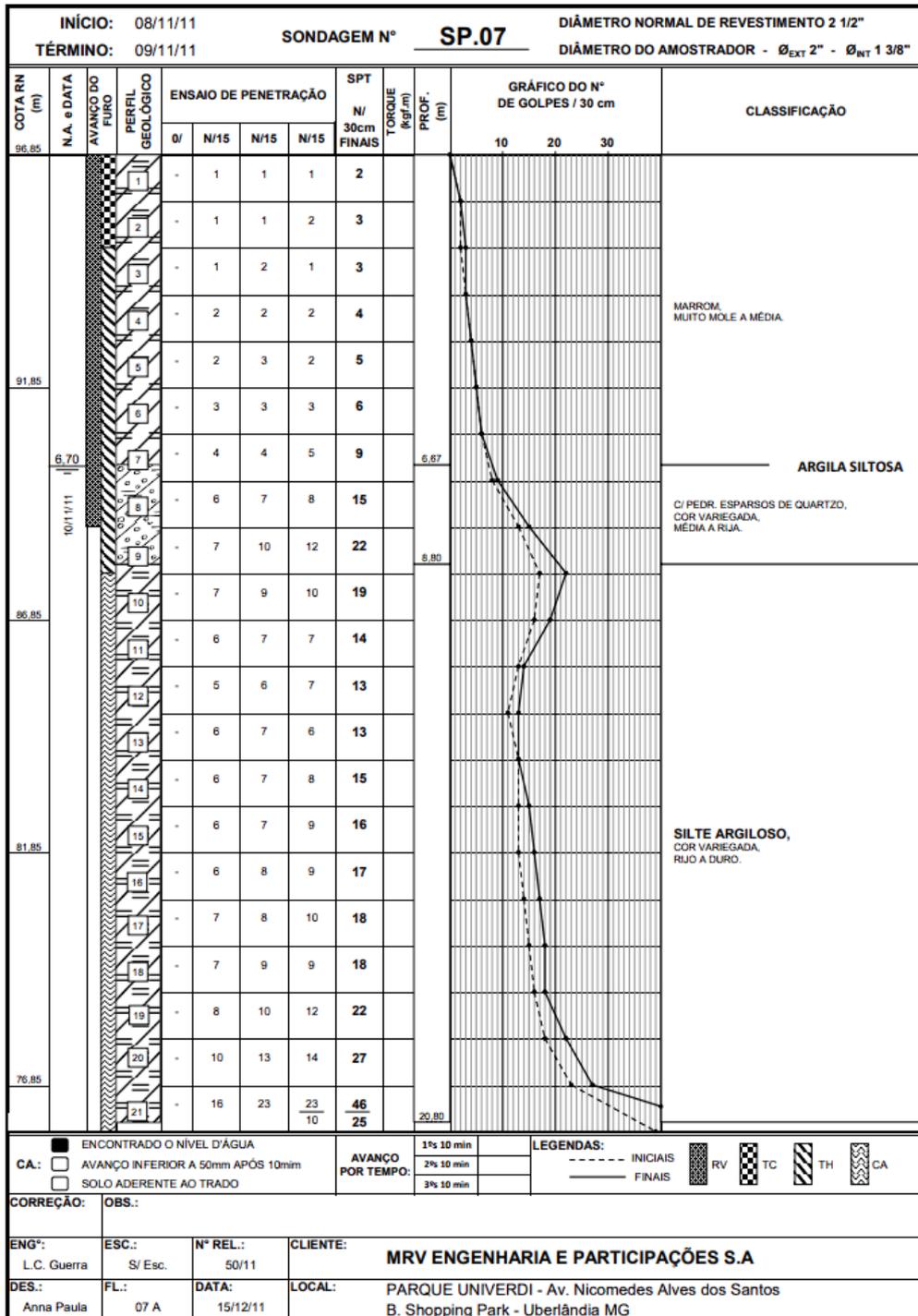
Fonte: GARCIA, 2022

ANEXO A

RELATÓRIOS DE SONDAGEM

A.1 - Relatório de sondagem SP07

Figura A.1 - Relatório de sondagem SP07 (1). Fonte: SONDOTEC



Fonte: SONDOTEC, 2011

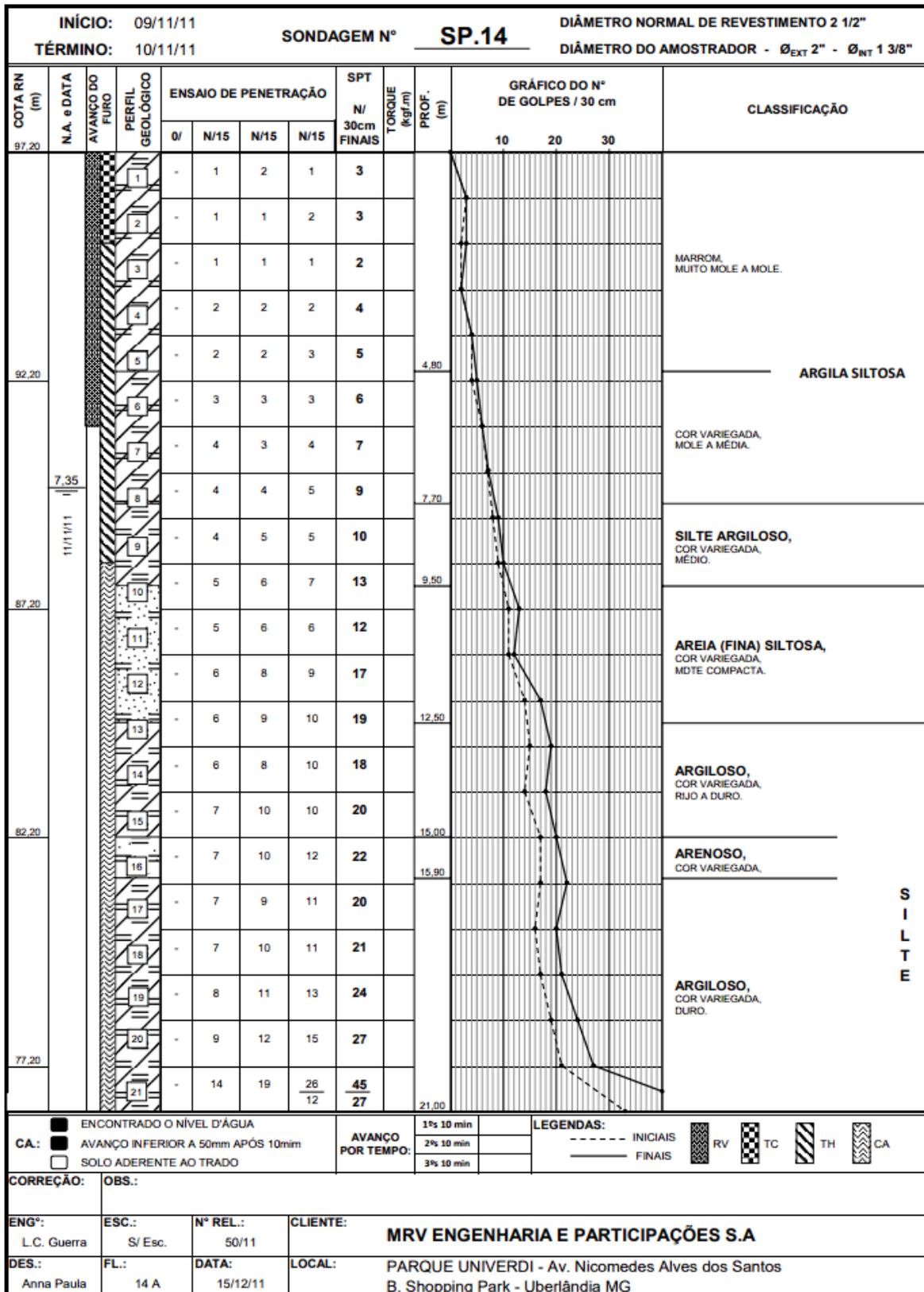
Figura A.1.1 - Relatório de sondagem SP07 (2)

COTA RN (m)		N.A. e DATA	AVANÇO DO FURO	PERFIL GEOLOGICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO				SPT N/ 30cm FINAIS	TORQUE (kgf.m)	PROF. (m)	GRÁFICO DO N° DE GOLPES / 30 cm			CLASSIFICAÇÃO
75,85					0/	N/15	N/15	N/15				10	20	30	
				22	-	28	17 9	-	17 9						SILTE ARGILOSO C/ TRAÇOS DE ALTERAÇÃO DE BASALTO, COR VARIEGADA, DURO.
				23	-	30	15 5	-	15 5						
				24	-	37 6	-	-							
										24,06					LIMITE DE SONDAAGEM
70,85				25											
				26											
				27											
				28											
				29											
				30											
65,85				31											
				32											
				33											
				34											
				35											
60,85				36											
				37											
				38											
				39											
				40											
				41											
55,85				42											
		<input checked="" type="checkbox"/> ENCONTRADO O NÍVEL D'ÁGUA CA: <input type="checkbox"/> AVANÇO INFERIOR A 50mm APÓS 10min <input type="checkbox"/> SOLO ADERENTE AO TRADO		AVANÇO POR TEMPO: 1% 10 min 2% 10 min 3% 10 min		LEGENDAS: - - - - INICIAIS _____ FINAIS		RV TC TH CA							
CORREÇÃO:		OBS.:													
ENG°:	ESC.:	N° REL.:	CLIENTE:												
L.C. Guerra	S/ Esc.	50/11	MRV ENGENHARIA E PARTICIPAÇÕES S.A												
DES.:	FL.:	DATA:	LOCAL:												
Anna Paula	07 B	15/12/11	PARQUE UNIVERDI - Av. Nicomedes Alves dos Santos B. Shopping Park - Uberlândia MG												

Fonte: SONDOTEC, 2011

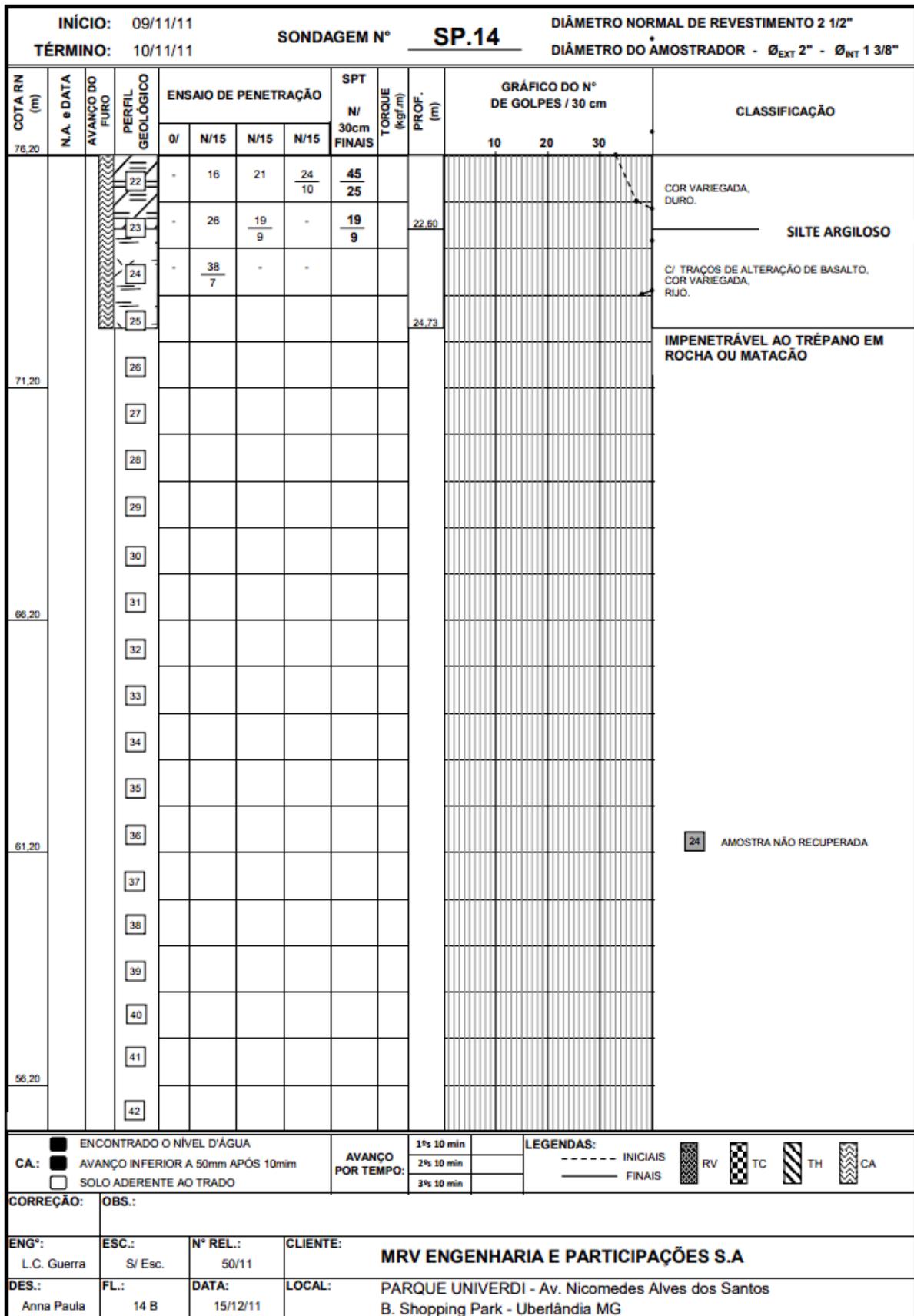
A.2 - Relatório de sondagem SP14

Figura A.2.1 - Relatório de sondagem SP14 (1).



Fonte: SONDOTEC, 2011

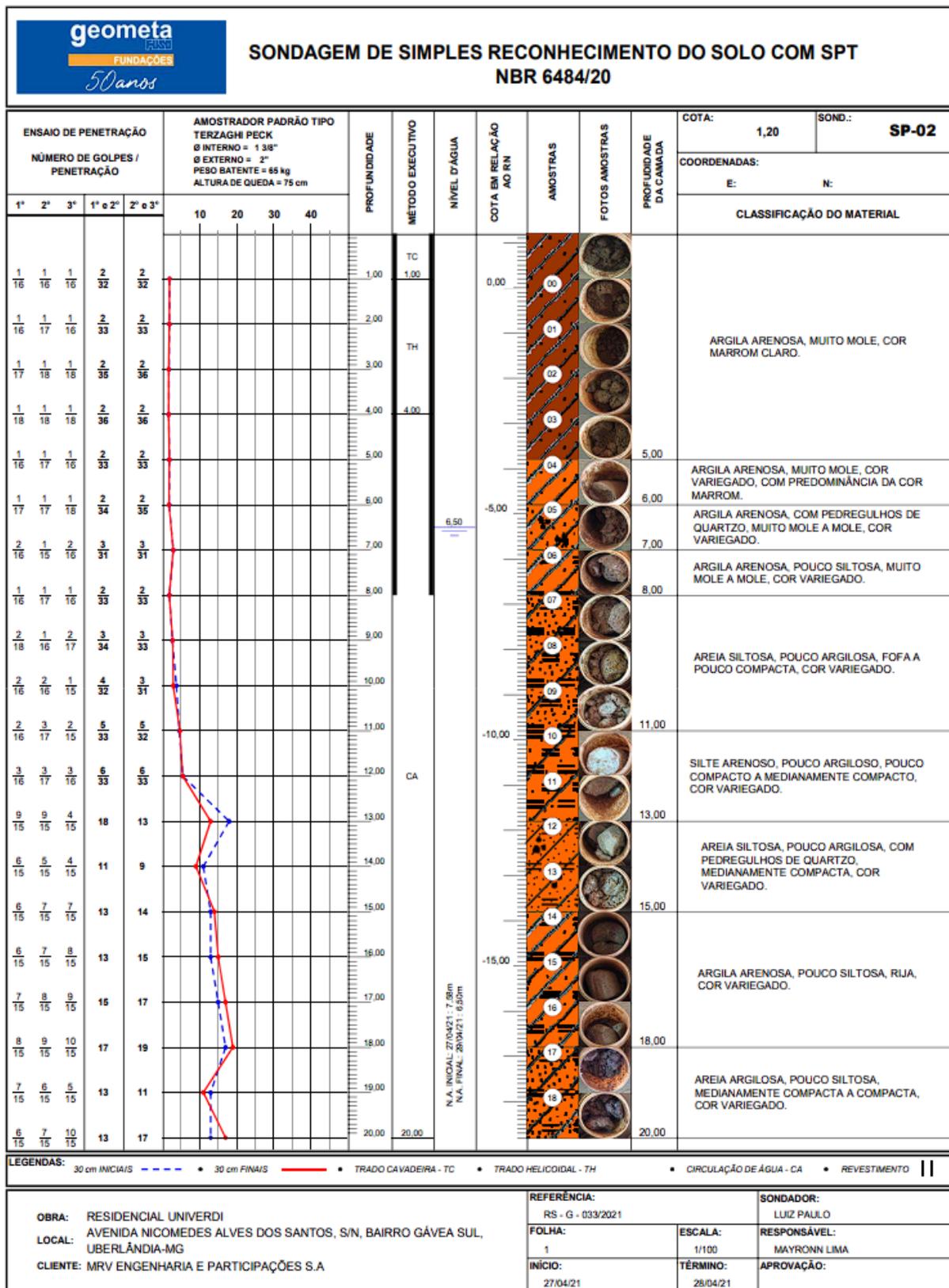
Figura A.2.2 – Relatório de sondagem SP14 (2)



Fonte: SONDOTEC, 2011

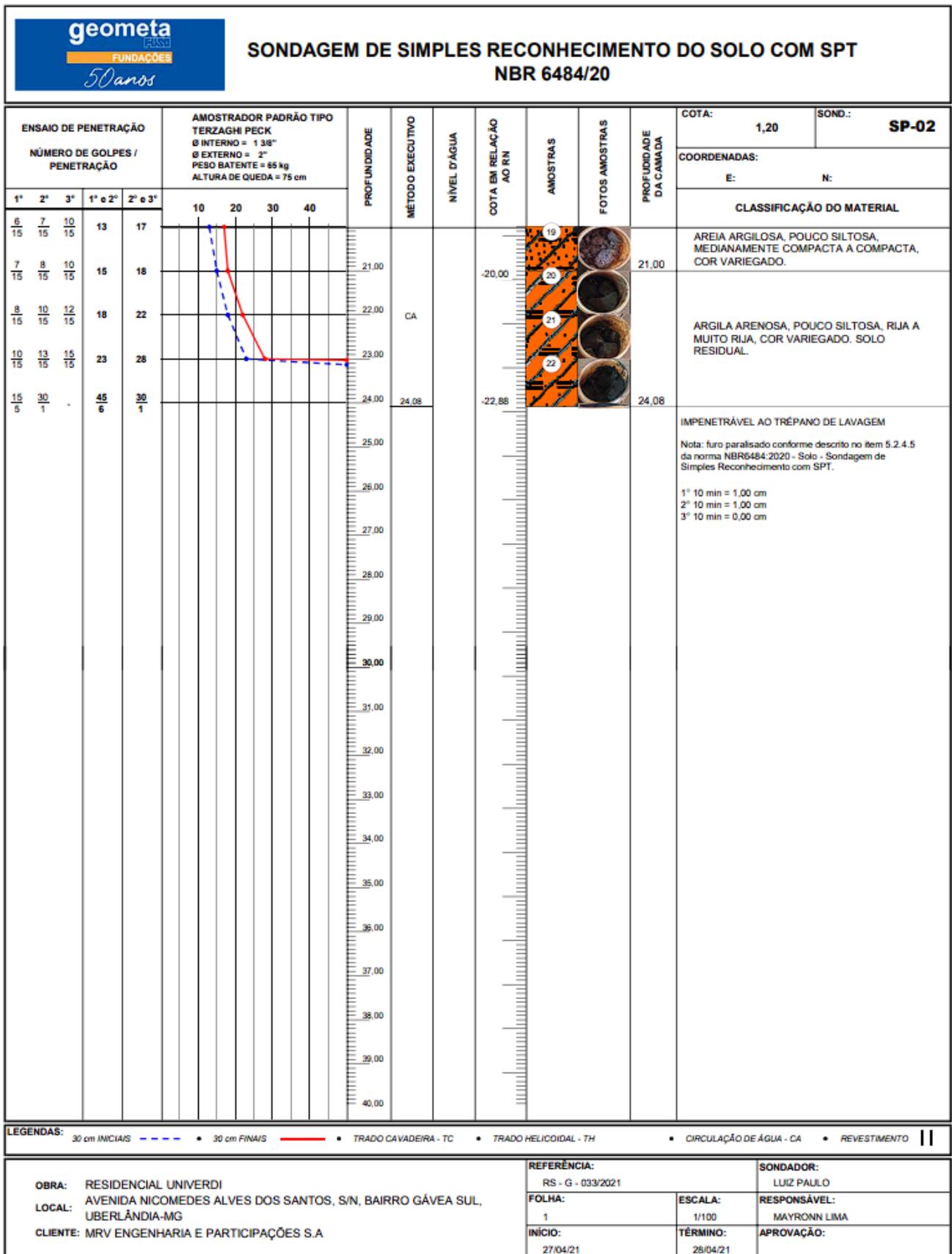
A.3 - Relatório de sondagem SP01

Figura A.3.1 - Relatório de sondagem SP01 (1).



Fonte: GEOMETA, 2021

Figura A.3.2 - Relatório de sondagem SP01 (2).



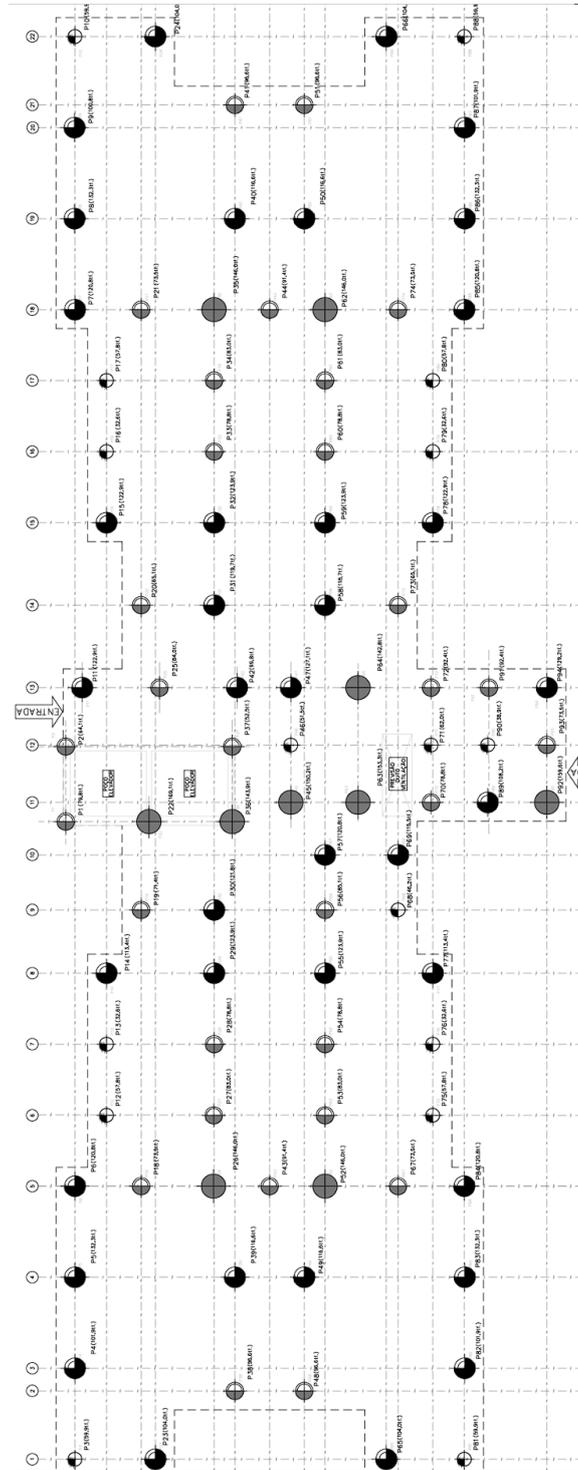
Fonte: GEOMETA, 2021

ANEXO B

CROQUI DO PROJETO DE FUNDAÇÕES

B.1 - Croqui do projeto de fundações

Figura B.1 - Croqui do projeto de fundações.



Fonte: MRV Engenharia