

ANÁLISE COMPARATIVA DE MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS DA CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUE COM ENSAIO DE PROVA DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACA HÉLICE CONTÍNUA EM GOIÂNIA-GO

Schmaltz, C., Campos, F.

Escola Politécnica e de Artes

Pontifícia Universidade Católica de Goiás

Goiânia – Goiás - Brasil

RESUMO: Este artigo compara as previsões de capacidade de carga dos métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Antunes e Cabral (1996), Teixeira (1996), Vorcaro-Velloso (2000) e Oliveira (2024), além dos recalques pelos métodos de Randolph e Worth (1978) e Poulos e Davis (1980), com resultados de uma prova de carga estática em estaca hélice contínua em Goiânia – Goiás. Também avalia ensaios SPT antes e após a escavação para analisar o alívio de tensões no solo. O método de Oliveira (2024) apresentou a melhor correspondência com os dados reais, enquanto o de Antunes e Cabral (1996) foi o mais preciso, mas sensível aos parâmetros adotados.

Palavras-chave: capacidade de carga, recalque de estacas, redistribuição de tensão do solo

1.INTRODUÇÃO

O crescimento econômico nas áreas urbanas impulsionou a necessidade de avanços tecnológicos nas engenharias e ciências, tornando-se essencial para lidar com as constantes transformações na construção civil. Nesse contexto, a engenharia civil se adaptou especialmente na área de fundações, desenvolvendo novos equipamentos, provas de carga instrumentadas, com o objetivo de oferecer maior economia e qualidade nas obras.

Atualmente, destacam-se no Brasil, as estacas do tipo hélice contínua monitorada que, devido a sua relação de custo e capacidade de carga, elas têm ganhado muita abrangência na maioria das regiões brasileiras. Essa estaca é moldada "in loco" por meio

da perfuração do solo com um trado contínuo e a injeção de concreto, e sua adoção crescente se deve às vantagens que oferece durante o processo de execução, que é monitorado nas etapas de perfuração e concretagem. Como essa tecnologia foi introduzida no Brasil no início da década de 90, especialmente na região Centro-Oeste no início dos anos 2000, é importante avaliar a sua capacidade de carga e recalque. Nesse sentido, as provas de carga são fundamentais, pois segundo Oliveira (2007), a simulação da carga de uma edificação é feita para confirmar a resistência de projeto das fundações, contribuindo para a redução de patologias estruturais. Essa evolução destaca a necessidade de uma abordagem integrada que leve em consideração a eficiência e a durabilidade das construções.

A teoria da elasticidade estuda as relações entre tensões e deformações em materiais contínuos, oferecendo uma base para compreender seu comportamento mecânico. Apesar da complexidade dos solos, que geralmente não apresentam um comportamento típico de sólidos perfeitamente elásticos, essa teoria é amplamente utilizada como uma ferramenta inicial de análise. Por meio de suas equações constitutivas, como a Lei de Hooke generalizada, e conceitos como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, é possível modelar o comportamento do solo diante das solicitações geradas pelas fundações. (MANCINI, 1997).

A previsão de recalques em fundações é fundamental no planejamento e execução de obras geotécnicas, garantindo a segurança estrutural e o desempenho da edificação ao longo de sua vida útil. Entre as abordagens mais empregadas para essa análise, destaca-se a teoria da elasticidade, que oferece os fundamentos matemáticos e físicos necessários para modelar o comportamento do solo submetido a cargas externas.

Todas essas modelagens são importantes porque fundações bem projetadas representam de 3% a 10% do custo total de um edifício, enquanto fundações mal concebidas e mal projetadas podem custar de 5 a 10 vezes mais do que a fundação ideal para o projeto (BRITO, 1987).

Este trabalho tem como objetivo analisar a capacidade de previsão do comportamento carga-recalque de estacas hélice contínua, utilizando os métodos semiempíricos que melhor se adequam ao caso estudado. Isso deve-se ao fato que os métodos semiempíricos permitem a utilização de dados experimentais para fornecer boas

aproximações onde a precisão extrema não é precisa. Além disso, esse trabalho tem também como objetivo estudar o recalque das fundações com base nos princípios da teoria da elasticidade. Ao fim, será verificado como esses métodos se comportam na obra estudada.

2.REFERENCIAL TEÓRICO

2.1.ABNT NBR 6484:2020 – Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio

A ABNT NBR 6484:2020, norma brasileira para sondagens de simples reconhecimento de solos, tem suas origens no início da década de 1930, com a primeira proposta formal apresentada em 1974 e a norma oficializada em 1979. Desde então, a norma passou por revisões, sendo a mais recente em 2020, que introduziu especificações para processos de ensaio mecanizado e novos critérios de paralisação das sondagens. Apesar dos avanços na padronização dos equipamentos e procedimentos, ainda existem práticas inadequadas na execução do ensaio SPT segundo a ABNT NBR 6484:2020 - Solo - Sondagens de simples.

A ABNT NBR 6484:2020 é essencial nesse trabalho que busca comparar previsões de capacidade de carga e recalque, pois estabelece um método padronizado para a execução de sondagens de simples reconhecimento de solos utilizando o SPT (Standard Penetration Test). Essa norma fornece diretrizes claras sobre a determinação dos tipos de solo, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração, que são fundamentais para a análise geotécnica. Ao utilizar a ABNT NBR 6484, os resultados obtidos nas sondagens podem ser correlacionados com as previsões de capacidade de carga dos métodos mencionados, além de permitir uma comparação robusta com os dados da prova de carga estática em estacas do tipo hélice contínua, garantindo a confiabilidade e a validade das conclusões do estudo.

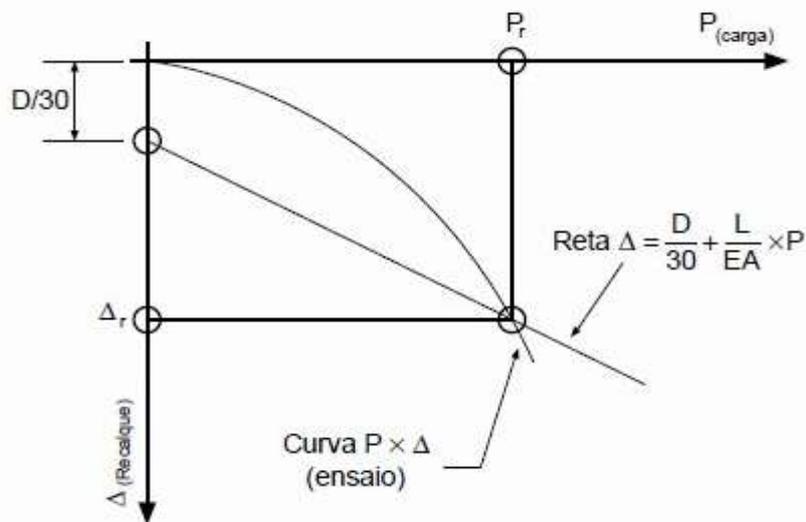
2.2.ABNT NBR 6122:2022 – Projeto e Execução de Fundações

A ABNT NBR 6122:2022 fornece diretrizes fundamentais para o projeto e execução de fundações, com o objetivo de garantir a segurança e a eficácia das estruturas. Dividida em seções que abordam diferentes tipos de fundações, como rasas e profundas, a norma

abrange procedimentos executivos, requisitos de segurança e critérios para a verificação de desempenho. Entre os principais pontos, destaca-se o objetivo de assegurar que as fundações sejam projetadas e executadas de maneira a garantir a segurança estrutural, considerando as características do solo e as cargas aplicadas. Além disso, detalha métodos de execução para diversos tipos de fundações, como estacas, tubulões e sapatas, especificando os materiais e procedimentos construtivos.

A verificação de segurança também é enfatizada, exigindo o projeto para resistir a estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS), com atenção a fatores como recalques e deformações. O monitoramento e controle das fundações são necessários, especialmente em estruturas com cargas variáveis ou sensíveis a recalques, e a norma exige a manutenção de registros detalhados sobre materiais, equipamentos e condições de execução. De acordo com a norma, há um ponto de ruptura que descreve o momento onde a carga suportada máxima encontra-se conforme representado na Figura 1:

Figura 1 – Carga de ruptura convencional



Fonte: ABNT 6122:2022

Essa figura transcreve o ponto de intersecção da reta de deformação elástica com a curva de carga x recalque.

2.3. ABNT NBR 16903:2020 – Prova de Carga Estática em Fundações Profundas

A NBR 16903: Prova de carga estática em fundação profunda especifica também o método de ensaio utilizado para prova de carga, abrangendo todos os tipos de estacas,

sejam verticais ou inclinadas, independentemente do processo de execução e instalação no terreno, se aplicando especificamente às provas de carga que utilizam o critério de cargas controladas.

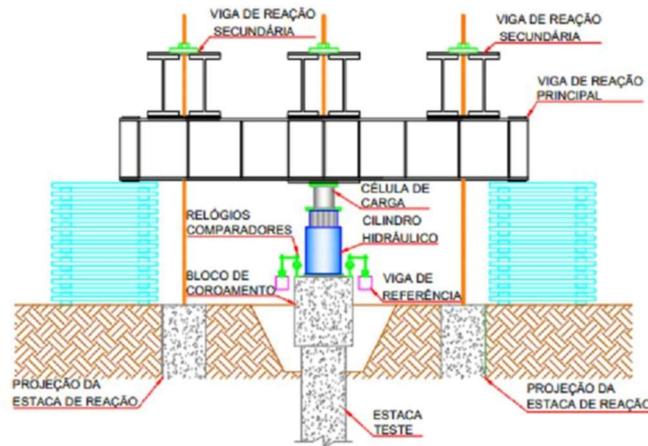
A utilização dessa norma é importante para trabalhos que buscam comparar previsões de capacidade de carga e recalque, pois assegura a consistência e a precisão dos dados obtidos, a norma possibilita que os resultados da prova de carga estática em estacas do tipo hélice contínua, sejam utilizados como referência para validar ou ajustar previsões teóricas.

2.4. Ensaio de carregamento lento (PCE)

Considerando-se edifícios verticais com fundações profundas, o método de análise mais indicado para verificar a carga seria o ensaio de carregamento lento, conforme Figura 2. A escolha costuma ser feita por simular de maneira mais efetiva as etapas construtivas de um edifício aplicando cargas de maneira progressiva, assim como é feita na construção de um prédio.

O ensaio deve seguir os critérios apresentados na ABNT NBR 16903 (2020), dispondo dos equipamentos necessários (manômetros, cilindros, bombas hidráulicas, célula de carga), dos esquemas de montagem da prova de carga incluindo até sua locação além dos critérios de dimensionamento do sistema de reação da prova de carga, dispondo de três etapas principais: carregamento, estabilização e descarregamento.

Figura 2 – Esquemática da Prova de Carga.



Fonte: Júnior Cruz, A. J.; Martins, T. C.; Cruz, D. M.; et al¹

2.5. Métodos Semiempíricos para Cálculo de Capacidade de Carga

Os métodos semiempíricos para cálculo da capacidade de carga são técnicas utilizadas para estimar a resistência de fundações, principalmente de estacas, no solo. Eles combinam fundamentos teóricos com dados empíricos (obtidos de experimentos ou ensaios de campo), buscando uma estimativa mais precisa do quanto uma fundação pode suportar sem comprometer a sua estabilidade. Esses métodos são comuns em geotecnia, pois o comportamento do solo é complexo e muitas vezes não se descreve apenas por teorias.

2.5.1. AOKI-VELLOSO (1975)

Segundo a descrição do método de Aoki-Velloso por Velloso e Lopes (2010), o estudo foi inicialmente proposto para o cálculo da carga última em função dos valores da resistência de ponta e lateral, medidos por meio do ensaio CPT. Porém, este ensaio não é tão usual no Brasil como o SPT. Portanto, a fim de se fazer uso desse método, foram feitas correlações, que resultou na Equação (1):

$$R = \frac{KNp}{F1} Ap + \frac{U}{F2} \sum(\alpha.K.Nl.\Delta L) \quad (1)$$

¹ Disponível em: [\(PDF\) Análise de riscos ambientais e de acidentes em ensaios de provas de carga estática de fundações profundas](#)

Sendo K e α coeficiente relativos ao solo, (ANEXO 1) $F1$ e $F2$ coeficientes relativos ao tipo de estaca (ANEXO 2), N_p o valor de N_{SPT} na cota de apoio da estaca, A_p é a área da ponta (m^2), U é o perímetro da seção (m), N_L valor médio de N_{SPT} em uma camada de espessura ΔL .

2.5.2. DÉCOURT - QUARESMA (1978)

O método seguinte, descrito, por Velloso e Lopes (2010), este é um método para determinação da capacidade de carga baseado, apenas, nos dados fornecidos por sondagem à percussão (SPT). O método apresenta a Equação (2):

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta_D \cdot 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (2)$$

Onde α e β são coeficientes em função do tipo de estaca e solo (ANEXOS 3), C é um coeficiente do solo (ANEXO 4), N_p é a média do N_{SPT} no nível da ponta da estaca uma camada acima e a camada abaixo, A_p é a área da ponta (m^2), N_L é a média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste desconsiderando o último metro da estaca, sendo este com limite superior de $N_L = 50$ e U é o perímetro do fuste (m).

2.5.3. ANTUNES E CABRAL (1996)

Velloso e Lopes (2010) descreve o método de Antunes e Cabral (1996) foi desenvolvido através de análise de provas de carga estática em estacas hélice contínua, sendo aplicado exclusivamente para este tipo de estaca, sendo a capacidade de carga Q_{ult} estimada pela Equação (3):

$$Q_{ult} = (\beta'2 * N_p)A_p + U \sum (\beta'1 N) \Delta L \quad (3)$$

Sendo $\beta'1$ e $\beta'2$ coeficientes em função do tipo de solo (ANEXO 5), N_p é o valor de N_{spt} no nível da ponta, A_p é a área da ponta (cm^2), U é o perímetro do fuste (cm), N é o índice de resistência à penetração e ΔL é a espessura da camada de solo (cm). Deve-se levar em consideração que o produto $\beta'2 \cdot N_p \leq 40 \text{ kgf/m}^2$.

2.5.4. TEIXEIRA (1996)

De acordo com Velloso e Lopes (2010), Teixeira em 1996 apresentou um método para o cálculo de capacidade de carga de estacas. A capacidade de carga à compressão de uma estaca é determinada em função dos parâmetros α e β presentes na Equação (4):

$$Q_{l,ult} = \alpha * N_b * A_b + U * \beta * N_l * L \quad (4)$$

Sendo α valores em função da natureza do solo e do tipo de estaca (ANEXO 6), β valores em função do tipo de estaca (ANEXO 6), L comprimento da estaca (m), N_b valor médio obtido no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta da estaca e um diâmetro abaixo (m), N_l valor obtido ao longo do fuste da estaca (m) e A_b sendo área da base da estaca (m^2), U é o perímetro do fuste (m).

2.5.5. VORCARO-VELLOSO (2000)

Velloso e Lopes (2010) relata que o método de Vorcaro-Velloso utilizou a técnica de regressão linear múltipla, aplicando a técnica aos resultados das provas de cargas que obtinham com o solo caracterizado pela sondagem de solo SPT. O método utiliza das Equações (5), (6) e (7) para o cálculo da capacidade de carga:

$$XP = AN_{ponta} \quad (5)$$

$$XF = U \sum N_{fuste} \Delta L \quad (6)$$

$$Q_{est} = exp (1,96 \ln XP - 0,34 \ln XP \ln XF + 1,36 \ln XF) \quad (7)$$

Sendo A área da ponta da estaca em m^2 , U sendo o perímetro do fuste ao longo da estaca (m), ΔL sendo a espessura de solo em metros ao longo da qual “N” é considerado constante.

2.5.6. OLIVEIRA (2024)

O método desenvolvido por Oliveira (2024) em sua dissertação consiste em uma abordagem semiempírica para prever a capacidade de carga lateral e de ponta de estacas hélice contínua. Neste trabalho é utilizado um banco de dados com 120 provas de carga instrumentadas em Goiânia, é considerado que a mobilização do atrito lateral depende da posição das camadas ao longo do fuste da estaca, o que difere dos métodos convencionais.

O autor dividiu o banco de dados em conjuntos de calibração e validação, usando o método de Van der Veen para determinar a carga última e o atrito lateral. A metodologia proposta apresenta funções para prever a mobilização do atrito lateral e dos coeficientes de mobilização para cargas de trabalho e carga última. O método utiliza das Equações (8), (9) e (10) para o cálculo da capacidade de carga:

$$R_T = R_l + R_p \quad (8)$$

$$R_l = \sum_0^n C_l * N_{SPT(l)} * U * \Delta_l \quad (9)$$

$$R_p = A_p * C_p * N_p \quad (10)$$

Sendo R_T a capacidade de carga total (kN), R_l é a resistência por atrito lateral mobilizada na ruptura (kN), e R_p é a resistência de ponta (kN). Onde C_l são os coeficientes de mobilização do atrito lateral correspondente ao centro da camada estudada (ANEXO 7) (kPa), $N_{SPT(l)}$ médio referente ao trecho do fuste analisado, Δ_l comprimento do trecho do fuste analisado, U perímetro da estaca (m), C_p coeficiente de mobilização da ponta (ANEXO 8), N_p índice N_{SPT} do metro abaixo da ponta da estaca, com limite superior de 40 para a previsão de carga última, A_p área de ponta (m^2).

2.6. Teoria da Elasticidade para Cálculo de Previsão de Recalque

A teoria da elasticidade possibilitou desenvolver as equações para a previsão do recalque, definido como o movimento descendente de uma fundação. Esses métodos são particularmente úteis porque permitem estimar, de forma razoável, os recalques com base em ensaios de campo e informações sobre o solo, sem exigir uma modelagem matemática completa.

Na engenharia geotécnica, a previsão de recalques é fundamental para o planejamento e dimensionamento de fundações. Ela auxilia na avaliação do comportamento do solo sob carga, contribuindo para a redução de riscos associados a recalques excessivos e garantindo a estabilidade das estruturas. A escolha do método de previsão mais adequado depende das características do solo e das condições do projeto,

pois cada técnica apresenta vantagens específicas para diferentes tipos de solo e situações de carga.

2.6.1. MÉTODO DE RANDOLPH E WROTH (1978)

De acordo com Velloso e Lopes (2010), os estudos de Randolph e Wroth propuseram no ano de 1978 equações baseadas em funções de transferência de carga e levando em conta a heterogeneidade do solo, que os deslocamentos verticais de uma fundação eram representados pelo aumento da distância entre a estaca e o ponto de referência, possibilitando a interpretação da camada mais resistente na ponta da estaca conforme descreve a Equação (11) e as suas Equações (12, 13 e 14):

$$\frac{Pt}{G_i \times r \times W_t} = \frac{\frac{4n}{(1-\nu)\xi} + \rho \frac{2\pi t g h(\mu L) L}{\zeta \mu L r_o}}{1 + \frac{1}{\pi \lambda (1-\nu)\xi} \frac{4n}{\mu L} \frac{t g(\mu L) L}{r_o}} \quad (11)$$

$$\zeta = \ln(r_m/r_o); \quad (12)$$

$$r_m = L\{0,25 + \xi[2,5\rho(1 - \nu) - 0,25]\}; \quad (13)$$

$$\mu L = \frac{L}{r_o} \sqrt{\frac{2}{\zeta \lambda}}. \quad (14)$$

Sendo Pt a carga no topo da estaca (kN), W_t o recalque no topo da estaca (m); G_i o módulo cisalhante do solo a uma profundidade $Z=L$ (kPa); L o comprimento da estaca (m); r_o o raio da estaca (m); η sendo a razão entre o raio da base e o raio do fuste (r_b/r_o); ξ é a razão entre o módulo cisalhante do solo e o módulo cisalhante abaixo da ponta da estaca (G_i/G_b), ρ é a razão entre o módulo cisalhante médio do solo no trecho penetrado pela estaca e o módulo cisalhante do solo (G/G_i) e λ a razão entre o módulo de elasticidade do material da estaca e o módulo cisalhante do solo (E_p/G_i). Conforme os parâmetros obtidos na região estudada, e de acordo com a dissertação de Magalhães (2005) foram utilizados valores de K entre 2 a 5 para melhor dimensionamento do módulo de elasticidade, conforme Equação (15).

$$E_s = K * N(MPa) \quad (15)$$

$$E_c = \alpha_e * 0.85 * 5600 * \sqrt{fck}(MPa) \quad (16)$$

$$G = \frac{Es}{2+2\nu_s} \quad (17)$$

2.6.2. MÉTODO DE POULOS E DAVIS (1980)

Conforme descrito por Velloso e Lopes (2010), o método considera o deslocamento da estaca igual ao deslocamento do solo adjacente ao seu fuste. O recalque total da estaca é determinado do recalque sofrido pelo solo pelas Equações (16,18 e 19).

$$\rho_s = \frac{P.I}{Es.D} \quad (18)$$

$$K = \left(\frac{Ec}{Es} \right) \quad (19)$$

Sendo **Ec** o módulo de elasticidade do concreto (MPa), **ρs** o recalque no topo da estaca (mm), **P** a carga aplicada na estaca (tf), **D** o diâmetro da estaca (m); **Es** o módulo de elasticidade longitudinal do solo (MPa); **I** o fator de influência e **K** a compressibilidade relativa.

Para poder encontrar o fator de influência (I), utiliza-se a Equação (20) em caso de estaca flutuante, conhecida pelo atrito lateral entre a estaca e o solo e, utiliza-se a Equação (21) em caso de estaca de ponta, conhecida pela resistência do final da estaca e o solo em questão.

$$I = I_o * R_k * R_h * R_v \quad (20)$$

$$I = I_o * R_k * R_b * R_v \quad (21)$$

Sendo **I_o** o fator de influência para uma estaca; e **R_k**, **R_v**, **R_h**, **R_b** os fatores de correção. (Anexo 9).

3. ESTUDO DE CASO

No ensaio de prova de carga estática que fundamenta o estudo de caso em questão, (Figura 3), foram seguidas as diretrizes estabelecidas pela ABNT NBR 16903 (2020). Entre os procedimentos adotados, destaca-se a aplicação de carga por meio de um atuador hidráulico, como ilustrado na Figura 4, sendo permitido um incremento máximo de 20% da carga de trabalho em cada estágio. Para cada etapa, foi observado um período mínimo de 30 minutos para estabilização dos deslocamentos. A estabilização foi confirmada ao

verificar uma variação inferior a 5% em relação à média do estágio anterior, conforme indicado na Tabela 1. Caso essa condição não fosse atendida, novas leituras seriam realizadas, sempre respeitando o limite máximo de 120 minutos por estágio. Este rigor no controle visa garantir a precisão e a confiabilidade dos resultados obtidos no ensaio.

Figura 3 - Equipamento para realização da Prova de Carga.



Fonte: Autoria própria (2024)

A figura acima é uma foto retirada no dia do ensaio que mostra os elementos do equipamento conforme representado na Figura 2.

No acompanhamento da obra estudada, foi realizado um estudo detalhado das condições estruturais para avaliar a capacidade de carga da estaca analisada. Durante o monitoramento, foram obtidos dados que indicaram, de acordo com o critério da ABNT NBR 6122:2022, uma carga de ruptura de 150,68 tf para a estaca, enquanto a carga de projeto prevista era de 117,8 tf. O ensaio alcançou uma carga de 225 tf, abaixo da previsão de 240 tf. A deformação não estabilizou e o ensaio foi interrompido por excesso de deformação, pois o recalque medido era superior a 10% do diâmetro da estaca, valor esse considerado o limite de ruptura nas normas estrangeiras. Essa diferença destaca a importância de ajustes na análise geotécnica para garantir o atendimento pleno às exigências do projeto.

Figura 4 - Atuador hidráulico e quatro deflectômetros medindo recalque da estaca



Fonte: Autorial própria (2024)

Imagem ampliada do atuador hidráulico utilizado no ensaio com quatro deflectômetros digitais com precisão de milésimo de milímetros.

Tabela 1 – Média dos deslocamentos na estaca estudada

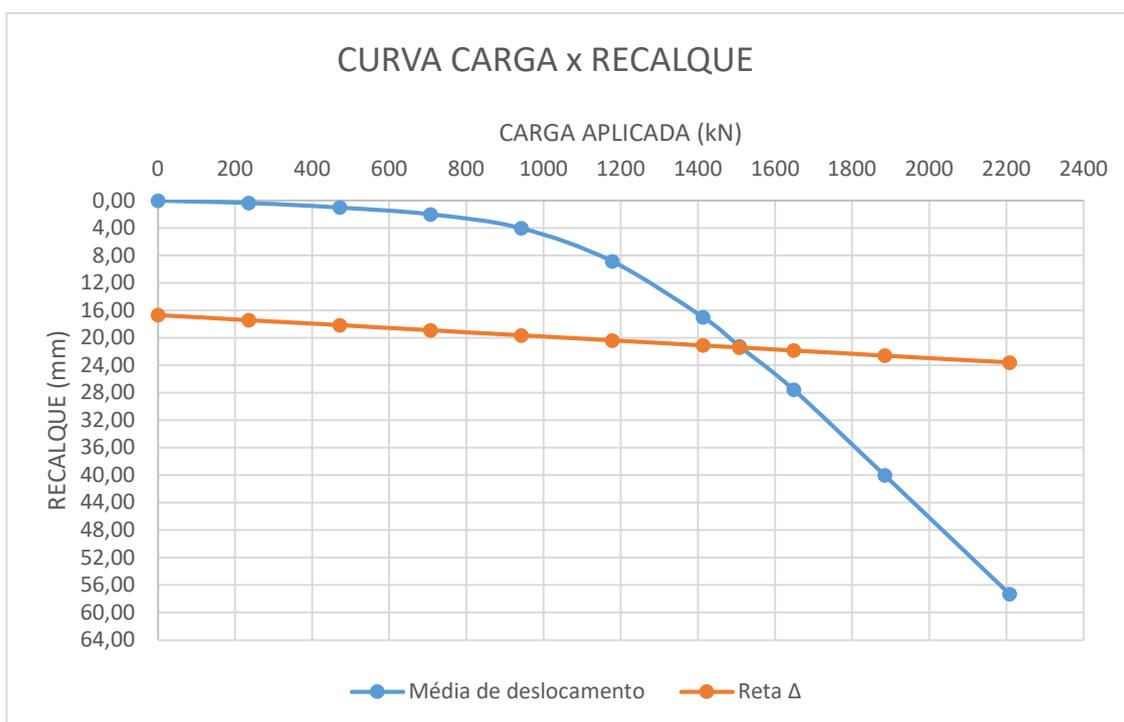
Carga (ton)	Carga (kN)	Deslocamentos				Média (mm)
		D1 (mm)	D2 (mm)	D3 (mm)	D4 (mm)	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
24,00	235,44	0,34	0,27	0,37	0,40	0,35
48,00	470,88	0,86	0,96	1,12	1,04	1,00
72,00	706,32	1,71	1,95	2,22	2,04	1,99
96,00	941,76	0,61	3,96	4,41	4,10	4,02
120,00	1177,20	8,26	8,74	9,32	9,03	8,84
144,00	1412,64	16,24	16,86	17,57	17,18	16,96
168,00	1648,08	26,75	27,44	28,24	27,78	27,55
192,00	1883,52	39,05	39,78	40,75	40,38	39,99
225,00	2207,25	56,22	56,99	58,14	57,78	57,28

Fonte: Autorial própria (2024)

De acordo com ABNT NBR 6122:2022 a Figura 5 apresenta a curva Carga x Deslocamento do topo da estaca, obtida a partir da média dos valores dos recalques medidos nos deflectômetros durante o ensaio da estaca PCE. A estabilização dos

recalques foi alcançada no intervalo entre o sétimo estágio e oitavo estágio, correspondente a uma carga de ruptura de 150,68 tf. Esse resultado, por sua vez, pôde ser obtido através de uma interpolação entre o sétimo estágio e oitavo para que fosse possível encontrar o exato ponto de encontro entre a curva de carga e a reta de recalque. Para a carga de 225,0 tf, o recalque observado corresponde ao deslocamento registrado imediatamente após a aplicação dessa carga, indicando o comportamento da estaca sob condições além da estabilização previamente alcançada.

Figura 5 – Curva Carga x Deslocamento do topo da estaca PCE



Fonte: Aatoria própria (2024)

Para realizar a previsão de recalque, foram coletados dados de sondagem do solo antes e após a escavação, incluindo ensaios de SPT (Standard Penetration Test) (Anexo 10), que forneceram informações sobre a resistência e as características do solo em diferentes profundidades. Com base nesses dados, foram aplicados modelos de elasticidade para estimar as deformações esperadas no solo devido às cargas da fundação. Além disso, métodos teóricos foram usados para ajustar e validar os resultados, levando em consideração as condições locais do solo.

Esse estudo de caso evidencia a importância de utilizar dados atualizados e métodos apropriados para o cálculo de recalque, além de destacar como a combinação de

técnicas teóricas e práticas pode melhorar a precisão dos resultados e a segurança das fundações em obras de grande porte.

4.RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após realizar os cálculos pelos métodos de Aoki-Velloso (Eq.1), Décourt-Quaresma (Eq.2), Antunes e Cabral (Eq.3), Teixeira (Eq.4), Vorcaro-Velloso (Eq.5, 6 e 7) e Oliveira (Eq.8, 9 e 10) com os dados coletados (Anexo 10), usando as sondagens SP-03, SP-04, SP-06 (antes da escavação) e SP-101 (depois da escavação), próximas da região da estaca onde foi realizada a prova de carga, os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 2 e Figura 6.

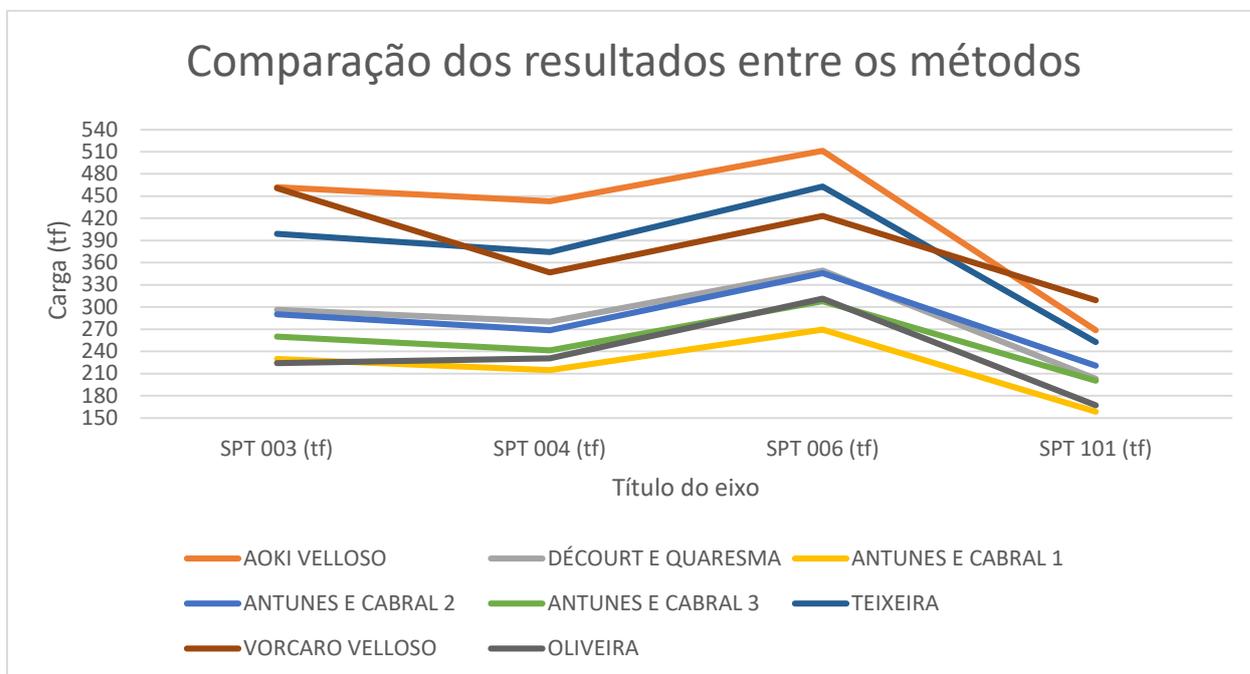
Tabela 2 – Resultados calculados usando as sondagens mais próximas a prova de carga.

MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	CARGA DE RUPTURA USANDO SP-03 (tf)	CARGA DE RUPTURA USANDO SP-04 (tf)	CARGA DE RUPTURA USANDO SP-06 (tf)	CARGA DE RUPTURA USANDO SP-101 (tf)
AOKI VELLOSO	452,92	434,39	501,39	263,46
DÉCOURT QUARESMA	295,97	280,04	349,32	203,15
ANTUNES E CABRAL	mínimo	229,65	214,35	269,69
	médio	259,87	241,51	307,92
	máximo	290,10	268,67	346,15
TEIXEIRA	398,93	374,42	463,01	252,74
VORCARO VELLOSO	460,97	346,73	423,25	309,13
OLIVEIRA	224,14	230,48	311,62	167,34
MÉDIA	348,80	317,93	392,75	232,73
MÉDIA TOTAL		353,16		232,73

Fonte: Autoria própria (2024)

A aplicação dos métodos semiempíricos aos dados de sondagem revelou que a média de carga suportada pelo solo antes da escavação era de 353,16 tf, enquanto após a escavação foi reduzida para 232,73 tf. O projeto foi elaborado com base nas sondagens realizadas antes da escavação, enquanto a sondagem complementar ocorreu após a execução da fundação. Dessa forma, o valor esperado de 240 tf para a carga suportada pela estaca foi projetado de maneira conservadora. No entanto, se a sondagem complementar tivesse sido realizada antes da execução da fundação, seria possível identificar o alívio do solo e ajustar o projeto para garantir que a estaca suportasse o valor desejado.

Figura 6 – Comparação dos resultados entre os métodos onde SP-03, SP-04 e SP-06 (ante da escavação) e SP-101 (após escavação)



Fonte: Autoria própria (2024)

Utilizando os dados da sondagem realizada após a escavação (SP-101), os métodos apresentaram resultados significativamente mais próximos da realidade, com a carga de trabalho consideravelmente reduzida em comparação às sondagens realizadas antes da escavação (SP 03, 04 e 06). Com base nesses resultados, observou-se que o método que mais se aproximou da realidade foi o descrito Antunes e Cabral (mínimo). Isso se deve ao fato de que, de acordo com seu método, a carga de ruptura obtida foi de 158,59 tf, enquanto o valor real de carga suportada foi de 150,68 tf. Dessa forma, a eficiência do método foi calculada na Equação (22):

$$E1 = \left(\frac{158,59}{150,68} * 100 \right) - 100\% \quad (22)$$

Obtendo-se um resultado de 5,26%, demonstrando um desempenho superior e mais preciso em relação aos demais métodos avaliados na Tabela 3.

Tabela 3 – Resultados calculados dos erros encontrados em cada método.

MÉTODOS	AOKI VELLOSO	DÉCOURT QUARESMA	ANTUNES E CABRAL	TEIXIERA	VORCARO VELLOSO	OLIVEIRA
ERRO	74,85%	34,82%	mínimo 5,26% médio 33,08% máximo 46,58%	67,73%	105,16%	11,05%

Fonte: Autoria própria (2024)

Após a escavação de oito metros e cinquenta centímetros do terreno, os resultados obtidos apresentaram discrepâncias significativas em relação ao previsto. A análise do ensaio de SPT revelou um alívio de tensões no solo, o que impactou negativamente o desempenho projetado da estaca. Ao realizar as verificações dos métodos de cálculo de recalque, observa-se, conforme apresentado no (Anexos 17 e 18), que os valores de recalque também foram significativos, com estimativas próximas de três a quatro milímetros no topo da estaca, conforme apresentado na Tabela 4. Esse cenário destacou a importância de revisões e adequações no projeto, considerando as alterações nas condições do solo observadas durante a execução da obra.

Tabela 4 – Resultados calculados dos métodos de recalque utilizando o coeficiente K variando seu valor de 2 a 5.

Coeficiente (K)	Recalque (mm)	
	Randolph e Wroth	Poulos e Davis
2	2,208	5,827
2,8	-	4,028
3	3,312	4,117
3,5	3,864	-
4	4,416	3,135
5	5,520	3,002

Fonte: Autoria própria (2024)

Sendo E_c o módulo de elasticidade do concreto (MPa); E_s o módulo de elasticidade longitudinal do solo (MPa); K é a razão do primeiro termo e o segundo, conforme a Equação (18). Ao assumir que a elasticidade do concreto é calculável, K está inversamente relacionada com o módulo de elasticidade longitudinal do solo.

As análises indicaram que os valores de recalque estimados pelos métodos teóricos apresentaram boa correlação com os valores medidos em campo, especialmente em solos com características próximas àquelas assumidas nas hipóteses elásticas. A aplicação de parâmetros como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson mostrou-se eficaz na modelagem inicial, destacando-se como uma ferramenta prática e confiável para situações em que os dados geotécnicos são bem definidos.

Assim, a comparação entre os métodos aplicados antes e depois da escavação evidencia variações na capacidade de carga estimada, reforçando a importância de validações em diferentes condições para garantir maior precisão nos resultados finais.

5.CONCLUSÃO

A sondagem desempenha um papel fundamental na engenharia civil, fornecendo informações essenciais sobre as condições do solo, que orientam todo o desenvolvimento do projeto. Este estudo evidenciou que o método de Antunes e Cabral (mínimo) foi o mais assertivo, apresentando valores teóricos mais próximos dos valores reais.

Porém o método de Oliveira (2024) se mostrou mais eficiente, pois seus parâmetros conduzem a uma única resposta, enquanto o método de Antunes e Cabral (1996) é muito aberto a escolha dos parâmetros. Além disso, a aplicação de métodos teóricos para o cálculo de recalque demonstrou resultados satisfatórios, embora a principal dificuldade resida na determinação do coeficiente de elasticidade (K) nos métodos de Randolph e Wroth, Poulos e Davis. Nesse contexto, o valor de 3,5 e 2,8 dos valores do coeficiente (K), respectivamente, mostrou-se o mais próximo da realidade, de acordo com a Figura (5) da relação carga-recalque, observa-se o comportamento esperado ao aplicar uma carga de 100 tf. A precisão e qualidade dessa etapa inicial influenciam diretamente a segurança, a viabilidade técnica e os custos do empreendimento, contribuindo para evitar erros e retrabalhos, gerando economia significativa de recursos financeiros.

No caso específico deste estudo, é demonstrado a importância de uma nova sondagem após a escavação para avaliação do alívio, antes da execução da fundação. Isso desencadeou a necessidade de estudos complementares e uma revisão dos cálculos geotécnicos. Esses ajustes posteriores não só geraram atrasos no cronograma, como

também elevaram os custos devido à necessidade de reforçar a fundação para atender às exigências de segurança.

Reconhecendo que a engenharia geotécnica não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da Natureza, os critérios e procedimentos constantes desta Norma procuram traduzir o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança usualmente aceitos pela sociedade na data de sua publicação. Nos projetos civis que envolvem mecânica dos solos e mecânica das rochas, o profissional habilitado com notória competência é o profissional capacitado a dar tratamento numérico ao equilíbrio mencionado (ABNT NBR 6122:2022).

Quando bem executada, a sondagem não apenas garante a estabilidade da construção, mas também pode resultar em economia de tempo e recursos ao prevenir problemas que poderiam surgir durante a execução da obra. Em resumo, a sondagem se apresenta como um elemento importante para o sucesso de qualquer empreendimento na engenharia civil, atuando como um guia seguro para decisões técnicas e financeiras ao longo de toda a construção.

Adicionalmente, foi possível constatar que, apesar de consolidados, os métodos matemáticos empregados não são completamente precisos, apresentando algumas divergências em relação à carga real suportada pela estaca. Contudo, isso não diminui a importância desses cálculos, pois eles fornecem uma boa aproximação da realidade, servindo como base essencial para decisões de engenharia e contribuindo para a segurança e viabilidade dos projetos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. **NBR 6122:2022 – Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16903: Prova de carga estática em fundação profunda.** Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Nbr 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2020. 17 p.

BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício.** São Paulo, EPUSP, 1987.

CRUZ, A. J.J.; Martins, T. C.; Cruz, D. M.; et al; **Análise de riscos ambientais e de acidentes em ensaios de provas de carga estática de fundações profundas.** E&S – Engineering and Science, 2022, 11:3.

MAGALHÃES, Paulo Henrique Lourenço. **Avaliação dos métodos de capacidade de carga e recalque de estacas hélice contínua via provas de carga,** 2005.

MANCINI, Eddie. **Noções de teoria da elasticidade.** 1997.

OLIVEIRA, Clayton Reis de; MORENO JUNIOR, Armando Lopes. **Considerações sobre prova de carga em estruturas de concreto.** Rem: Revista Escola de Minas, v. 60, p. 29-36, 2007.

OLIVEIRA, Rogério Alves de. **Estudo do atrito lateral em estacas hélice-contínua via provas de carga instrumentadas na cidade de Goiânia.** 2024.

VELLOSO, Dirceu A; LOPES, Francisco R. **Fundações: Volume único.** Oficina de Textos, 2010.

Anexos

Anexo 1:

Tab. 12.6 – Valores de k e α (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de solo	k (kgf/cm²)	α (%)
Areia	10	1,4
Areia siltosa	8	2
Areia siltoargilosa	7	2,4
Areia argilossiltosa	5	2,8
Areia argilosa	6	3
Silte arenoso	5,5	2,2
Silte arenoargiloso	4,5	2,8
Silte	4	3
Silte argiloarenoso	2,5	3
Silte argiloso	2,3	3,4
Argila arenosa	3,5	2,4
Argila arenossiltosa	3	2,8
Argila siltoarenosa	3,3	3
Argila siltosa	2,2	4
Argila	2	6

Anexo 2:

Tab. 12.7 – Valores de F_1 e F_2 (Aoki e Velloso, 1975; Velloso et al., 1978)

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

Anexo 3:

Tabela 2.6: Coeficientes α e β para o método de Décourt e Quaresma (1978, 1996)

Tipo de solo	α					
	tipo de estaca					
	escavada	escavada betonita	hélice contínua	raiz	injetada	pré moldada
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1	1
Siltos argilosos	0,6	0,6	0,3	0,6	1	1
Siltos arenosos	0,6	0,6	0,3	0,6	1	1
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1	1

Tipo de solo	β					
	tipo de estaca					
	escavada	escavada betonita	hélice contínua	raiz	injetada	pré moldada
Argilas	0,8	0,9	1	1,5	3	1
Siltos argilosos	0,65	0,75	1	1,5	3	1
Siltos arenosos	0,65	0,75	1	1,5	3	1
Areias	0,5	0,6	1	1,5	3	1

Anexo 4:

Tab. 12.12 – Valores de C
(Décourt e Quaresma, 1978)

Tipo de solo	C (tf/m ²)
Argilas	12
Siltos argilosos (alteração de rocha)	20
Siltos arenosos (alteração de rocha)	25
Areias	40

Anexo 5:

Tab. 12.21 – Fatores β'_1 e β'_2

Solo	β'_1 (%)	β'_2
Areia	4 – 5	2 – 2,5
Silte	2,5 – 3,5	1 – 2
Argila	2 – 3,5	1 – 1,5

($\beta'_1 N$ e $\beta'_2 N_b$ em kgf/cm² e $\beta'_2 N_b \leq 40$ kgf/cm²)

Anexo 6:

Tab. 12.16 – Valores de α e β (Teixeira, 1996)

	Solo ↓	Tipo de estaca* →	I	II	III	IV
Valores de α (tf/m ²) em função do tipo de solo (4 < N < 40)	Argila siltosa		11	10	10	10
	Silte argiloso		16	12	11	11
	Argila arenosa		21	16	13	14
	Silte arenoso		26	21	16	16
	Areia argilosa		30	24	20	19
	Areia siltosa		36	30	24	22
	Areia		40	34	27	26
	Areia com pedregulhos		44	38	31	29
Valores de β (tf/m ²) em função do tipo de estaca			0,4	0,5	0,4	0,6

*Tipo de estaca: I - Estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos; II - Estacas tipo Franki; III - Estacas escavadas a céu aberto; IV - Estacas-raiz

Anexo 7:

Tabela 4.11: Equações para cálculo do coeficiente de mobilização do atrito lateral

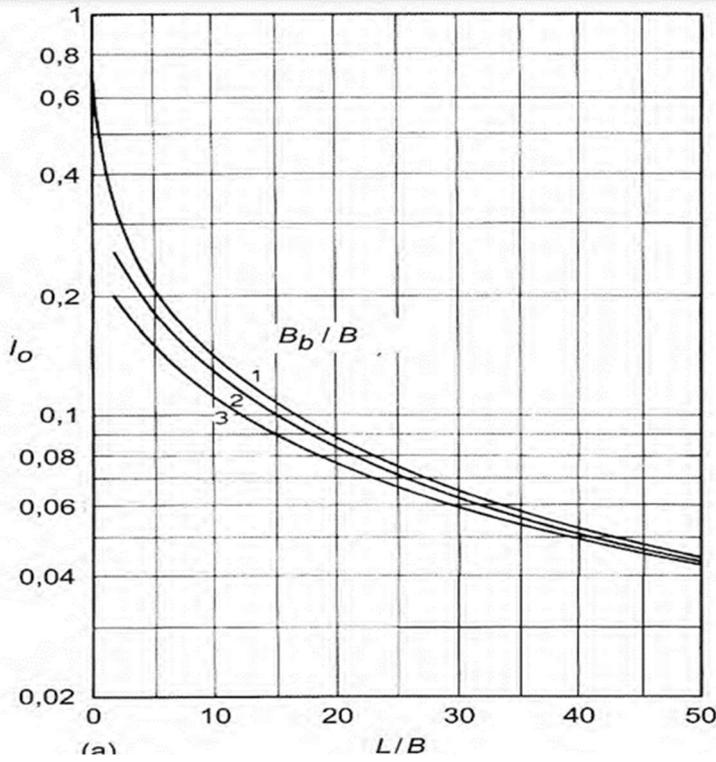
Conjunto	Equação C_l (kPa)	
	Carga última	Carga de trabalho
Curtas (L/D ≤ 25)	$C_l = 3,357.(z/L)^{-0,2} + 0,28$	$C_l = 2,580.(z/L)^{-0,130} - 0,270$
Longas (L/D > 25)	$C_l = 2,97.(z/L)^{-0,48} - 0,85$	$C_l = 1,587.(z/L)^{-0,814} - 0,910$

Anexo 8:

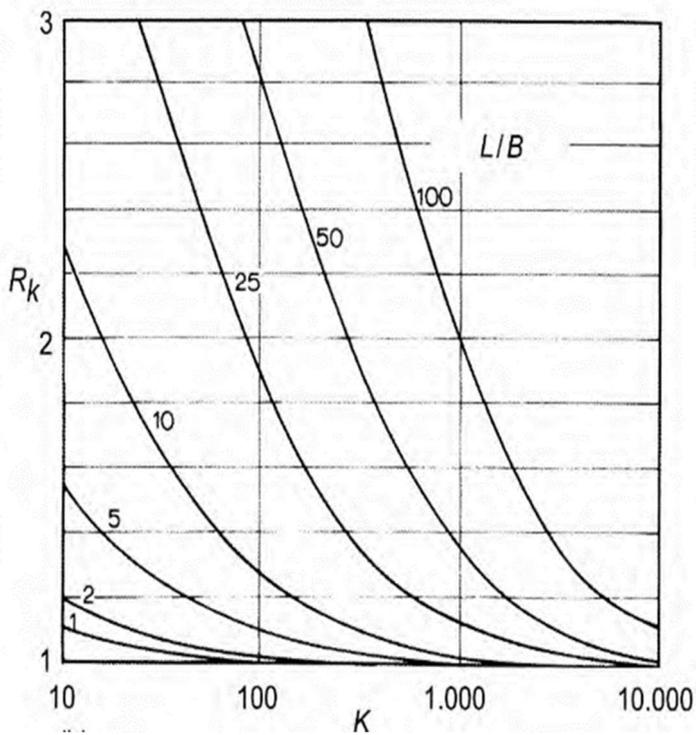
Tabela 4.12: Coeficientes de mobilização da ponta.

Conjunto	C_p (kPa)	
	Carga última	Carga de trabalho
Curtas (L/D ≤ 25)	67,63	20,5
Longas (L/D > 25)	52,69	7,61

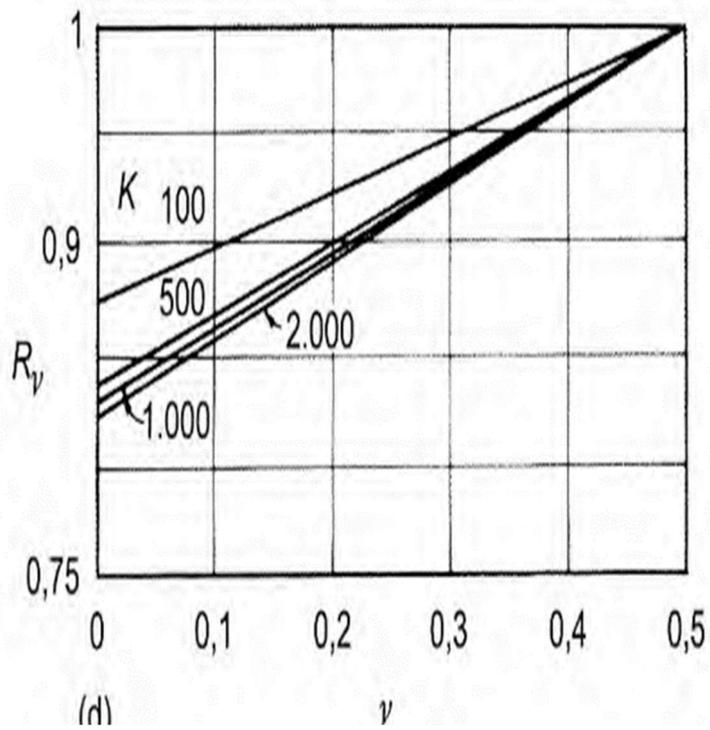
Anexo 9:



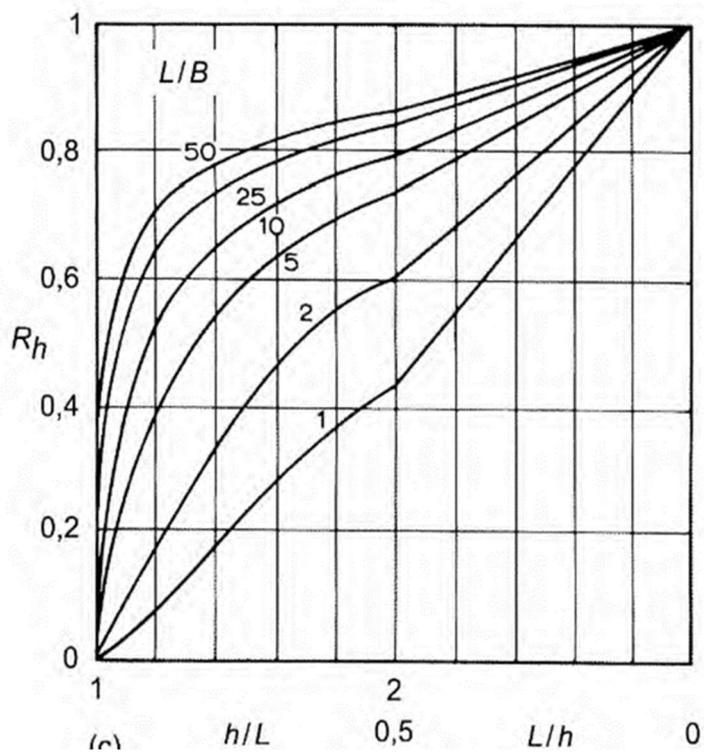
Ábaco do fator de influência (I)



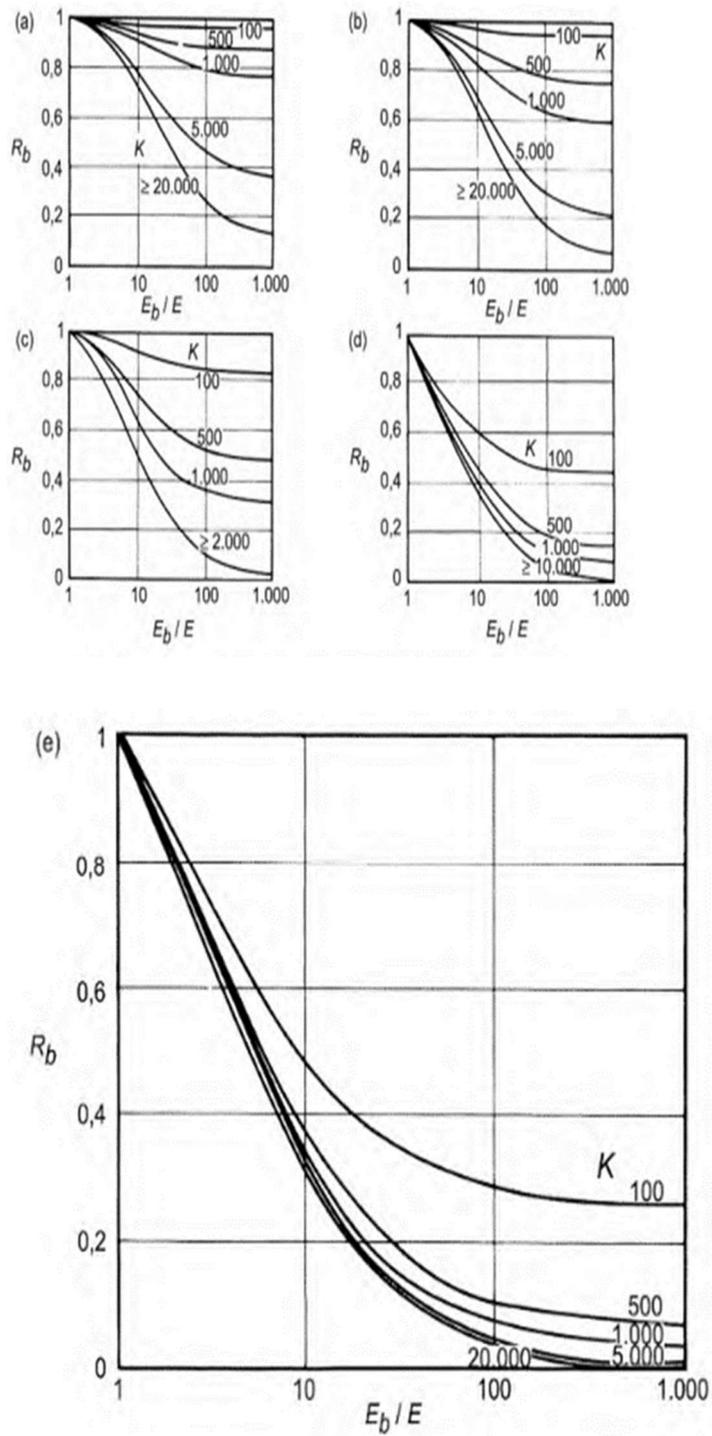
Ábaco de correção pela compressibilidade real da estaca (R_k)



Ábaco de correção devido ao “v” real (R_v)



Ábaco de correção em uma camada finita de solo (R_h)



Ábacos de correções para base de estaca em solo rígido (R_b)

a) para $L/B=75$; (b) para $L/B=50$; (c) para $L/B=25$; (d) para $L/B=10$, (e) para $L/B=5$

Anexo 10:

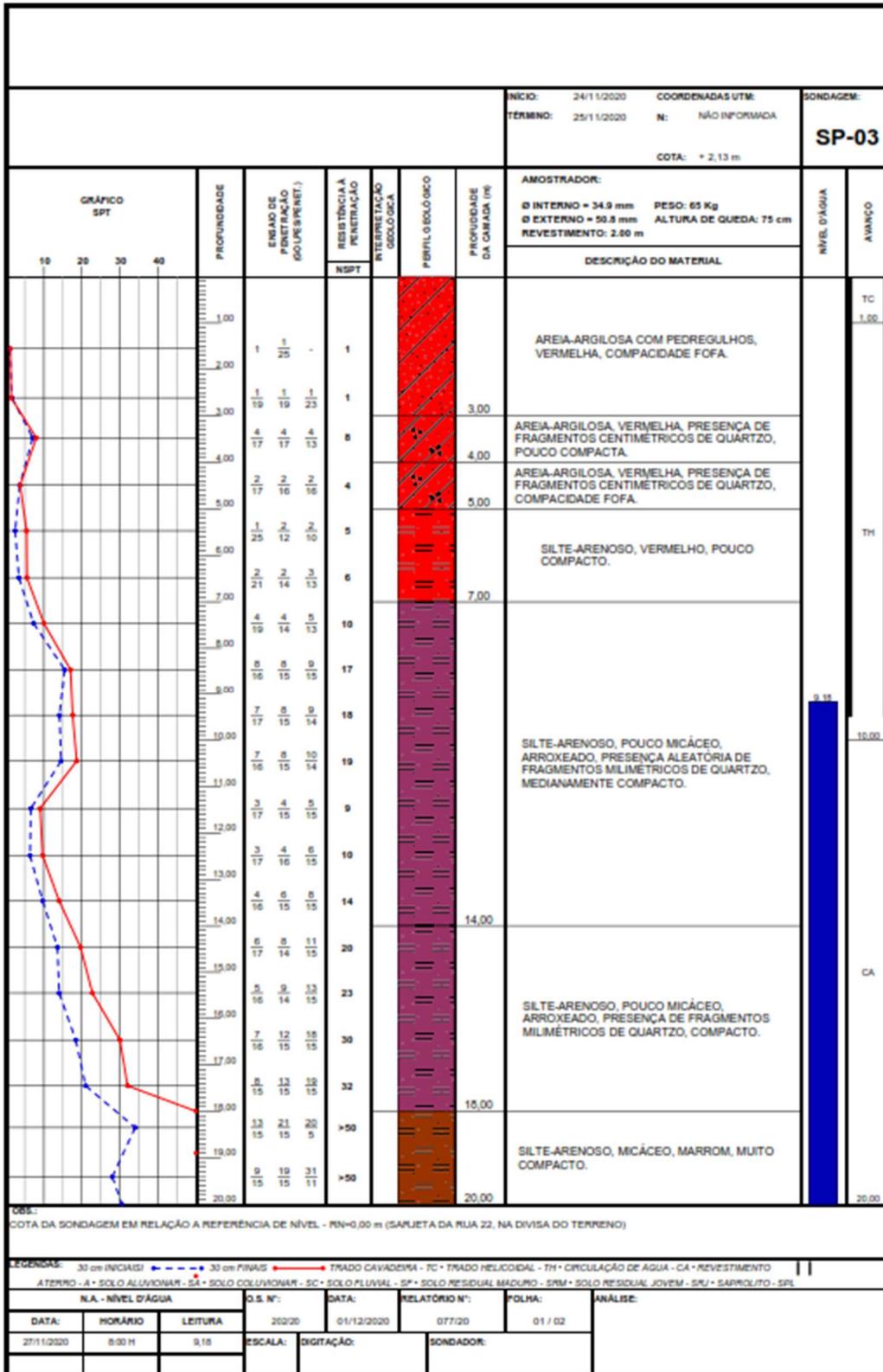


GRÁFICO SPT		PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (60 PENET)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	INTERFERÊNCIA DO SOLO ÚMIDO	PERFIL DO SOLO ÚMIDO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
10	20	30	40					NÍCIO: 24/11/2020 COORDENADAS UTM: TÉRMINO: 25/11/2020 N: NÃO INFORMADA COTA: + 2,13 m	SONDAGEM: SP-03	
								Ø INTERNO = 34,9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2,00 m		
								DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
		21,00	silte	>50			20,41	SILTE-ARENOSO, MICACEO, MARRON, MUITO COMPACTO.	2,00	20,41
		22,00						IMPENETRÁVEL AO ENSAIO DE LAVAGEM		
		23,00						NOTA: Puro paralelizado conforme descrito no item 5.2.4.5 da norma NBR6454-2020 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.		
		24,00						Ensaio de lavagem: 1º 10 min = 1,00 cm 2º 10 min = 0,00 cm 3º 10 min = 0,00 cm		
		25,00								
		26,00								
		27,00								
		28,00								
		29,00								
		30,00								
		31,00								
		32,00								
		33,00								
		34,00								
		35,00								
		36,00								
		37,00								
		38,00								
		39,00								
		40,00								
OBS:										
COTA DA SONDAGEM EM RELAÇÃO A REFERÊNCIA DE NÍVEL - PSN-0,00 m (SAPUETA DA RUA 22, NA DIVISA DO TERRENO)										
LEGENDAS: 30 cm (INCAISI) 30 cm (FINAIS) TRADO CAVADEIRA - TC TRADO HELICOIDAL - TH CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA REVESTIMENTO ATERRÇO - A SOLO ALUVIONAR - SA SOLO COLUVIONAR - SC SOLO PLUVIAL - SP SOLO RESIDUAL MADURO - SPM SOLO RESIDUAL JOVEM - SPJ SAPROLITO - SPL										
N.A. - NÍVEL D'ÁGUA			O.S. N°:	DATA:	RELATÓRIO N°:	FOLHA:	ANÁLISE:			
DATA:	HORÁRIO:	LEITURA:	202/20	01/12/2020	077/20	02 / 02				
27/11/2020	8:50 H	9,18	ESCALA:	REGISTRO:	SONDADOR:					

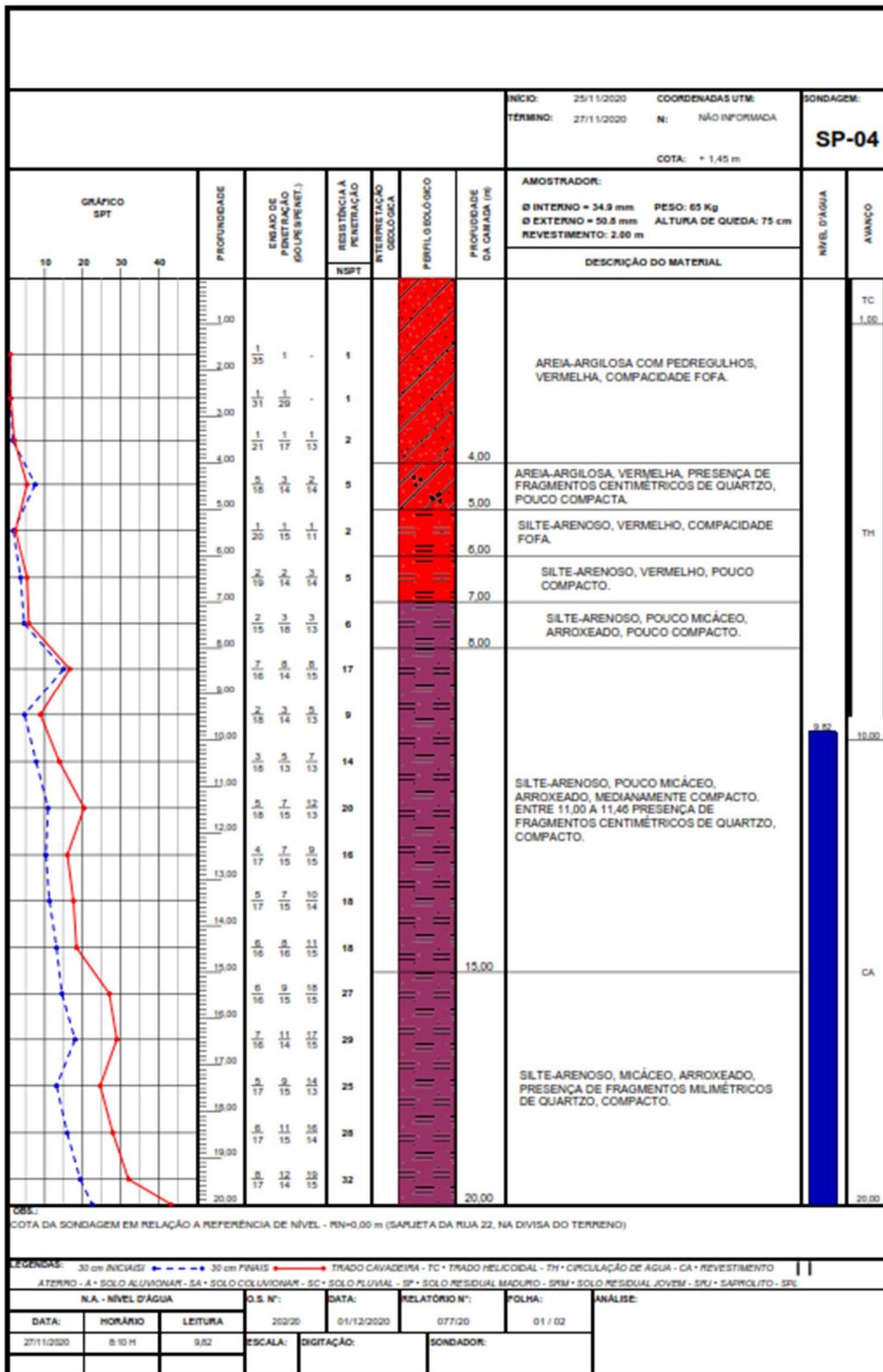
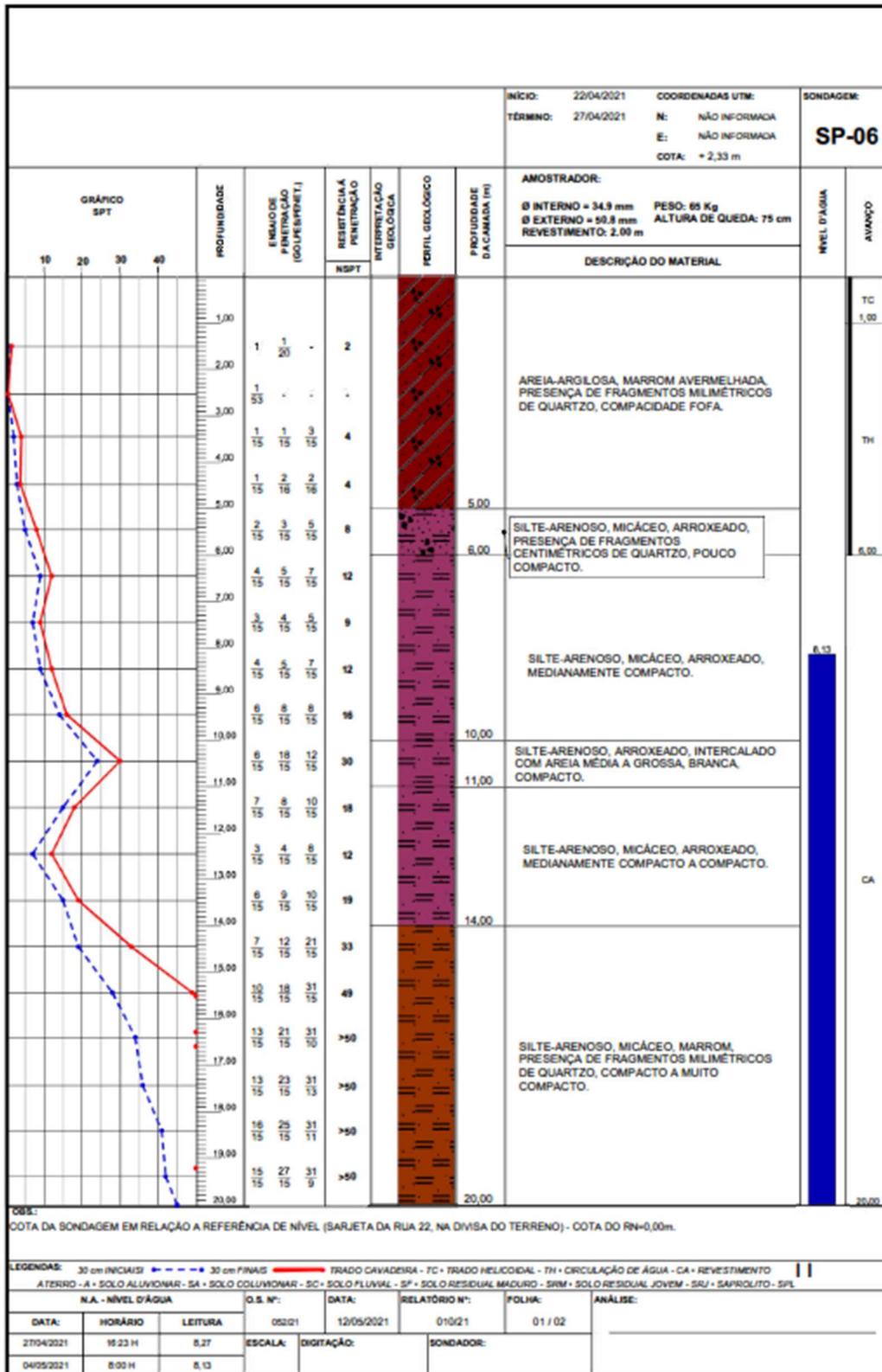


GRÁFICO SPT		PROFUNDIDADE	ENSAYO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/CM)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO (MPa)	PERFIL ECOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
		0.00	16	16	31			Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m		
		21.00	16	14	31					
		22.00	17	17	31					CA
		23.00	15	15	30		22.59			22.59
		24.00						IMPENETRÁVEL AO ENSAYO DE LAVAGEM NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 5.2.4.5 da norma NBR6454 2020 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT. Ensaio de lavagem: 1° 10 min = 2,00 cm 2° 10 min = 2,00 cm 3° 10 min = 2,00 cm		
OBS.: COTA DA SONDADE EM RELAÇÃO A REFERÊNCIA DE NÍVEL - PN=0.00 m (SARJETA DA RUA 22, NA DIVISA DO TERRENO)										
LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - 30 cm FINAIS - TRADO CAVADEIRA - TC - TRADO HELICOIDAL - TH - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO ATERRIO - A - SOLO ALUVIONAR - SA - SOLO COLUVIONAR - SC - SOLO FLUVIAL - SP - SOLO RESIDUAL MADURO - SPM - SOLO RESIDUAL JOVEM - SPU - SARROLITO - SPL										
N.A. - NÍVEL D'ÁGUA			O.S. N°:	DATA:	RELATORIO N°:	FOLHA:	ANÁLISE:			
DATA:	HORÁRIO:	LEITURA:	252/20	01/12/2020	077/20	02 / 02				
27/11/2020	8:10 H	9,82	ESCALA:	DIGITAÇÃO:	SONDADOR:					



				INÍCIO: 22/04/2021		COORDENADAS UTM:		SONDAGEM:			
				TÉRMINO: 27/04/2021		N: NÃO INFORMADA		SP-06			
						E: NÃO INFORMADA					
						COTA: + 2,33 m					
GRÁFICO SPT			PROFUNDIDADE	ENSAYO DE PENETRAÇÃO (COLISE/PENET.)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO	INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
10	20	30	40	15 20 25 30	NSPT			20,40	Ø INTERNO = 34,9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 59,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2,00 m		
DESCRIÇÃO DO MATERIAL											
<p>SILTE-ARENOSO, MICÁCEO, MARRON, PRESENÇA DE FRAGMENTOS MILIMÉTRICOS DE QUARTZO, COMPACTO A MUITO COMPACTO.</p> <p>IMPENETRÁVEL AO ENSAIO SPT</p> <p>NOTA: Furo realizado conforme descrito no item 5.2.4.2 da norma NBR6454:2020 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.</p>											
OBS:											
COTA DA SONDAGEM EM RELAÇÃO A REFERÊNCIA DE NÍVEL (SARJETA DA RUA 22, NA DIVISA DO TERRENO) - COTA DO RN=0,00m.											
LEGENDAS: 30 cm INÍCIAIS - - - - 30 cm FINAIS - - - - TRADO CAVADEIRA - 7C - TRADO HELICOIDAL - 7H - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA - REVESTIMENTO ATERRO - A - SOLO ALUVIONAR - SA - SOLO COLLUVIONAR - SC - SOLO PLUVIAL - SP - SOLO RESIDUAL MADURO - SRM - SOLO RESIDUAL JOVEM - SRJ - SAPROLITO - SPS											
N.A. - NÍVEL D'ÁGUA			O.S. N°:	DATA:	RELATÓRIO N°:	FOLHA:	ANÁLISE:				
DATA:	HORÁRIO:	LEITURA:	052021	12/05/2021	01021	02 / 02					
27/04/2021	16:23 H	8,27	ESCALA:	DIGITAÇÃO:	SONDADOR:						
04/05/2021	8:00 H	8,13									

					INICIO: 29/04/2024	COORDENADAS UTM:	SONDAGEM:		
					TERMINO: 30/04/2024	N: NÃO INFORMADA	SP-101		
					E: NÃO INFORMADA				
					COTA: 6,48				
GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE (m)	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENEL)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	INTERPRETAÇÃO GEOLOGICA	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR BIPARTIDO:	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
10 20 30 40			NSPT				Ø INTERNO = 34,9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 58,8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm		
							DESCRIÇÃO DO MATERIAL		
	21,00	11 22 20 15 15 5	42 20	SRJ		20,35	SILTE-ARENOSO, MICÁCEO, CINZA AMARELADO, PRESENÇA DE FRAGMENTOS MILIMÉTRICOS DE QUARTZO, MUITO COMPACTO		CA
	22,00						NOTA:		
	23,00						Furo paralisado conforme descrito no item 5.2.4.2 da norma NBR6454-2020 - Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT.		
	24,00								
	25,00								
	26,00								
	27,00								
	28,00								
	29,00								
	30,00								
	31,00								
	32,00								
	33,00								
	34,00								
	35,00								
	36,00								
	37,00								
	38,00								
	39,00								
	40,00								
OBS.: COTA DO PONTO DE SONDAAGEM FORNECIDA PELA CONTRATANTE.									
LEGENDAS: 30 cm INÍCIAS 30 cm FÍNIS TRADO CAVADEIRA - TC • TRADO HELICOIDAL - TH • CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA • REVESTIMENTO									
ATERRO - AT • SOLO RESIDUAL MADURO - SRM • SOLO RESIDUAL JOVEM - SRJ • SARRILITO - SRL									
NÍVEL D'ÁGUA (N.A.) - LEITURAS:	O. S. N.º:	DATA:	FOLHA:	RELATÓRIO N.º:	RESP.:				
1) 2,65m em 29/04/2024 - 11:00	09/24	06/05/2024	02/02	039/24					
2) 2,48m em 30/04/2024 - 07:10	ESCALA:	DIGITAÇÃO:		SONDADOR:					

OBS: Os ensaios SP-03, SP-04 e SP-06, foram realizados antes da escavação do terreno, o ensaio SP-101 foi realizado após a escavação de 8,5 metros do terreno.

Anexo 11:

Aoki-Velloso				
Variáveis	SP-03	SP-04	SP-06	SP-101
K	550,00	550,00	550,00	550,00
N_p	50,00	50,00	50,00	26,00
F_1	2,00	2,00	2,00	2,00
F_2	4,00	4,00	4,00	4,00
$A_H(m^2)$	0,20	0,20	0,20	0,20
U (m)	1,57	1,57	1,57	1,57
α	0,02	0,02	0,02	0,02
N_L	29,17	26,21	36,89	19,62
ΔL (m)	13,20	13,20	13,20	13,20

Anexo 12:

DÉCOURT - QUARESMA				
Variáveis	SP-03	SP-04	SP-06	SP-101
α	0,3	0,3	0,3	0,3
C	25	25	25	25
N_p	50	50	50	34
$A_H(m^2)$	0,19	0,19	0,19	0,19
β	1	1	1	1
N_L	29,17	26,21	36,89	19,62
U (m)	1,57	1,57	1,57	1,57
L (m)	13,2	13,2	13,2	13,2

Anexo 13:

Variáveis	Antunes e Cabral (mínimo)				Antunes e Cabral (médio)				Antunes e Cabral (máximo)			
	SP-03	SP-04	SP-06	SP-101	SP-03	SP-04	SP-06	SP-101	SP-03	SP-04	SP-06	SP-101
β_2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	1,50	1,50	1,50	2,00	2,00	2,00	2,00
N_p	40,00	40,00	40,00	29,00	40,00	40,00	40,00	29,00	40,00	40,00	40,00	29,00
U (cm)	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00	157,00
β_1	2,50%	2,50%	2,50%	2,50%	3,00%	3,00%	3,00%	3,00%	3,50%	3,50%	3,50%	3,50%
N	29,17	26,21	36,89	19,62	29,17	26,21	36,89	19,62	29,17	26,21	36,89	19,62
ΔL (cm)	1320,00	1320,00	1320,00	1320,00	1320,00	1320,00	1320,00	1320,00	1320,00	1320,00	1320,00	1320,00
$A_p(cm^2)$	1963,49	1963,49	1963,49	1963,49	1963,49	1963,49	1963,49	1963,49	1963,49	1963,49	1963,49	1963,49

Anexo 14:

Teixeira				
Variáveis	SP-03	SP-04	SP-06	SP-101
α	16,00	16,00	16,00	16,00
Nb (m)	50,00	50,00	50,00	28,66
Ab (m ²)	0,20	0,20	0,20	0,20
U (m)	1,57	1,57	1,57	1,57
β	0,40	0,40	0,40	0,40
Nl (m)	29,17	26,21	36,89	19,62
L (m)	13,20	13,20	13,20	13,20

Anexo 15:

Vorcaro-Velloso				
Variáveis	SP-03	SP-04	SP-06	SP-101
Ap (m ²)	0,20	0,20	0,20	0,20
Np	18,00	50,00	50,00	26,00
Xp	9,82	9,82	9,82	9,82
U (m)	1,57	1,57	1,57	1,57
Nf	29,17	26,21	36,89	19,62
ΔL (m)	13,20	13,20	13,20	13,20
Xf	6966,83	6966,83	6966,83	6966,83

Anexo 16:

OLIVEIRA												
	Nspt	Profundidade	Rt	RI (tf)	Rp(tf)	Ap	Cp (carga ultima)	Z	L (m)	Z/L	CL (carga ultima)	U
SPT 03	18,00	1,00	209,1778	22,95598	186,2218	0,19635	52,69	0,5	13,2	0,1	8,119257	1,57075
	19	2	219,2056	22,6382	196,5674	0,19635	52,69	1,5	13,2	0,114	7,585448	1,57075
	9	3	101,2412	8,130281	93,1109	0,19635	52,69	2,5	13,2	0,189	5,751167	1,57075
	10	4	110,9438	7,487254	103,4566	0,19635	52,69	3,5	13,2	0,265	4,766675	1,57075
	14	5	153,9177	9,078562	144,8392	0,19635	52,69	4,5	13,2	0,341	4,128402	1,57075
	20	6	218,4463	11,53321	206,9131	0,19635	52,69	5,5	13,2	0,417	3,671243	1,57075
	23	7	249,9546	12,00457	237,9501	0,19635	52,69	6,5	13,2	0,492	3,322857	1,57075
	30	8	324,7225	14,35282	310,3697	0,19635	52,69	7,5	13,2	0,568	3,045853	1,57075
	32	9	345,2288	14,16786	331,061	0,19635	52,69	8,5	13,2	0,644	2,818689	1,57075
	40	10	430,3377	16,51147	413,8262	0,19635	52,69	9,5	13,2	0,720	2,62796	1,57075
	40	11	429,3127	15,48652	413,8262	0,19635	52,69	10,5	13,2	0,795	2,464829	1,57075
	40	12	428,4229	14,59664	413,8262	0,19635	52,69	11,5	13,2	0,871	2,323197	1,57075
40	13	427,6407	13,81445	413,8262	0,19635	52,69	12,5	13,2	0,947	2,198703	1,57075	
Resultado(tf)		rt total:	224,1404	182,7578	41,38262							

OLIVEIRA												
	Nspt	Profundidade	Rt	Rl (tf)	Rp	Ap	Cp (carga de trabalho)	Z	L (m)	Z/L	CL (carga de trabalho)	U
SPT 04	9,00	1,00	104,5889	11,47799	93,1109	0,19635	52,69	0,5	13,2	0,1	8,119257	1,57075
	14	2	161,52	16,68078	144,8392	0,19635	52,69	1,5	13,2	0,114	7,585448	1,57075
	20	3	224,9804	18,06729	206,9131	0,19635	52,69	2,5	13,2	0,189	5,751167	1,57075
	16	4	177,5101	11,97961	165,5305	0,19635	52,69	3,5	13,2	0,265	4,766675	1,57075
	18	5	197,8942	11,67244	186,2218	0,19635	52,69	4,5	13,2	0,341	4,128402	1,57075
	18	6	196,6017	10,37989	186,2218	0,19635	52,69	5,5	13,2	0,417	3,671243	1,57075
	27	7	293,425	14,09232	279,3327	0,19635	52,69	6,5	13,2	0,492	3,322857	1,57075
	29	8	313,8984	13,87439	300,024	0,19635	52,69	7,5	13,2	0,568	3,045853	1,57075
	25	9	269,71	11,06864	258,6414	0,19635	52,69	8,5	13,2	0,644	2,818689	1,57075
	28	10	301,2364	11,55803	289,6783	0,19635	52,69	9,5	13,2	0,720	2,62796	1,57075
	32	11	343,4502	12,38921	331,061	0,19635	52,69	10,5	13,2	0,795	2,464829	1,57075
	50	12	535,5286	18,2458	517,2828	0,19635	52,69	11,5	13,2	0,871	2,323197	1,57075
	50	13	534,5508	17,26806	517,2828	0,19635	52,69	12,5	13,2	0,947	2,198703	1,57075
Resultado(tf)		rt total:	230,4827	178,7545	51,72828							

OLIVEIRA												
	Nspt	Profundidade	Rt	Rl (tf)	Rp	Ap	Cp (carga de trabalho)	Z	L (m)	Z/L	CL (carga de trabalho)	U
SPT 06	16,00	1,00	185,9358	20,40532	165,5305	0,19635	52,69	0,5	13,2	0,1	8,119257	1,57075
	30	2	346,1142	35,74453	310,3697	0,19635	52,69	1,5	13,2	0,114	7,585448	1,57075
	18	3	202,4824	16,26056	186,2218	0,19635	52,69	2,5	13,2	0,189	5,751167	1,57075
	12	4	133,1326	8,984705	124,1479	0,19635	52,69	3,5	13,2	0,265	4,766675	1,57075
	19	5	208,8884	12,32091	196,5674	0,19635	52,69	4,5	13,2	0,341	4,128402	1,57075
	33	6	360,4364	19,0298	341,4066	0,19635	52,69	5,5	13,2	0,417	3,671243	1,57075
	49	7	532,5121	25,57495	506,9371	0,19635	52,69	6,5	13,2	0,492	3,322857	1,57075
	50	8	541,2041	23,92137	517,2828	0,19635	52,69	7,5	13,2	0,568	3,045853	1,57075
	50	9	539,42	22,13728	517,2828	0,19635	52,69	8,5	13,2	0,644	2,818689	1,57075
	50	10	537,9221	20,63934	517,2828	0,19635	52,69	9,5	13,2	0,720	2,62796	1,57075
	50	11	536,6409	19,35815	517,2828	0,19635	52,69	10,5	13,2	0,795	2,464829	1,57075
	50	12	535,5286	18,2458	517,2828	0,19635	52,69	11,5	13,2	0,871	2,323197	1,57075
	50	13	534,5508	17,26806	517,2828	0,19635	52,69	12,5	13,2	0,947	2,198703	1,57075
Resultado(tf)		rt total:	311,619	259,8908	51,72828							

OLIVEIRA												
	Nspt	Profundidade	Rt	Rl (tf)	Rp(tf)	Ap	Cp (carga ultima)	Z	L (m)	Z/L	Cl (carga ultima)	U
SP-101	8	1	18,47918	10,20266	8,276524	0,19635	52,69	0,5	13,2	0,100	8,119257	1,57075
	17	2	37,84284	20,25523	17,58761	0,19635	52,69	1,5	13,2	0,114	7,585448	1,57075
	13	3	25,19309	11,74374	13,44935	0,19635	52,69	2,5	13,2	0,189	5,751167	1,57075
	16	4	28,53266	11,97961	16,55305	0,19635	52,69	3,5	13,2	0,265	4,766675	1,57075
	18	5	30,29462	11,67244	18,62218	0,19635	52,69	4,5	13,2	0,341	4,128402	1,57075
	13	6	20,94594	7,496586	13,44935	0,19635	52,69	5,5	13,2	0,417	3,671243	1,57075
	11	7	17,12154	5,741316	11,38022	0,19635	52,69	6,5	13,2	0,492	3,322857	1,57075
	18	8	27,23387	8,611692	18,62218	0,19635	52,69	7,5	13,2	0,568	3,045853	1,57075
	26	9	38,41009	11,51138	26,8987	0,19635	52,69	8,5	13,2	0,644	2,818689	1,57075
	26	10	37,63116	10,73246	26,8987	0,19635	52,69	9,5	13,2	0,720	2,62796	1,57075
	32	11	45,49531	12,38921	33,1061	0,19635	52,69	10,5	13,2	0,795	2,464829	1,57075
	25	12	34,98704	9,122902	25,86414	0,19635	52,69	11,5	13,2	0,871	2,323197	1,57075
	26	13	35,8781	8,979393	26,8987	0,19635	52,69	12,5	13,2	0,947	2,198703	1,57075
Resultado(tf)		rt total:	167,3373	140,4386	26,8987							

Anexo 17:

Poulos e Davis																	
k	Ec (Mpa)	Fck (Mpa)	Pproj (N)	P (kN)	Es (Mpa)	NSPT (101)	D	L/D	v	K'	lo	Rk	Rv	Rh	Rb	I	ps (mm)
2	26071,59	30	613,1	981	23,48	19,15	0,5	26,4	0,3	1110,25	0,072	1,24	0,93	0,84	1	0,0697	5,827
3	26071,59	30	613,1	981	35,22	19,15	0,5	26,4	0,3	740,16	0,072	1,3	0,94	0,84	1	0,0739	4,117
4	26071,59	30	613,1	981	46,97	19,15	0,5	26,4	0,3	555,12	0,072	1,32	0,94	0,84	1	0,0750	3,135
5	26071,59	30	613,1	981	58,71	19,15	0,5	26,4	0,3	444,10	0,072	1,58	0,94	0,84	1	0,0898	3,002
2,8	26071,59	30	613,1	981	32,88	19,15	0,5	26,4	0,3	793,03	0,072	1,2	0,93	0,84	1	0,0675	4,028

Anexo 18:

Randolph E Wroth														
PT (kN)	k	Gi	Wt (mm)	L (m)	Ro (m)	η	Es (Gpa)	p	ξ	ζ	η (m)	μL	V	
613,1	2	9,032	2,208	13,2	0,25	1	23,483	0,29	0,58	3,049	5,271	0,738	0,3	
613,1	3	13,548	3,312	13,2	0,25	1	35,224	0,29	0,58	3,049	5,271	0,492	0,3	
613,1	4	18,064	4,416	13,2	0,25	1	46,965	0,29	0,58	3,049	5,271	0,369	0,3	
613,1	5	22,580	5,520	13,2	0,25	1	58,707	0,29	0,58	3,049	5,271	0,295	0,3	
613,1	3,5	15,806	3,864	13,2	0,25	1	41,095	0,29	0,58	3,049	5,271	0,421	0,3	