



**GIOVANNA VEGLIA RODRIGUES
LAURA CARNEIRO BOECHAT**

**PROJETO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA
EMPREGANDO DIFERENTES MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS**

**LAVRAS – MG
2021**

**GIOVANNA VEGLIA RODRIGUES
LAURA CARNEIRO BOECHAT**

**PROJETO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EMPREGANDO DIFERENTES
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido
Orientador

**LAVRAS – MG
2021**

**GIOVANNA VEGLIA RODRIGUES
LAURA CARNEIRO BOECHAT**

**PROJETO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA EMPREGANDO DIFERENTES
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS**

**DESIGN OF CONTINUOUS FLIGHT AUGER PILES USING DIFFERENT SEMI-
EMPIRICAL METHODS**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 09 de julho de 2021.

Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido	UFLA
Prof. Dr. Paulo Roberto Borges	UFLA
Prof. Me. Raquel Mariano Linhares	UFLA



Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido
Orientador

**LAVRAS – MG
2021**

RESUMO

O presente trabalho consiste em uma análise comparativa entre os métodos semiempíricos de cálculo de capacidade de carga propostos por diversos autores, baseando-se em relatórios de sondagem do tipo SPT obtidos para um terreno no qual será executado o projeto de um edifício multifamiliar. Por meio dos resultados dos métodos semiempíricos e do cálculo estrutural do edifício para a obtenção das cargas nas quais serão recebidas no solo, realizou-se o pré-dimensionamento das fundações utilizando estacas hélice contínuas. As estacas hélice contínuas foram escolhidas por se tratar de um tipo de fundação profunda geralmente utilizada em edifícios, são executadas com equipamento tipo trado helicoidal contínuo que realiza a concretagem da estaca simultaneamente à retirada do solo. Esse tipo de fundação tem sido muito empregado pelo fato de não provocar vibrações além de garantir melhor controle na execução e uma maior segurança dos elementos de fundação. Para o cálculo das fundações, foram necessárias as informações das cargas provenientes da estrutura da edificação e de informações do terreno onde será executado o projeto. Com o detalhamento do terreno e dos elementos estruturais, executou-se o pré-dimensionamento das fundações empregando métodos semiempíricos e utilizando a capacidade de carga admissível obtida pelas metodologias estudadas, obteve-se uma comparação do número de estacas necessárias para o projeto do edifício multifamiliar. O valor final de capacidade de carga foi obtido por meio da aplicação de um método estatístico utilizando duas médias, sendo a primeira média simples entre os valores obtidos em todos os métodos disponíveis, já a segunda média, foi realizada considerando apenas as metodologias que possuíam resultados entre o limite superior e inferior de um desvio padrão de 20% da primeira média e seu resultado foi o valor da carga admissível de projeto. O comprimento de estaca para o projeto foi encontrado por meio da média dos comprimentos de estaca calculados pelos métodos utilizados para o cálculo da segunda média da capacidade de carga. Os métodos que possuíam resultados dentro dos limites propostos pela análise estatística foram dos autores Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996), Antunes e Cabral (1996), Teixeira (1996) e UFRGS (2005).

Palavras-chave: Capacidade de carga. Pré-dimensionamento. Fundações profundas. Método estatístico. Sondagem.

ABSTRACT

The present work consists of a comparative analysis between the semi-empirical methods for calculating the bearing capacity proposed by several authors, based on SPT drilling reports obtained for a plot on which a building project will be executed. multifamily. Through the results of the semi-empirical methods and the structural calculation of the building to obtain the loads in which they will be received on the ground, the pre-dimensioning of the foundations was carried out using continuous flight augers. The continuous flight augers were chosen because they are a type of deep foundation generally used in buildings, they are executed with continuous helical auger type equipment that performs the concreting of the pile simultaneously with the removal of the soil. This type of foundation has been widely used because it does not cause vibrations, in addition to ensuring better control in execution and greater safety of the foundation elements. For the calculation of the foundations, information on the loads from the structure of the building and information on the land where the project will be carried out were necessary. With the detailing of the terrain and structural elements, the pre-dimensioning of the foundations was performed using semi-empirical methods and using the allowable bearing capacity obtained by the studied methodologies, a comparison of the number of piles necessary for the design of the multifamily building was obtained. The final value of carrying capacity was obtained by applying a statistical method using two averages, the first being a simple average among the values obtained in all available methods, while the second average was performed considering only the methodologies that had results between the upper and lower limit of a standard deviation of 20% of the first mean and its results the project allowable bearing capacity. The pile length for the project was found through the average of the pile lengths calculated by the methods used to calculate the second average of the bearing capacity. The methods that had results within the limits proposed by the statistical analysis were from the authors Décourt and Quaresma (1978, modified in 1996), Antunes and Cabral (1996), Teixeira (1996) and UFRGS (2005).

Keywords: Bearing capacity. Pre-dimensioning. Deep foundations. Statistical method. Survey.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Principais tipos de fundações superficiais.....	11
Figura 2 - Principais tipos de fundações profundas:(a) estaca, (b) tubulão e (c) caixões.....	12
Figura 3 - Tipos de fundações mistas: (a) sapata associada à estaca (estaca “T”), (b) sapata associada à estaca com material compressível entre elas (“estapata”), (c) radier sobre estacas e (d) radier sobre tubulões.	12
Figura 4 - Tipos de fundação: (a) fundação superficial, (b) fundação profunda.	13
Figura 5 - Processo executivo das estacas hélice contínua: (a) perfuração, (b) concretagem e (c) armação.....	14
Figura 6 - Equipamento utilizado no SPT.....	16
Figura 7 - Vista da fachada frontal.	32
Figura 8 - Vista lateral da fachada frontal.	32
Figura 9 - Área de influência de cada pilar: vermelho: área representativa 1; azul: área representativa 1; azul: área representativa 2	34

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Comparação da variação da resistência de ponta entre os métodos para a área representativa 1	39
Gráfico 2 - Comparação da variação da resistência de ponta entre os métodos para a área representativa 2	40
Gráfico 3 - Comparação da variação da resistência lateral entre os métodos para a área representativa 1	42
Gráfico 4 - Comparação da variação da resistência lateral entre os métodos para a área representativa 2	43
Gráfico 5 - Comparação da variação da capacidade de carga obtida em cada método para a área representativa 1	45
Gráfico 6 - Comparação da variação da capacidade de carga obtida em cada método para a área representativa 2	46
Gráfico 7 - Comparação do número total de estacas para cada método.	49
Gráfico 8 - Análise Estatística para a área representativa 1.....	50
Gráfico 9 - Análise Estatística para a área representativa 2.....	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Número de furos de sondagens em relação à área construída.	17
Tabela 2 - Valores de α e K.	19
Tabela 3 - Fatores de correção das resistências de ponta e lateral.	20
Tabela 4 - Coeficiente C para o método Décourt e Quaresma.	20
Tabela 5 - Coeficiente α para o método Décourt e Quaresma	21
Tabela 6 - Coeficiente β para o método Décourt e Quaresma	21
Tabela 7 - Coeficientes M_1 e M_2 para o método Milititsky e Alves.	21
Tabela 8 - Valores do parâmetro α segundo Teixeira.	22
Tabela 9 - Valores do parâmetro β segundo Teixeira.	22
Tabela 10 - Coeficiente β_1' e β_2' para o método Antunes e Cabral.	23
Tabela 11 - Parâmetro K_{kr} para o método de Kárez e Rocha.	23
Tabela 12 - Coeficientes α e β – Método UFRGS.	25
Tabela 13 - Carga admissível estrutural para determinado diâmetro.	28
Tabela 14 - Valores de N_{spt} para parada da instalação de estacas.	29
Tabela 15 - Cargas da edificação recebidas.	33
Tabela 16 - Dados da estaca adotada no trabalho.	35
Tabela 17 - Comparação entre resultados da resistência de ponta em kN para a área representativa 1	38
Tabela 18 - Comparação entre resultados da resistência de ponta em kN para a área representativa 2	39
Tabela 19 - Comparação entre resultados da resistência lateral para a área representativa 2 .	41
Tabela 20 - Comparação entre resultados da resistência lateral para a área representativa 2 .	42
Tabela 21 - Comparação entre resultados da capacidade de carga última para a área representativa 1	44
Tabela 22 - Comparação entre resultados da capacidade de carga última para a área representativa 2	45
Tabela 23 - Comparação da carga admissível para cada método.	47
Tabela 24 - Comparação de número de estacas para a área representativa 1.	48
Tabela 25 - Comparação de número de estacas para a área representativa 2.	48
Tabela 26 - Valores da 1ª média e 2ª média, limites superior e inferior.	50
Tabela 27 - Verificação dos intervalos para o cálculo da segunda média.	50
Tabela 28 - Número Final de Estacas por pilar.	52

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	10
2.	REFERENCIAL TEÓRICO	11
2.1.	Fundações	11
2.1.1.	Fundações Profundas	12
2.1.2.	Estaca Hélice Contínua	13
2.2.	Investigações Geotécnicas	14
2.2.1.	Ensaio de resistência à penetração com o SPT	15
2.3.	Dimensionamento	17
2.3.1.	Métodos Semiempíricos.....	18
2.3.2.	Carga admissível.....	26
2.3.3.	Carga de Catálogo.....	28
2.3.4.	Determinação do comprimento e da quantidade de estacas.....	28
2.3.5.	Dimensionamento Estrutural	30
3.	MATERIAL E MÉTODOS	32
3.1.	Edificação	32
3.2.	Investigação do subsolo	34
3.3.	Equipamento Hélice Contínua	35
3.4.	Metodologia	35
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	37
4.1.	Resistência de ponta.....	37
4.2.	Resistência lateral	41
4.3.	Capacidade de carga última	44
4.4.	Número de Estacas.....	47
5.	Considerações finais	53
5.1.	Conclusões	53
5.2.	Sugestões para trabalhos futuros.....	54

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	55
APÊNDICE A.....	58
ANEXO A – Planta edifício	90
ANEXO B – Ensaio SPT.....	97

1. INTRODUÇÃO

O sistema estrutural de um edifício é usualmente composto por uma superestrutura (pilares, vigas e lajes) a qual distribui as cargas recebidas para a infraestrutura (fundação) que, posteriormente, distribui as cargas para o solo onde se apoia. Para que a edificação atenda aos requisitos de segurança, conforto e qualidade, seu projeto de fundações deve ser planejado e executado conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019).

As fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos: fundações superficiais (ou “diretas”, ou rasas) e fundações profundas. A distinção entre estes dois tipos é feita segundo o critério (arbitrário) de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não surtisse na superfície do terreno. (VELLOSO; LOPES, 2010).

Atualmente, dentre os tipos de fundações profundas, as estacas hélice contínua monitoradas se destacam entre as mais utilizadas no país. Estima-se que 60% das obras prediais em São Paulo são executadas com esse tipo de fundação. A sua crescente aplicação se deve principalmente às vantagens decorrentes de processo executivo ágil, possibilidade de avanço abaixo do lençol freático e ausência de vibrações e ruídos (ANTUNES; TAROZZO, 1998).

Ao realizar o cálculo da capacidade de carga de um elemento de fundação, utilizam-se usualmente métodos teóricos, métodos semiempíricos ou resultados de provas de carga. A análise e comparação dos resultados obtidos entre os métodos auxiliam na escolha de valores de projeto mais confiáveis.

Segundo Cintra e Aoki (2010), nem sempre as fórmulas teóricas fornecem resultados adequados para previsão da capacidade de carga em estacas, por este motivo, os métodos semiempíricos, que, são amplamente baseados em correlações empíricas com resultados de ensaios *in situ* e ajustados com provas de carga são amplamente utilizados.

Dentro desse contexto, o presente trabalho tem como objetivo empregar diversos métodos semiempíricos para dimensionar as estacas tipo hélice contínua para um edifício multifamiliar. Além disso, propõe-se avaliar os resultados obtidos aplicando uma análise estatística de forma a otimizar o número e comprimento das estacas empregadas no projeto.

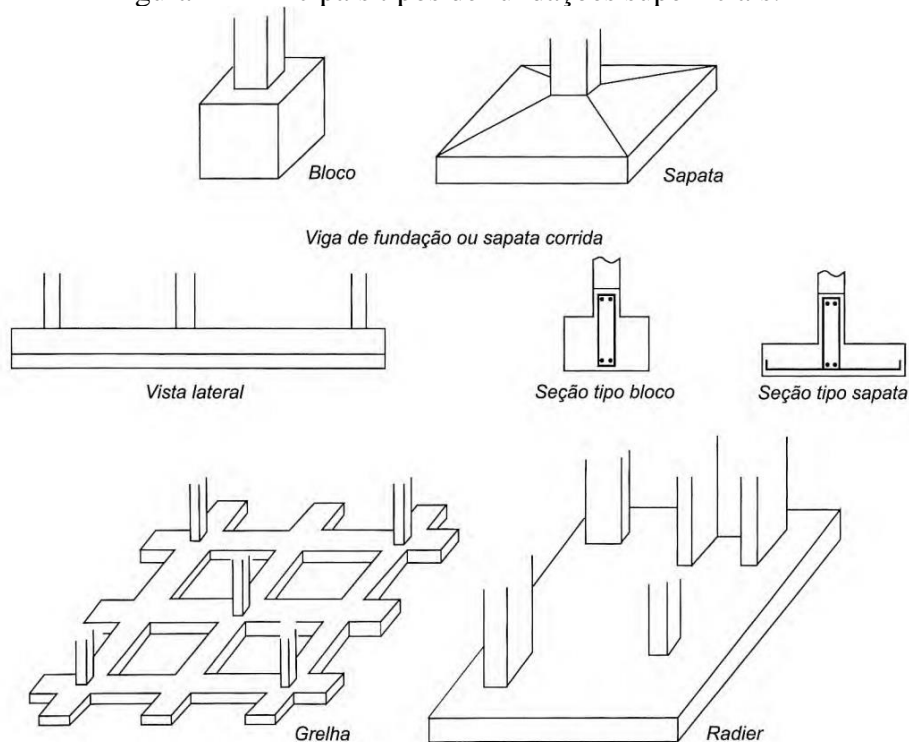
2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Fundações

Fundação é o elemento responsável por transmitir as cargas provenientes da estrutura para o terreno, devendo ser dimensionada e executada de forma adequada, ou seja, sem gerar problemas de qualquer natureza para a estrutura. (DANZIGER, 2008).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) classifica as fundações rasas (superficiais ou diretas) como sendo um elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação. Exemplos desse tipo de fundação encontram-se na Figura 1.

Figura 1 - Principais tipos de fundações superficiais.

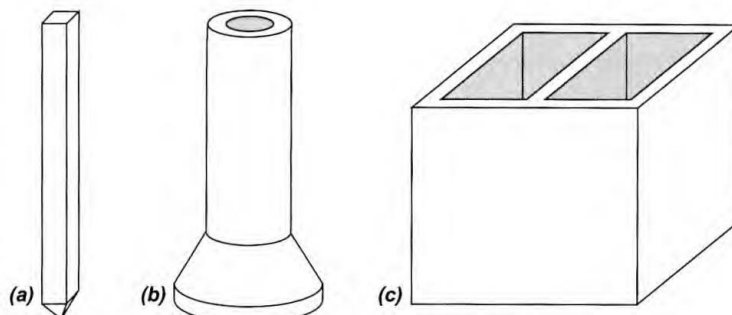


Fonte: Velloso e Lopes (2004).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) denomina fundações profundas ou indiretas como sendo elementos 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. Observam-se na Figura 2 exemplos de fundações profundas.

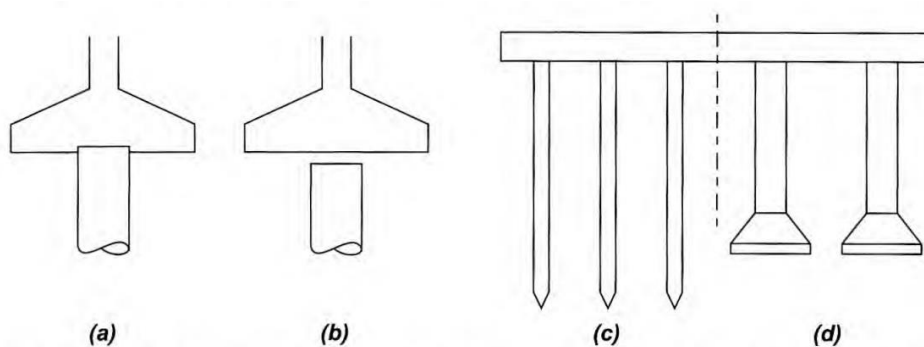
Figura 2 - Principais tipos de fundações profundas:(a) estaca, (b) tubulão e (c) caixões.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Existem ainda as fundações mistas, que combinam os elementos de fundação superficial e profunda (FIGURA 3).

Figura 3 - Tipos de fundações mistas: (a) sapata associada à estaca (estaca “T”), (b) sapata associada à estaca com material compressível entre elas (“estapata”), (c) radier sobre estacas e (d) radier sobre tubulões.

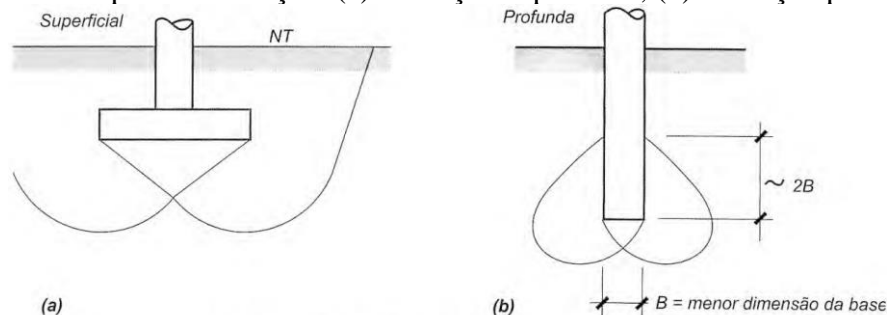


Fonte: Velloso e Lopes (2010).

2.1.1. Fundações Profundas

Segundo Salgado (2006), quando não é possível executar fundações rasas de forma segura e econômica no solo de menores profundidades, devem utilizar fundações profundas. Observa-se na Figura 4 a maneira na qual a fundação profunda atinge camadas inferiores quando comparada à fundação superficial.

Figura 4 - Tipos de fundação: (a) fundação superficial, (b) fundação profunda.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Segundo Velloso e Lopes (2010) as fundações profundas são divididas em estacas, tubulões e caixões. Os autores afirmam ainda que se podem diferenciar as estacas de outros tipos de fundações profundas pelo fato de que sua execução não necessita da descida de operários em seu interior. Já o que difere os tubulões dos caixões é sua geometria, enquanto os tubulões são cilíndricos, os caixões são prismáticos.

2.1.2. Estaca Hélice Contínua

Segundo Antunes e Tarozzo (1998), as estacas hélice contínua surgiram nos Estados Unidos e na Europa em torno da década de 1970 e foram introduzidas no Brasil no final da década de 1980. Souza (2006) ressalta que no Brasil, as estacas hélice contínua são cada vez mais utilizadas como solução para fundações.

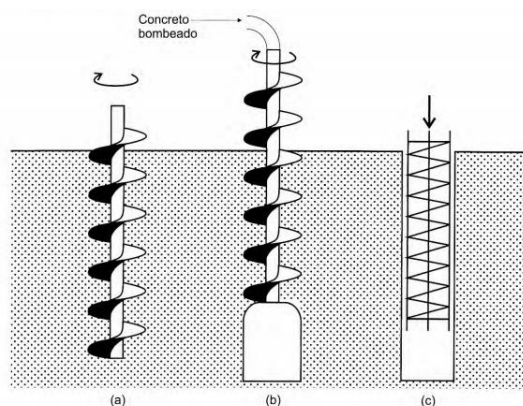
A NBR 6122 (ABNT, 2019) define estaca hélice contínua como sendo uma estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo e injeção de concreto pela própria haste central do trado, simultaneamente à sua retirada, sendo a armadura introduzida após a concretagem da estaca.

Este tipo de estaca é feito com um trado em hélice de grande comprimento, composto de chapas em espiral que se desenvolvem em torno do tubo central. A extremidade inferior do trado é dotada de garras para facilitar o corte do terreno, e de uma tampa que impede a entrada de solo no tubo central durante a escavação. Os equipamentos mais comuns permitem executar estacas com diâmetros de 30 cm a 100 cm e comprimentos de 15 m até 30 m (VELLOSO; LOPES, 2010).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) a execução se dá nas seguintes etapas (FIGURA 5): (a) perfuração, onde é realizada a introdução do trado helicoidal até a cota do terreno desejada por meio da rotação, que é transmitida pelos motores hidráulicos acoplados na parte superior da hélice; (b) concretagem, que é feita assim que o trado alcança a cota do terreno o concreto começa a ser bombeado continuamente através do tubo central simultaneamente a

retirada da hélice. A pressão do concreto deve garantir que todos os vazios deixados pela retirada da hélice sejam preenchidos e (c) colocação da armadura, para estacas submetidas somente a esforços de compressão, a armadura é colocada no topo com um comprimento de 4 m abaixo da cota de arrasamento (cota final da concretagem). Já para estacas submetidas a esforços transversais ou de tração recomenda-se armaduras de maior comprimento.

Figura 5 - Processo executivo das estacas hélice contínua: (a) perfuração, (b) concretagem e (c) armação.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Para definir a aplicação das estacas hélice contínua em obra, analisam-se as suas vantagens. Segundo Neto (2002) as estacas hélice contínua possuem entre suas principais vantagens a inexistência de vibrações e ruídos excessivos durante sua execução, elevada produtividade, perfuração sem a necessidade de revestimento ou fluido estabilizante para a contenção do furo, não danifica fundações vizinhas e maior aderência no contato solo estaca devido à utilização de concreto injetado sobre pressão. Como desvantagens, o autor menciona a dificuldade na instalação de armaduras mais profundas, a qualidade da sua execução está sujeita à sensibilidade e experiência do operador da perfuratriz de execução da hélice, produção de materiais de descarte e a necessidade de pá carregadeira ou outra máquina para a retirada do material escavado.

2.2. Investigações Geotécnicas

Este estudo é geralmente embasado em ensaios de campo ou, quando necessários, ensaios laboratoriais. A inexistência de investigações geotécnicas pode determinar uma inadequada definição do elemento de fundação empregado, além de outros transtornos, como elevadas despesas para uma eventual recuperação estrutural (ANDRADE, 2003).

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2015), as causas mais frequentes de problemas de fundações são aspectos relacionados à investigação das características do subsolo e que para

a solução dos mesmos, deve-se obter a identificação e caracterização do solo. Quaresma et al. (1998) relatam a necessidade de executar ensaios no local para obter amostras ou aplicar algum outro processo para a identificação e classificação de solos. Entre os ensaios de campo existentes, os autores destacam o Standart Penetration Test (SPT), o SPT complementado com medidas de torque (SPT-T), o ensaio de penetração de cone (CPT) e o ensaio de penetração de cone com medida das pressões neutras (CPTU).

A elaboração de projetos geotécnicos em geral e de fundações em particular exige, um conhecimento adequado do solo. A NBR 6122 (ABNT, 2019) define que deve ser feita uma investigação geotécnica preliminar para qualquer tipo de edificação, constituída no mínimo por sondagens a percussão com o SPT, visando a determinação da estratigrafia e classificação dos solos, a posição do nível d'água e a medida do índice de resistência à penetração N_{spt} , de acordo com a NBR 6484 (ABNT, 2020). Na classificação dos solos deve ser empregada a NBR 6502 (ABNT, 1995). Para a programação de sondagens de simples reconhecimento para fundações de edifícios, deve ser empregada a NBR 8036 (ABNT, 1983).

Velloso e Lopes (2010) afirmam que para a definição de um bom programa de investigação geotécnica, deve-se ter o conhecimento de dados da edificação a ser construída, da planta do terreno e dos vizinhos que possam ser afetados pela obra. Em posse dessas informações definem-se as etapas de investigação (preliminar, complementar e para execução) e os objetivos deste programa.

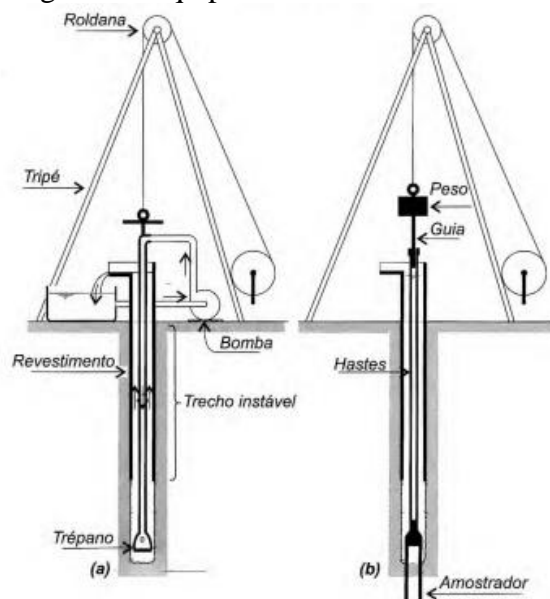
2.2.1. Ensaio de resistência à penetração com o SPT

Segundo Hachich et al. (1998), a sondagem à percussão é uma metodologia técnica de campo, apropriada para amostrar o subsolo. Quando relacionada ao reconhecimento simples do solo, feito pela sondagem SPT, mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada. Realizando uma sondagem SPT, pretende-se conhecer o tipo de solo atravessado a cada metro perfurado, o índice de resistência à penetração (N_{spt}) oferecido pelo solo à cravação do amostrador padrão, e a posição do nível ou dos níveis d'água quando descobertos no decorrer da perfuração. A NBR 6484 (ABNT, 2020) apresenta os procedimentos para a realização do ensaio, as definições, a aparelhagem básica e os dados essenciais para a confecção do relatório final.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), o SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica associada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é feita por meio de um trado, utilizando-se um trépano de lavagem como instrumento de

escavação. A cada metro de profundidade, são coletadas amostras representativas do solo por meio de um amostrador padrão bipartido. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma perfuração (revestida ou não), por meio da queda livre de um peso de 65 kg de uma altura de 75 cm. O valor do N_{spt} será o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 30 cm, após uma cravação inicial de 15 cm. É possível observar na Figura 6 o equipamento e aparato necessário para realização do ensaio.

Figura 6 - Equipamento utilizado no SPT.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

A sondagem à percussão não é capaz de perfurar todos os tipos de terrenos. Solos muito compactos, alterações de rocha, matacões e blocos de rochas geram grande dificuldade de perfuração. Por este motivo, a NBR 6484 (ABNT, 2020) define que se deve parar a execução do ensaio caso o número de golpes ultrapassar 30 em qualquer dos três segmentos de 15 cm ou o amostrador padrão não avançar durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.

De acordo com a NBR 8036 (ABNT, 1983), o número de sondagens e a sua localização em planta dependem do tipo de estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer o melhor quadro possível, da provável variação das camadas do subsolo do local de estudo. Quanto à localização, a norma NBR 8036 (ABNT, 1983) indica distribuir as sondagens em toda a área da projeção na fase de estudos preliminares. A Tabela 1 fornece a relação entre área construída com o número mínimo de furos.

Tabela 1 - Número de furos de sondagens em relação à área construída.

Área construída (m ²)	Número mínimo de furos
< 200	2
200 a 400	3
400 a 600	3
600 a 800	4
800 a 1000	5
1000 a 1200	6
1200 a 1600	7
1600 a 20000	8
20000 a 2400	9
> 2400	A critério

Fonte: NBR 8036 (ABNT, 1983).

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019), dependendo das características geológicas e das dimensões do terreno, pode ser necessário dividi-lo em regiões representativas que apresentem pequena variabilidade nas suas características geotécnicas.

Oliveira (2013) afirma que nem sempre um único valor médio relacionado aos parâmetros geotécnicos é representativo para toda a área de abrangência da edificação, por este motivo, surge a necessidade de subdividir a obra em áreas representativas.

2.3. Dimensionamento

Fellenius (2019) afirma que ao dimensionar fundações em estacas, deve-se analisar primeiramente a forma na qual a carga será transferida para o solo. Segundo Alonso (1991), a capacidade de carga relaciona a resistência do solo (que dá suporte à estaca) com o valor da resistência estrutural do material que compõe a mesma.

Cintra e Aoki (2010) reconhecem como capacidade de carga, uma força correspondente à resistência máxima que o sistema solo-estaca pode oferecer. Ao adicionar continuamente a carga de compressão na estaca, mobiliza-se o máximo atrito lateral e a máxima resistência de ponta, situação na qual a estaca estaria na iminência de deslocar-se incessantemente para baixo.

A capacidade de carga do maciço pode ser avaliada por meio de métodos racionais ou por métodos semiempíricos. Os métodos racionais ou teóricos utilizam soluções clássicas de capacidade de carga (e.g. Terzaghi, 1943) a partir de parâmetros do solo como ângulo de atrito e coesão. Já os métodos semiempíricos baseiam-se em correlações entre a capacidade de carga do elemento com resultados de ensaios *in situ* como o CPT e o SPT (LOBO, 2005).

De acordo com Décourt, Albiero e Cintra (1998), embora ensaios laboratoriais sejam necessários para a estimativa do comportamento do solo estudado, o custo e a necessidade de profissionais qualificados para sua execução tornam seu uso na prática inviável. Por conta

disso, pesquisadores começaram a correlacionar os resultados de ensaios de campo (como CPT e SPT) com tensões resistentes de projeto ou admissíveis, e a partir das correlações estudadas, desenvolveram-se os métodos semiempíricos de previsão de capacidade de carga.

A investigação geotécnica mais utilizada no Brasil, segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2015), é a sondagem à percussão SPT, tornando-se fundamental estabelecer métodos semiempíricos que correlacionem a capacidade de carga das estacas com os resultados deste ensaio. Esta pesquisa possui os métodos semiempíricos como metodologia escolhida para a obtenção da capacidade de carga.

2.3.1. Métodos Semiempíricos

Segundo Amann (2010), os métodos semiempíricos podem ser definidos como os que provêm de formulações teóricas, complementando-as com correlações empíricas e ensaios de campo. Para Décourt, Albiero e Cintra (1998), os métodos semiempíricos estabelecem por meio de ajustes estatísticos equações de correlações que tenham embutidos em sua essência os princípios definidos nos métodos teóricos e/ou experimentais.

De acordo com Cabette (2010), os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978) são os mais utilizados no Brasil para a obtenção da capacidade de carga de estacas, sendo suas bases fundamentadas tanto em aspectos teóricos como em correlações obtidas a partir de CPT e SPT.

Cintra e Aoki (2010) salientam que a medida que a carga é aplicada gradualmente em uma estaca, são mobilizadas tensões resistentes por atrito lateral ou adesão, entre o solo e o fuste da estaca, como também tensões resistentes normais à base ou ponta da estaca. A seguir serão apresentados os principais métodos semiempíricos empregados no dimensionamento de estacas hélice contínua, para o cálculo da capacidade de carga, utiliza-se, usualmente a Equação (1).

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

onde R é o valor de capacidade de carga, R_L é a resistência lateral e R_P é a resistência de ponta.

2.3.1.1. Aoki e Velloso (1975)

O método proposto por Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido originalmente a partir da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaios CPT,

como estes ensaios não são usualmente empregados no Brasil, pode-se substituir os parâmetros do CPT por correlações com o SPT.

Para estimar o valor da capacidade de carga utilizando dados SPT, os autores sugerem o cálculo das resistências de ponta (EQUAÇÃO 2) e lateral (EQUAÇÃO 3).

$$R_P = \frac{K \cdot N_P}{F_1} \cdot A_P \quad (2)$$

$$R_L = \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (3)$$

onde U é o perímetro da estaca, Δ_L é o comprimento da estaca embutida na camada de solo, A_P é a área da ponta da estaca, K representa o coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{spt} , α é o coeficiente de ajuste entre resistência de ponta do CPT e atrito lateral da estaca, F_1 é fator de escala, F_2 é fator de execução, N_P representa o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e N_L representa o índice de resistência à penetração média no segmento de cada tipo de solo.

Os coeficientes α e K são relacionados ao tipo de solo (TABELA 2), já F_1 e F_2 , são fatores de correção das resistências de ponta e lateral nos quais consideram as diferenças de comportamentos entre o cone estático e a estaca (TABELA 3).

Tabela 2 - Valores de α e K .

Tipo de solo	K (MPa)	α
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia silto-argilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilo-siltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte areno-argiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argilo-arenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila areno-siltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila silto-arenosa	0,33	3,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Tabela 3 - Fatores de correção das resistências de ponta e lateral.

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	2 F1
Metálica	1,75	2 F1
Pré-moldada	1 + D/0,80	2 F1
Escavada	3,00	2 F1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,00	2 F1

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975).

2.3.1.2. Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996)

Segundo Velloso e Lopes (2010), em 1978 um estudo direcionado para estacas de deslocamento foi desenvolvido por Décourt e Quaresma de acordo com resultados fornecidos por sondagens à percussão. Em 1996, o método foi adaptado para outros tipos de estacas por meio de dois novos parâmetros, α e β . A resistência de ponta é obtida por meio das Equações (4) e (6) e a resistência lateral é obtida por meio das Equações (5) e (7).

$$R_P = \alpha \cdot r_P \cdot A_P \quad (4)$$

$$R_L = \beta \cdot r_L \cdot U \cdot L \quad (5)$$

$$r_P = C \cdot N_P \quad (6)$$

$$r_L = 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (7)$$

onde r_P é a tensão resistente na ponta, r_L é o atrito lateral unitário, L é o comprimento da estaca, β é o fator de atrito que depende do tipo de solo e estaca, α é o fator de reação de ponta que depende do tipo de solo e da estaca, N_P é o índice de resistência à penetração médio entre os valores da cota de apoio da estaca os imediatamente anterior e posterior, N_L é a média dos N_{spt} dentro do comprimento avaliado desconsiderando os valores de N_{spt} utilizados para o cálculo do N_P e C é o coeficiente que correlaciona a resistência à penetração (N_{spt}) com a resistência de ponta em função do tipo de solo proposto pelos autores (TABELA 4). Os valores dos parâmetros α e β encontram-se na Tabela 5 e Tabela 6.

Tabela 4 - Coeficiente C para o método Décourt e Quaresma.

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978).

Tabela 5 - Coeficiente α para o método Décourt e Quaresma

Tipo de estaca\ Tipo de solo	Argilas	Siltes	Areias
Cravada P.M.	1,00	1,00	1,00
Escavada	0,85	0,60	0,50
Escavada com lama	0,85	0,60	0,50
Hélice Contínua	0,30	0,30	0,30
Raiz	0,85	0,60	0,50
Injetadas	1,00	1,00	1,00

Fonte: Décourt (1996).

Tabela 6 - Coeficiente β para o método Décourt e Quaresma

Tipo de estaca\ Tipo de solo	Argilas	Siltes	Areias
Cravada P.M.	1,00	1,00	1,00
Escavada	0,80	0,65	0,50
Escavada com lama	0,90	0,75	0,60
Hélice Contínua	1,00	1,00	1,00
Raiz	1,50	1,50	1,50
Injetadas	3,00	3,00	3,00

Fonte: Décourt (1996).

2.3.1.3. Milititsky e Alves (1985)

Os autores apresentaram uma formulação a partir de estudos estatísticos de quinze provas de carga realizadas em estacas escavadas no estado do Rio Grande do Sul. As resistências de ponta e lateral são calculadas por meio das Equações (8) e (9).

$$R_p = M_2 \cdot N_p \cdot A_p \quad (8)$$

$$R_l = M_1 \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (9)$$

onde N_p é a média do valor do N_{spt} na ponta da estaca imediatamente acima e imediatamente abaixo, N_L é o valor médio do N_{spt} ao longo do fuste exceto o último valor antes da ponta da estaca e M_1 e M_2 são coeficientes de proporcionalidade, apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Coeficientes M_1 e M_2 para o método Milititsky e Alves.

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

Fonte: Milititsky e Alves (1985).

2.3.1.4. Teixeira (1996)

Teixeira (1996) teve como base métodos como Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma e propôs uma espécie de equação unificada para a capacidade de carga, em função de dois

parâmetros, α e β (CINTRA E AOKI, 2010). Obtêm-se a capacidade de carga do solo por meio das Equações (10) e (11).

$$R_p = \alpha \cdot N_p \cdot A_p \quad (10)$$

$$R_L = \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad (11)$$

onde N_p é o valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo, N_L é o valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca, o parâmetro α é relacionado ao solo e ao tipo de estaca (TABELA 8) e o parâmetro β é relativo à resistência de atrito lateral e depende apenas do tipo de estaca (TABELA 9).

Tabela 8 - Valores do parâmetro α segundo Teixeira.

Solo ($4 < N_{spt} < 40$)	Tipo de estaca - α (kPa)			
	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: Cintra e Aoki (2010).

Tabela 9 - Valores do parâmetro β segundo Teixeira.

Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-Moldadas e Metálicas	4
Tipo Franki	5
Escavadas a céu aberto	4
Estaca Raiz	6

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

2.3.1.5. Antunes e Cabral (1996)

Antunes e Cabral (1996) definiram um método para previsão de carga em estacas hélice contínua utilizando a correlação entre informações obtidas em 9 provas de carga estáticas, realizadas em estacas com diâmetro de 35, 50 e 75 cm e resultados do SPT, além da comparação entre os métodos de Décourt e Quaresma (1996) e Aoki e Velloso (1975) para obter as Equações 12 e 13.

$$R_P = (\beta'_2 \cdot N_P) \cdot A_P \quad (12)$$

$$R_L = U \cdot \sum (\beta'_1 \cdot N_L) \cdot \Delta_L \quad (13)$$

onde N_P é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca, N_L é a média dos valores N_{spt} ao longo do fuste para cada camada e β'_1 e β'_2 representam respectivamente coeficientes de atrito lateral e de carga de ponta, são fatores que dependem do tipo de solo e seus valores são definidos de acordo com a Tabela 10.

Os autores limitam o valor obtido pelo produto do coeficiente de resistência de ponta β'_2 e N_P , não podendo ser superior a 40 kgf/m².

Tabela 10 - Coeficiente β'_1 e β'_2 para o método Antunes e Cabral.

Tipo de Solo	β'_1 (%)	β'_2 (kgf/cm ²)
Areia	4-5	2-2,5
Silte	2,5-3,5	1-2
Argila	2-3,5	1-1,5

Fonte: Antunes e Cabral (1996).

2.3.1.6. Kárez e Rocha (2000)

O método desenvolvido por Kárez e Rocha em 2000 foi baseado na correlação dos resultados de SPT e análise de 38 provas de carga realizadas nas regiões Sul e Sudoeste do Brasil. O método tem como objetivo estimar a carga última em estacas do tipo hélice contínua. Kárez e Rocha (2000) propuseram as Equações (14) e (15) para as parcelas de resistência de atrito lateral e de ponta, podendo calculá-las com base em SPT e o parâmetro K_{kr} .

$$R_P = K_{kr} \cdot N_P \cdot A_P \quad (14)$$

$$R_L = 4,9 \cdot U \cdot \sum N_L \quad (15)$$

onde, N_P é número de golpes de SPT na ponta da estaca, N_L é o valor N_{spt} do fuste da camada analisada e K_{kr} é um coeficiente empírico que leva em conta o solo imediatamente na base da fundação (TABELA 11).

Tabela 11 - Parâmetro K_{kr} para o método de Kárez e Rocha.

Tipo de Solo	K_{kr} (kN/m ²)
Areia	290
Silte	250
Argila	210

Fonte: Kárez e Rocha (2000).

2.3.1.7. Vorcaro e Velloso (2000)

Em 2000, o método foi desenvolvido e apresentado para o cálculo da capacidade de carga em estacas pré-moldadas de concreto, escavadas, franki e hélice contínua. De acordo com Vorcaro e Velloso (2000), o método foi desenvolvido utilizando a técnica de regressão linear múltipla por meio dos resultados de provas de cargas estáticas organizadas por Alonso (2000) e de SPT. Para estacas hélice contínua, o método baseia-se em resultados de 26 provas de cargas realizadas.

As Equações (16), (17), e (18) foram sugeridas por Vorcaro e Velloso (2000) e encontram-se descritas a seguir.

$$X_P = A_P \cdot N_P \quad (16)$$

$$X_F = U \cdot \sum N_L \cdot \Delta_L \quad (17)$$

$$R = \exp(1,96 \cdot \ln X_P + 1,36 \cdot \ln X_F - 0,34 \cdot \ln X_P \cdot \ln X_F) \quad (18)$$

onde, N_P é número de golpes de SPT na ponta da estaca, N_L é a média dos valores N_{spt} ao longo de todo fuste, X_P representa o coeficiente para determinação da parcela da resistência lateral da estaca e X_F representa o coeficiente para determinação da parcela da resistência da ponta da estaca.

2.3.1.8. Método da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) (2005)

O método desenvolvido por Lobo (2005) por meio das equações de Odebrecht (2003) propõe calcular a capacidade de carga utilizando as teorias de energia do SPT. Em sua tese, a autora relaciona o equilíbrio estático de uma estaca com a força dinâmica encontrada pelos conceitos de energia, sugerindo a divisão da força dinâmica em duas parcelas, sendo referente à resistência de ponta e à resistência lateral. A estimativa da capacidade de carga da estaca mediante a força dinâmica do SPT, é a soma das Equações (19) e (20).

$$R_P = 0,7 \cdot \beta \cdot F_d \cdot \frac{A_p}{a_p} \quad (19)$$

$$R_L = \alpha \cdot \frac{0,2 \cdot U}{a_L} \sum F_d \cdot \Delta L \quad (20)$$

onde a_p é a área da ponta do amostrador SPT, a_L é a área lateral do amostrador do SPT, β representa o coeficiente de ajuste aplicado à resistência de ponta, α representa o coeficiente de ajuste aplicado à resistência lateral e F_d é a variação da energia potencial.

Os coeficientes de ajuste α e β (TABELA 12) foram estimados a partir da análise comparativa e da correlação estatística entre os resultados gerados pelo método da UFRGS (2005), 324 provas de carga estática à compressão e 43 ensaios de prova de carga à tração (NIENOV, 2006). Para o cálculo da variação da energia potencial, a autora sugere a Equação (21).

Tabela 12 - Coeficientes α e β – Método UFRGS.

Tipo de estaca	α	β
Cravada pré-moldada	1,5	1,1
Cravada metálica	1,0	1,0
Hélice Contínua	1,0	0,6
Escavada	0,7	0,5

Fonte: Schnaid e Odebrecht (2014).

$$F_d = \frac{n_3 \cdot [n_1 \cdot (0,75 + \Delta\rho) \cdot M_m \cdot g + n_2 \cdot (\Delta\rho \cdot M_h \cdot g)]}{\Delta\rho} \quad (21)$$

onde n_1 é o coeficiente de eficiência do martelo (0,76), n_2 é o coeficiente relativo à eficiência das hastes (1); n_3 é o coeficiente referente às perdas ao longo do sistema (0,907 - 0,0066. ΔL), g representa a aceleração da gravidade (9,81 m/s²), M_m é a massa do martelo, M_h é a massa do conjunto de hastes (3,23 kg/m) e $\Delta\rho$ é o valor da penetração média permanente do amostrador (30 cm/N_{spt}).

2.3.1.9. Comparação entre os métodos semiempíricos

O Quadro 1 apresenta uma síntese das considerações adotadas pelos 8 métodos estudados a respeito do N_P , N_L , dos coeficientes de ajuste, e a indicação das estacas para as quais foram elaborados.

Destaca-se que apenas o método de Aoki e Velloso foi elaborado a partir do CPT, e correlacionado posteriormente ao SPT. Enquanto os outros métodos foram elaborados inicialmente por meio do SPT.

Quadro 1 - Resumo dos métodos semiempíricos.

Métodos Semiempíricos	N_p	N_L	Coefficientes	Estacas
Aoki e Velloso (1975)	O valor N_{spt} na ponta da estaca.	N_{spt} médio no segmento de cada tipo de solo.	Tipos de solo e estaca.	Franki, Pré-Moldada, Metálica, Escavada, Raiz, Hélice Contínua e Ômega.
Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996)	Média entre os valores de N_{spt} da cota de apoio da estaca, o imediatamente acima e o imediatamente abaixo.	Média entre os valores de N_{sspt} ao longo do fuste, sem considerar os valores que já foram utilizados no cálculo do N_p .	Tipos de solo e estaca.	Cravada Pré-Moldada, Escavada, Escavada com Lama, Raiz, Hélice Contínua e Injetada.
Milititsky e Alves (1985)	Média entre os valores de N_{spt} da cota de apoio da estaca, o imediatamente acima e o imediatamente abaixo.	Média entre os valores de N_{spt} ao longo do fuste, sem considerar os valores que já foram utilizados no cálculo do N_p .	Tipo de perfuração.	Escavada.
Teixeira (1996)	Média entre os valores de N_{spt} medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo.	Média dos valores de N_{spt} ao longo do fuste.	Tipos de solo e estaca.	Franki, Pré-moldada, Metálica, Escavada à Céu Aberto e Raiz.
Antunes e Cabral (1996)	O valor N_{spt} na ponta da estaca.	N_{spt} médio no segmento de cada tipo de solo.	Tipos de Solo.	Hélice Contínua.
Kárez e Rocha (2000)	O valor N_{spt} na ponta da estaca.	N_{spt} do fuste da camada analisada	Tipos de solo.	Hélice Contínua.
Vorcaro e Velloso (2000)	O valor N_{spt} na ponta da estaca.	Média dos valores de N_{spt} ao longo do fuste.	-	Franki, Pré-moldada, Escavada e Hélice Contínua.
UFRGS (2005)	-	-	Tipo de estaca e equipamento SPT.	Cravada Pré-Moldada, Cravada Metálica, Hélice Contínua e Escavada.

Fonte: Das autoras.

2.3.2. Carga admissível

A NBR 6122 (ABNT, 2019) define como carga admissível a máxima carga que, aplicada ao elemento de fundação, atende, com fatores de segurança predeterminados, aos estados limites último (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.). Segundo Cintra e Aoki (2010), aplica-se o conceito de carga admissível para uma única estaca, ou para o conjunto de estacas em uma mesma seção transversal considerando que cada elemento possui seu próprio fator de segurança e, por fim, calcula-se a carga admissível (P_a) utilizando a Equação (22).

$$P_a = \frac{R}{F_s} \quad (22)$$

Para métodos semiempíricos, a NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece o valor do fator de segurança (F_s) como dois e, para o projeto de estacas escavadas com estabilização das paredes e estacas hélice contínua, a norma limita a resistência de ponta até o valor obtido no cálculo da resistência lateral.

Cintra e Aoki (2010) relatam que alguns autores fizeram suas próprias recomendações em relação à utilização do F_s . Para os autores que não sugeriram o F_s , a carga admissível é encontrada de acordo com o fator indicado pela norma NBR 6122 (ABNT, 2019).

Aoki e Velloso (1975) sugerem o mesmo F_s indicado pela NBR 6122 (ABNT, 2019), os autores propõem o uso da Equação (23) para obter o valor de carga admissível no cálculo de seu método.

$$P_a = \frac{R}{2} = \frac{R_p + R_L}{2} \quad (23)$$

Já Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996), determinam diferentes fatores de segurança para as parcelas de resistência de ponta e resistência lateral, para o cálculo utiliza-se a Equação (24).

$$P_a = \frac{R_p}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad (24)$$

Por fim, Teixeira (1996) recomenda para estacas em geral, a utilização do fator de segurança igual a 2, exceto estacas a céu aberto, para estas, o autor recomenda diferentes valores de fator de segurança para a resistência de ponta e a resistência lateral. O valor da

capacidade de carga admissível para o método do autor, considerando estaca a céu aberto, é obtido por meio da Equação (25).

$$P_a = \frac{R_p}{2} + \frac{R_L}{1,5} \quad (25)$$

2.3.3. Carga de Catálogo

Segundo Cintra e Aoki (2010), nesta etapa verifica-se o estado limite último apenas da estaca, sem considerar o aspecto geotécnico, o processo ocorre por meio da comparação entre os valores da carga admissível da fundação e da carga de catálogo definida preliminarmente. Os autores destacam que com o surgimento da NBR 6122 (ABNT, 1996), as cargas de catálogo deixaram de serem obtidas com base no conceito de tensão admissível e passaram a serem calculadas por meio de valores máximos de resistência característica e indicação de valores do fator de minoração de resistência.

De acordo com os diâmetros usuais das estacas hélice contínua e arredondando os resultados, a Tabela 13 relaciona a carga admissível estrutural para determinados valores de diâmetros utilizando o f_{ck} do concreto equivalente a 20 MPa.

Tabela 13 - Carga admissível estrutural para determinado diâmetro.

Diâmetro da Hélice (cm)	Carga de catálogo P_e (kN)
27,5	350
30,0	450
35,0	600
40,0	800
42,5	900
50,0	1250
60,0	1800
70,0	2450
80,0	3200
90,0	4000
100,0	5000

Fonte: Antunes e Tarozzo (1998).

2.3.4. Determinação do comprimento e da quantidade de estacas

2.3.4.1. Metodologias de projeto

Para obter a carga admissível de cada método estudado, utilizam-se as metodologias de projeto que se encontram a seguir, apresentadas originalmente por Cintra e Aoki (2000,2001)

e consideram a sondagem média. Os autores sugerem a adoção de uma das três metodologias apresentadas ou também pode-se iniciar com uma metodologia e no final utilizar outra.

A primeira metodologia de projeto apresentada por Cintra e Aoki (2000,2001) utiliza a carga admissível (P_a) como sendo a própria carga de catálogo (P_e) multiplicada pelo fator de segurança, gerando o valor limite da capacidade de carga e com o seu resultado, obtêm-se o comprimento da estaca compatível com essa capacidade de carga. Pode-se observar o proposto pela metodologia na Equação (26).

$$R = P_e \cdot F_s \quad (26)$$

Para a segunda metodologia de projeto, Cintra e Aoki (2000, 2001) consideram a limitação do equipamento, gerando um comprimento máximo para a estaca. Os autores também afirmam que de acordo com o tipo de estaca de projeto e a posição do nível da d'água, é possível definir a profundidade máxima.

Por fim, na terceira metodologia de projeto, Cintra e Aoki (2010) consideram os valores de N_{spt} que usualmente provocam a parada da instalação da estaca (TABELA 14) e que definem, conseqüentemente, o comprimento adequado para as estacas.

Tabela 14 - Valores de N_{spt} para parada da instalação de estacas.

Tipo de estaca	N lim
Pré-moldada concreto $\Theta < 30$	$15 < N_{spt} < 25 \sum N_{spt} = 80$
Pré-moldada concreto $\Theta > 30$	$25 < N_{spt} \leq 35$
Perfil metálico	$25 < N_{spt} \leq 55$
Tubada (oca, ponta fechada)	$20 < N_{spt} \leq 40$
Strauss	$10 < N_{spt} \leq 25$
Franki solos arenosos	$8 < N_{spt} \leq 15$
Franki solos argilosos	$20 < N_{spt} \leq 40$
Estação e diafragma, com lamina bentônica	$30 < N_{spt} \leq 80$
Hélice contínua	$20 < N_{spt} \leq 45$
Ômega	$20 < N_{spt} \leq 40$
Raiz	$N_{spt} \geq 60$ (penetra em rocha sã)

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Após a definição do comprimento das estacas e carga admissível, calcula-se o número de estacas necessárias para cada bloco de coroamento de cada pilar. Para tal feito, emprega-se a Equação (27) utilizando a carga do pilar (P_p) e a carga admissível.

$$N_e \geq \frac{P_p}{P_a} \quad (27)$$

2.3.4.2. Análise estatística

Embora existam diversos métodos semiempíricos para a estimativa da capacidade de carga de um sistema solo-estaca, os resultados possuem incertezas devido a particularidade de cada tipo de solo (DAS, 2007).

Schulze (2013) ressalta que a margem de erro encontrada em qualquer método de estimativa da capacidade de carga do sistema solo-estaca ocorre devido às considerações (tipo de solo, tipo de material, entre outros) feitas por métodos semiempíricos que muitas vezes não representam o real comportamento do sistema e incertezas de projeto.

Segundo Campos (2016), o cálculo de diversos métodos semiempíricos para obter a carga admissível de um elemento de fundação, somado a um método estatístico utilizando a segunda média, aumenta a precisão dos resultados. O método da segunda média consiste inicialmente no cálculo da primeira média considerando os resultados da resistência total de cada método calculado e, em seguida, na aplicação de um desvio padrão sobre o resultado obtido. Posteriormente, avalia-se quais métodos apresentam resultados dentro do intervalo definido pelo desvio padrão, eliminam-se os resultados discrepantes e calcula-se a segunda média com base nos valores remanescentes; o resultado obtido é definido como sendo o valor de capacidade de carga admissível de projeto.

Fellenius (1980) indica em seu trabalho que, visando maior economia em projetos de fundações, pode-se utilizar para a capacidade de carga do sistema de fundação o limite de incerteza de 20 a 25%. Schulze (2013) salienta que para a obtenção da capacidade de carga para fundações, em diversos trabalhos nacionais e internacionais adota-se o limite de incerteza de 20%.

2.3.5. Dimensionamento Estrutural

Para o dimensionamento estrutural da fundação, devem-se seguir prescrições descritas na NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 6122 (2019). Pode-se observar no Quadro 2 que para estacas hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado submetidas a cargas de compressão com tensão média inferior a 6,0 MPa, a NBR 6122 (ABNT, 2019) indica que não há necessidade de armadura, exceto na ligação com o bloco de fundação.

Quadro 2 - Estacas moldadas in loco e tubulões: parâmetros para dimensionamento.

Tipo de estaca	Classe de concreto/ resistência característica da argamassa ou concreto	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuando abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) (MPa)
		Armadura (%)	Comprimento (m)	
Hélice/ hélice de deslocamento/ hélice com trado segmentado	C30	0,4	4,0	6,0
	C40			
Escavadas sem fluido	C25	0,4	2,0	5,0
	C40			
Escavadas com fluido	C30	0,4	4,0	6,0
	C40			
Strauss	20 MPa	0,4	2,0	5,0
Franki	20 MPa	0,4	Integral	-
Tubulões não encamisados	C25	0,4	3,0	5,0
	C40			
Raiz	20 MPa	0,4	Integral	-
Microestacas	20 MPa	0,4	Integral	-
Estaca trado vazado segmentado	20 MPa	0,4	Integral	-

Fonte: Adaptado da NBR 6122 (ABNT, 2019).

Caso a estaca receba cargas de compressão com tensão média superiores às indicadas pela NBR 6122 (ABNT, 2019), deve-se utilizar armadura e executar seu dimensionamento de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) não considerando a excentricidade de carga. A armadura mínima de cisalhamento deve ser dimensionada de acordo com os limites observados no Quadro 2 e também deve atender o indicado pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

3. MATERIAL E MÉTODOS

3.1. Edificação

Será apresentado neste trabalho um pré-dimensionamento das fundações em estacas para a estrutura de um edifício que será construído em Contagem, Minas Gerais. A edificação multifamiliar será composta por seis pavimentos superiores e um pavimento subterrâneo destinado a estacionamento.

O teto do subsolo e primeiro pavimento foram projetados utilizando pilares e vigas de concreto armado e os demais pavimentos foram projetados empregando alvenaria estrutural como seu sistema construtivo. Na Figura 7 e Figura 8 pode-se analisar um esboço de como será a vista da fachada frontal da edificação.

Figura 7 - Vista da fachada frontal.



Fonte: Das autoras (2021).

Figura 8 - Vista lateral da fachada frontal.



Fonte: Das autoras (2021).

Para a obtenção das cargas recebidas pela fundação, foi considerado o carregamento devido ao peso próprio da estrutura, momentos e cargas acidentais. No Anexo A apresentam-se os projetos arquitetônico, estrutural e outros. Observa-se na Tabela 15 o resultado das cargas recebidas pelos 29 pilares que compõem a estrutura da edificação.

Tabela 15 - Cargas da edificação recebidas.

Pilar	Baricentro direção x (cm)	Baricentro direção y (cm)	Carga (kN)
P1	2947,7	1207,3	137,29
P2	2562,2	1149,0	176,52
P3	2164,0	1107,8	225,55
P4	1765,0	1080,2	186,33
P5	1175,0	1036,5	127,49
P6	2562,2	813,0	912,02
P7	2965,5	803,0	107,87
P8	1765,0	785,0	794,34
P9	1540,0	740,0	715,89
P10	527,0	688,0	490,34
P11	934,0	688,0	509,95
P12	1200,0	688,0	451,11
P13	2562,2	558,0	1343,52
P14	2970,7	558,0	98,07
P15	934,0	507,5	804,15
P16	1355,0	474,0	98,07
P17	1490,0	449,0	794,34
P18	1765,0	439,0	1343,52
P19	2562,2	303,0	1608,30
P20	2976,1	303,0	98,07
P21	527,0	232,0	343,23
P22	802,0	219,5	362,85
P23	1200,0	212,0	529,56
P24	1490,0	222,0	500,14
P25	1765,0	165,0	882,60
P26	1500,0	-112,0	147,10
P27	2164,0	-161,8	353,04
P28	2562,2	-192,0	254,97
P29	2978,7	-222,5	156,91

Fonte: Das autoras (2021).

O terreno possui aproximadamente 360 m², sendo a área de projeção da edificação em estudo constituída por 135,02 m² e sua área bruta total a ser construída possui 981,63 m². O terreno natural apresenta topografia pouco acidentada como pode ser observado no Anexo A.

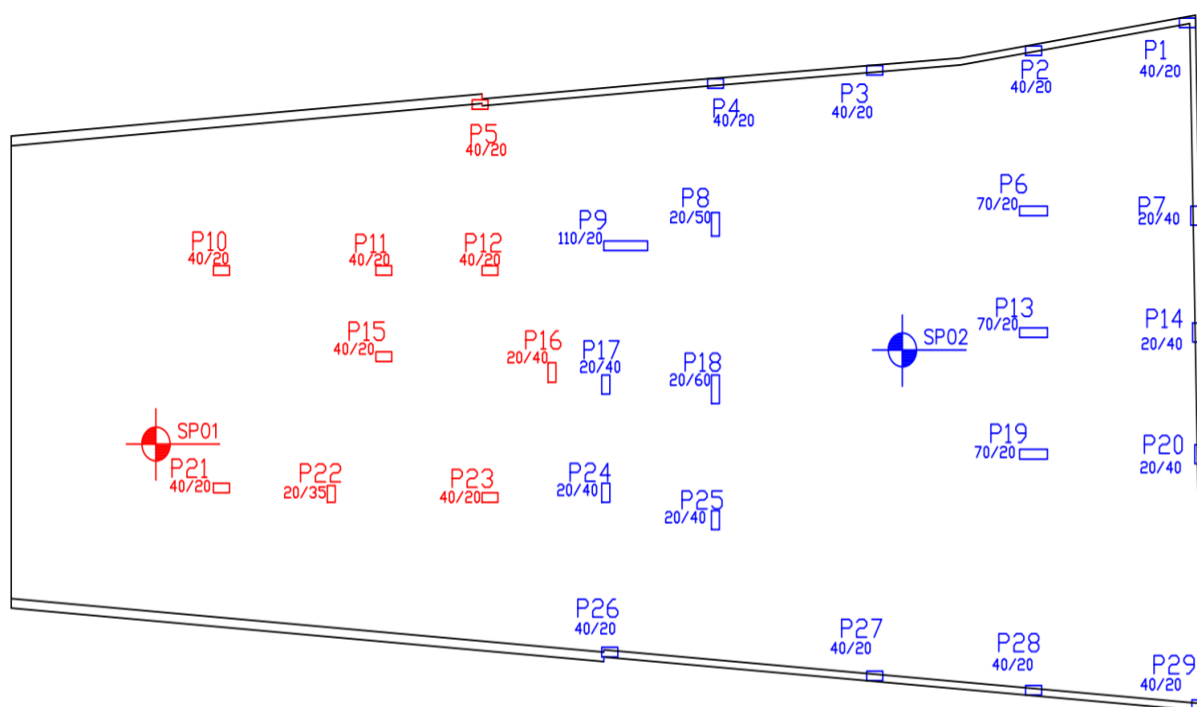
3.2. Investigação do subsolo

Para a previsão da capacidade de carga de cada estaca empregando métodos semiempíricos utilizaram-se os resultados de sondagens de simples reconhecimento com o SPT (ANEXO B). Para desenvolvimento do projeto de fundações empregou-se os resultados dos ensaios realizados em dois furos (SP 01 e SP 02), seguindo as recomendações da NBR 8036 (ABNT, 1983) que define a quantidade mínima de furos em relação à área de projeção em planta da edificação (135,02 m²).

Os ensaios com o SPT identificaram o perfil geológico-geotécnico local composto por camadas de características distintas para os dois furos (ANEXO B). Nota-se que o limite das sondagens foi cerca de 24 metros de profundidade e o nível do lençol freático mostrou-se estar a aproximadamente 18 metros da superfície do terreno.

A NBR 6122 (ABNT, 2019) indica a delimitação de áreas representativas que apresentem pequena variabilidade nas suas características geotécnicas. Assim, a área de influência de cada pilar do projeto foi definida de acordo com a locação dos furos de sondagem com o SPT conforme indicado na Figura 9.

Figura 9 - Área de influência de cada pilar: vermelho: área representativa 1; azul: área representativa 2.



Fonte: Das autoras (2021).

3.3. Equipamento Hélice Contínua

O projeto de fundações da edificação foi calculado considerando a utilização de estacas tipo hélice contínua. Para a determinação das características do equipamento a ser empregado foi realizada uma pesquisa de mercado na região da obra buscando conhecer os equipamentos disponíveis e o custo de utilização.

Em posse dos resultados da pesquisa e tendo em vista o melhor custo-benefício, o diâmetro escolhido foi de 40 cm. Para estabelecer a profundidade máxima, considerou-se o comprimento do trado que executa estacas do tipo hélice contínua, sendo no máximo 17 metros. Por meio do item 2.3.3, pôde-se obter o valor da carga de catálogo para o diâmetro escolhido para o projeto e na Tabela 16, observa-se um resumo dos valores definidos nesta etapa.

Tabela 16 - Dados da estaca adotada no trabalho.

Dados	
Tipo de estaca	Hélice contínua monitorada
Diâmetro (cm)	40
L _{máx} (m)	17
Carga de catálogo (kN)	800

Fonte: Das autoras (2021).

3.4. Metodologia

Serão utilizados os métodos propostos por Decóurt e Quaresma (1978, modificado em 1996), Antunes e Cabral (1996), Aoki e Velloso (1975), Vorcaro e Velloso (2000), Karez e Rocha (2000), Teixeira (1996), UFRGS (2005), Milititsky e Alves (1985) para obtenção do número de estacas.

Devido à variabilidade do solo, os valores de capacidade de carga e consequentemente carga admissível não foram iguais em todo o terreno estudado e por isso, analisaram-se as três metodologias de projeto propostas por Cintra e Aoki (2000, 2001) considerando a sondagem média.

Para a escolha da capacidade de carga última, observou-se em qual camada de estudo as 3 metodologias de projeto se satisfariam e ao encontrar mais de uma, visando maior segurança escolheu-se a cota na qual possuía maior valor de resistência e que atende ao limite estabelecido pela NBR 6122 (ABNT, 2019).

Após a escolha da capacidade de carga última, aplicou-se o valor de fator de segurança sugerido pelo autor do método proposto e quando não houve sugestão pelo autor, utilizou-se o valor 2 seguindo o proposto pela NBR 6122 (ABNT, 2019) e por fim, obteve-se a capacidade

de carga admissível para cada método estudado. O número de estacas foi calculado por meio da divisão da carga recebida por cada pilar pela capacidade de carga admissível escolhida anteriormente.

Após, empregou-se um método estatístico utilizando a segunda média, desvio padrão de 20% em relação a primeira média, para apurar os valores calculados anteriormente. Por meio dos resultados, encontra-se os valores de carga admissível, número e comprimento de estacas que serão adotados no projeto da edificação estudada. Aplicando o método, obtêm-se um resultado final com menor possibilidade de erro em comparação com a realização de apenas uma média entre os resultados obtidos por todos os métodos.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

O detalhamento dos cálculos empregando os métodos semiempíricos e o relatório SPT (ANEXO A) referente ao furo SP01 e SP02 encontram-se no apêndice A. Após o cálculo das estimativas da resistência de ponta, resistência lateral e capacidade de carga para cada método semiempírico, realizou-se comparações entre os resultados.

Foi possível comparar a resistência de ponta e resistência lateral para todos métodos semiempíricos apresentados, exceto Vorcaro e Velloso (2000), visto que estes autores apresentam apenas formulação para a capacidade de carga final. O comparativo entre os resultados encontrados utilizando os métodos semiempíricos propostos por Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) [DQ], Antunes e Cabral (1996) [AC], Aoki e Velloso (1975) [AV], Vorcaro e Velloso (2000) [VV], Karez e Rocha (2000) [KR], Teixeira (1996) [TR], UFRGS (2005), Milititsky e Alves (1985) [MA] serão apresentados a seguir.

4.1. Resistência de ponta

Os resultados de resistência de ponta para cada método serão apresentados na Tabela 17 e Tabela 18, e representados pelo Gráfico 1 e Gráfico 2.

Analisando a Tabela 17 e Tabela 18, nota-se que os métodos de Decourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) e Milititsky e Alves (1985) apresentam menores resultados em relação aos demais. Os autores citados anteriormente, encontraram em 24 metros de profundidade na área representativa 1, o valor de 297,82 kN para a resistência de ponta e em 22 metros de profundidade na área representativa 2, o resultado foi de 301,59 kN. A partir da profundidade de 10 metros, os autores apresentam valores iguais de resistência de ponta em ambas áreas representativas.

Uma justificativa para o descrito no parágrafo anterior é que o produto do coeficiente C e α definidos por Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) que relacionam o tipo de solo e estaca, respectivamente, resulta no mesmo valor do coeficiente M_2 definido por Milititsky e Alves (1985) de acordo com o tipo de escavação. Os valores de resistência de ponta até a profundidade de 10 metros não são iguais para esses dois métodos pois o coeficiente C é diferente para o tipo de solo desse intervalo. Outra similaridade entre os métodos está relacionada ao N_p adotado para realizar os cálculos, ambos consideram sendo a média dos valores de N_{spt} da cota de apoio da estaca, os imediatamente anteriores e posteriores.

Antunes e Cabral (1996), Aoki e Velloso (1975) e Teixeira (1996) possuem resultados próximos entre si e intermediários aos demais. A proximidade ocorre pelo fato tanto Antunes

e Cabral (1996) quanto Teixeira (1996), utilizaram o método de Aoki e Velloso (1975) como base para suas considerações e formulações.

Por meio da Tabela 17 e Tabela 18 observa-se que nas áreas representativas 1 e 2, após 16 metros, o resultado de resistência de ponta para o método proposto Antunes e Cabral (1996) permaneceu sem variar ($R_p = 502,65$ kN), enquanto os de Aoki e Velloso (1975) e Teixeira (1996) seguiram aumentando. A constância a partir dessa profundidade para os resultados de Antunes e Cabral (1996) ocorre devido ao limite imposto pelos autores em relação ao produto de N_p com β^2 . Ao atingir a profundidade 16 metros, o resultado de seu produto é maior que 4000 kN/m² e por isso o seu valor deve ser fixado no limite, resultando na reta encontrada no final da curva do método no Gráfico 1 e Gráfico 2.

Tabela 17 - Comparação entre resultados da resistência de ponta em kN para a área representativa 1.

Profundidade (m)	DQ	AV	KR	AC	TR	UFRGS	MA
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	12,57	9,57	18,95	12,76	15,47	11,79	0,00
2	27,49	22,18	43,91	29,57	35,84	26,77	18,95
3	30,43	41,39	81,94	55,18	66,89	48,73	32,93
4	34,68	66,27	131,20	88,36	97,19	76,56	54,63
5	33,18	84,93	168,15	113,24	110,79	97,61	55,29
6	36,19	112,92	184,73	131,95	105,98	128,29	60,32
7	39,21	134,69	211,12	150,80	115,61	152,27	65,35
8	45,24	159,58	290,28	207,35	125,24	179,27	75,40
9	54,29	193,79	290,28	207,35	157,08	215,62	90,48
10	103,04	219,71	439,82	263,89	203,58	251,70	103,04
11	120,64	251,33	502,65	301,59	231,85	296,90	120,64
12	143,26	282,74	565,49	339,29	271,43	347,98	143,26
13	160,85	332,80	722,57	433,54	322,33	404,83	160,85
14	173,42	361,28	722,57	433,54	361,91	476,55	173,42
15	183,47	361,28	722,57	433,54	390,19	547,68	183,47
16	198,55	424,12	848,23	502,65	412,81	600,41	198,55
17	213,63	424,12	911,06	502,65	446,73	697,25	213,63
18	221,17	455,53	911,06	502,65	480,66	741,92	221,17
19	228,71	455,53	942,48	502,65	497,63	735,71	228,71
20	233,73	471,24	1005,31	502,65	514,59	754,31	233,73
21	256,35	502,65	973,89	502,65	525,90	797,08	256,35
22	273,95	486,95	1225,22	502,65	576,80	765,85	273,95
23	296,57	612,61	1225,22	502,65	593,76	952,63	296,57
24	297,82	612,61	1256,64	502,65	661,62	944,30	297,82

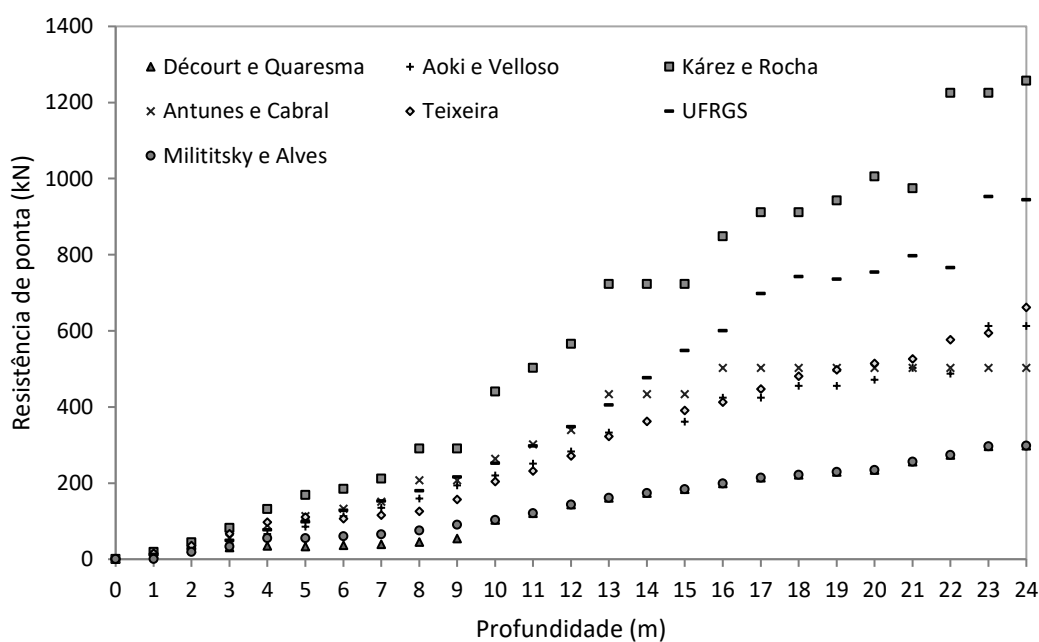
Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 18 - Comparação entre resultados da resistência de ponta em kN para a área representativa 2.

Profundidade (m)	DQ	AV	KR	AC	TR	UFRGS	MA
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	12,57	16,96	33,59	22,62	27,42	19,84	0,00
2	29,30	27,63	54,70	36,84	44,65	32,72	33,59
3	40,72	49,40	97,80	65,87	79,84	57,43	41,02
4	46,75	77,39	153,22	103,19	125,08	88,57	65,20
5	54,29	111,60	220,95	148,80	149,33	126,06	90,48
6	61,83	145,81	288,68	194,42	173,42	163,27	103,04
7	72,38	189,36	374,89	252,48	197,50	209,91	120,64
8	66,35	239,12	473,41	318,83	231,22	262,62	110,58
9	64,84	207,35	263,89	188,50	230,38	321,29	108,07
10	115,61	235,62	471,24	282,74	243,16	280,08	115,61
11	143,26	329,87	659,73	395,84	260,12	402,55	143,26
12	168,39	329,87	659,73	395,84	322,33	469,20	168,39
13	183,47	392,70	785,40	471,24	378,88	535,31	183,47
14	196,04	424,12	848,23	502,65	412,81	613,16	196,04
15	203,58	408,41	816,81	490,09	441,08	696,45	203,58
16	211,12	439,82	879,65	502,65	458,04	677,38	211,12
17	226,19	439,82	942,48	502,65	475,01	722,69	226,19
18	236,25	471,24	1005,31	502,65	508,94	767,16	236,25
19	251,33	502,65	1005,31	502,65	531,56	810,78	251,33
20	271,43	502,65	1130,97	502,65	565,49	803,93	271,43
21	291,54	565,49	1256,64	502,65	610,73	895,48	291,54
22	301,59	628,32	1256,64	502,65	655,96	985,34	301,59

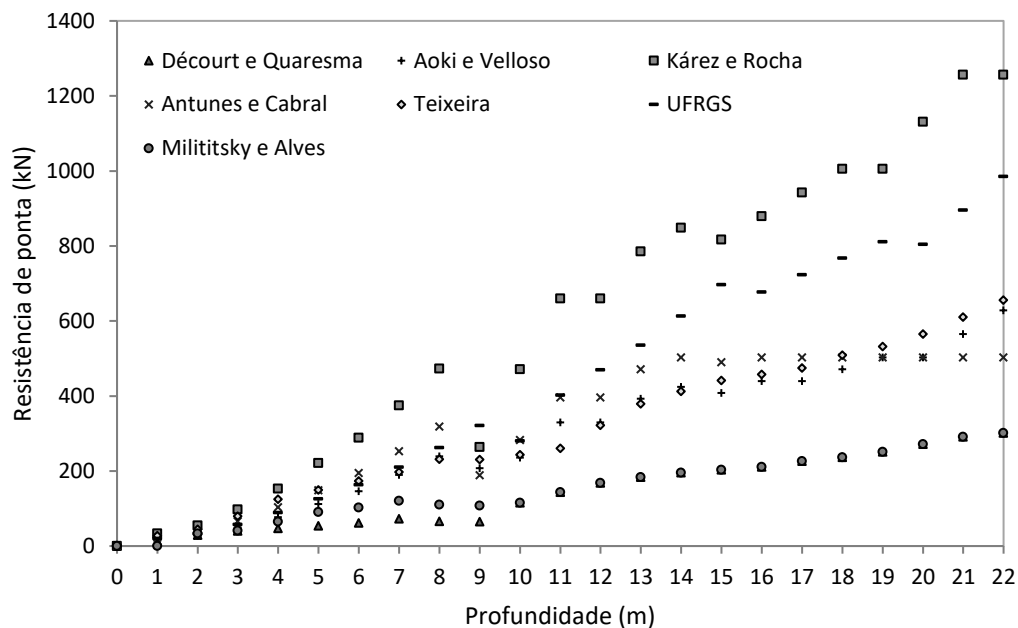
Fonte: Das autoras (2021).

Gráfico 1 - Comparação da variação da resistência de ponta entre os métodos para a área representativa 1.



Fonte: Das autoras (2021).

Gráfico 2 - Comparação da variação da resistência de ponta entre os métodos para a área representativa 2.



Fonte: Das autoras (2021).

Para Kárez e Rocha (2000), a resistência de ponta é considerada de forma bastante significativa, apresentando valores superiores de resistência de ponta quando comparado aos demais métodos ao longo de toda profundidade estudada. Em 24 metros de profundidade (TABELA 17), seu resultado representa aproximadamente 322% de variação em relação ao menor valor de R_p e cerca de 317% para 22 metros de profundidade (TABELA 18).

Tal situação díspare pode ser justificada pelo fato de que as estacas escavadas, e a própria Hélice Contínua, apresentam o seu estado-limite evidenciado mais por recalques excessivos do que por ruptura física do solo. Mesmo em provas de carga, geralmente não se identifica a mobilização da ponta, sendo difícil estabelecer qual seria sua colaboração na carga de ruptura extrapolada da curva carga-recalque (MASSAD 1992).

Apesar dos métodos sugeridos por Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996), Aoki e Velloso (1975), Antunes e Cabral (1996), Kárez e Rocha (2000), Teixeira (1996) e Milititsky e Alves (1985) apresentarem equações de resistência de ponta similares (produto de N_p com A_p), o coeficiente adotado por Kárez e Rocha (2000) resulta em valores superiores aos adotados nos demais métodos.

O método proposto pela UFRGS (2005), apesar de se aproximar do proposto por Antunes e Cabral (1996) até aproximadamente 12 metros de profundidade para a área representativa 1 (GRÁFICO 1) e 11 metros para a área representativa 2 (GRÁFICO 2), após,

aproxima-se de nenhum método. A diferença de resultados deste método em relação aos demais ocorre pelo fato de que, o método da UFRGS (2005) é o único que considera o conceito de energia do amostrador com base no SPT.

4.2. Resistência lateral

Os resultados de resistência lateral para cada método serão apresentados na Tabela 19 e Tabela 20, e representados pelo Gráfico 3 e Gráfico 4.

Tabela 19 - Comparação entre resultados da resistência lateral em kN para a área representativa 1.

Profundidade (m)	DQ	AV	KR	AC	TR	UFRGS	MA
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	12,57	9,57	18,95	12,76	15,47	11,79	0,00
2	50,91	22,18	43,91	29,57	35,84	26,77	18,95
3	82,50	41,39	81,94	55,18	66,89	48,73	32,93
4	124,59	66,27	131,20	88,36	107,10	76,56	54,63
5	174,40	84,93	168,15	113,24	137,26	97,61	82,00
6	212,66	112,92	223,56	150,56	182,50	128,29	100,89
7	265,40	134,69	266,67	179,59	217,69	152,27	130,41
8	307,85	159,58	315,93	212,77	257,90	179,27	152,38
9	354,88	193,79	383,66	258,38	313,19	215,62	177,71
10	415,66	219,71	451,39	304,00	368,48	251,70	213,14
11	476,01	252,69	537,60	362,06	438,86	296,90	248,27
12	549,76	290,39	636,12	428,41	519,28	347,98	293,23
13	632,16	332,80	746,95	503,05	609,76	404,83	344,56
14	723,15	387,00	888,58	598,43	725,37	476,55	402,21
15	836,15	441,19	1030,20	693,81	840,98	547,68	476,02
16	948,60	495,38	1171,82	789,19	956,59	618,23	549,44
17	1060,61	559,00	1338,08	901,15	1092,31	700,16	622,53
18	1189,99	627,33	1516,64	1021,41	1238,08	787,34	708,39
19	1327,81	695,66	1695,21	1141,67	1383,85	873,79	800,45
20	1465,23	766,34	1879,94	1266,08	1534,64	962,43	892,22
21	1606,71	841,74	2076,98	1398,78	1695,49	1056,09	986,97
22	1756,65	914,78	2267,86	1527,34	1851,32	1146,08	1087,94
23	1901,91	1006,67	2508,00	1689,06	2047,35	1258,02	1185,47
24	2081,90	1098,57	2748,15	1850,79	2243,39	1368,98	1308,52

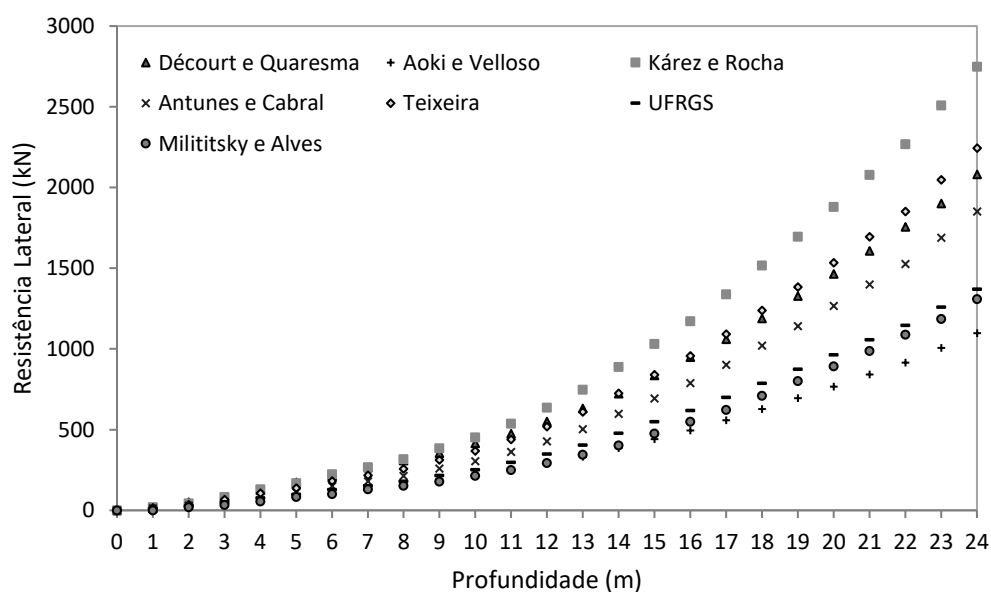
Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 20 - Comparação entre resultados da resistência lateral em kN para a área representativa 2.

Profundidade (m)	DQ	AV	KR	AC	TR	UFRGS	MA
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	12,57	16,96	33,59	22,62	27,42	19,84	0,00
2	70,83	27,63	54,70	36,84	44,65	32,72	33,59
3	93,51	49,40	97,80	65,87	79,84	57,43	41,02
4	138,97	77,39	153,22	103,19	125,08	88,57	65,20
5	193,12	111,60	220,95	148,80	180,37	126,06	95,76
6	255,77	145,81	288,68	194,42	235,66	163,27	132,57
7	317,08	189,36	374,89	252,48	306,03	209,91	168,40
8	391,99	239,12	473,41	318,83	386,46	262,62	214,22
9	475,40	295,10	584,24	393,47	476,93	321,29	266,29
10	567,27	318,67	645,82	434,94	527,20	354,20	324,58
11	621,50	354,01	738,18	497,14	602,60	402,55	355,20
12	698,61	403,49	867,49	584,23	708,16	469,20	402,65
13	802,67	452,97	996,80	671,31	813,71	535,31	469,89
14	906,18	511,87	1150,74	774,99	939,38	613,16	536,74
15	1027,23	575,49	1316,99	886,95	1075,09	696,45	616,47
16	1156,70	636,75	1477,09	994,77	1205,78	776,04	702,39
17	1281,25	702,72	1649,50	1110,89	1346,53	860,96	784,70
18	1414,31	773,41	1834,22	1235,29	1497,32	951,11	873,26
19	1555,85	848,81	2031,26	1367,99	1658,17	1046,38	968,06
20	1705,87	924,21	2228,30	1500,69	1819,02	1140,85	1069,09
21	1855,54	1009,03	2449,97	1649,98	1999,98	1246,07	1169,86
22	2022,47	1103,28	2696,27	1815,86	2201,04	1361,85	1283,32

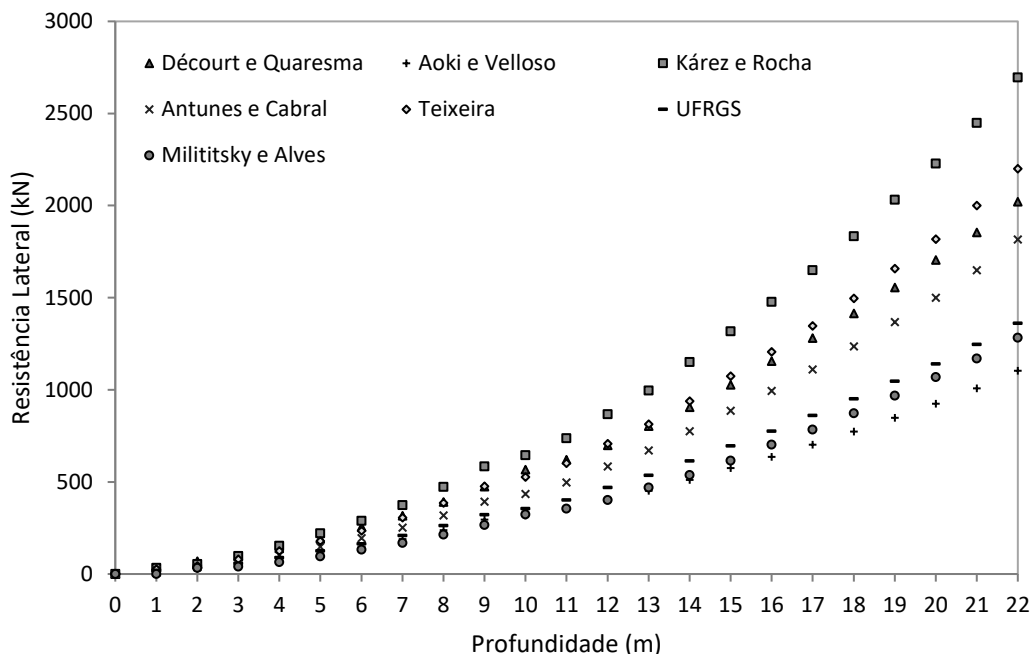
Fonte: Das autoras (2021).

Gráfico 3 - Comparação da variação da resistência lateral entre os métodos para a área representativa 1.



Fonte: Das autoras (2021).

Gráfico 4 - Comparação da variação da resistência lateral entre os métodos para a área representativa 2.



Fonte: Das autoras (2021).

Após obter os Gráfico 4, foi possível notar que o método proposto por Kárez e Rocha (2000), apresenta valores superiores de resistência lateral enquanto o método de Aoki e Velloso (1975) é mais conservador resultando em valores inferiores aos demais métodos. Enquanto Teixeira (1996) e Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) possuem resultados próximos entre si.

O método proposto por Kárez e Rocha (2000) para 24 metros de profundidade, na área representativa 1, possui o valor de resistência lateral igual a 2748,15 kN representado aproximadamente 150% de variação em relação ao menor valor obtido, 1098,57 kN pelo método proposto por Aoki e Velloso (1975). O método proposto por Kárez e Rocha (2000) considera o somatório da resistência lateral até a camada analisada, e o N_L como sendo o valor do N_{spt} da camada analisada, esse valor aumenta de acordo com a profundidade devido a maior dificuldade de atravessar o solo a cada metro perfurado.

Já o método proposto por Aoki e Velloso (1975) considera o valor de N_L como sendo o valor médio para o tipo de solo atravessado, além de propor coeficientes que quando multiplicados minoram o valor da multiplicação final, resultando em valores inferiores quando comparados com os demais métodos.

Pode ser observado o mesmo comportamento para a área representativa 2, o maior valor obtido para a resistência lateral na profundidade de 22 metros ($R_L = 2696,27$ kN) pelo método

de Kárez e Rocha representa aproximadamente 144 % de variação em relação ao menor valor obtido ($R_L = 1103,28$ kN) pelo método de Aoki e Velloso (1975).

O comportamento similar entre os métodos propostos Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) e Teixeira (1996) pode ser explicado pelo fato de que o método de Teixeira (1996) foi baseado no método de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996).

4.3. Capacidade de carga última

Os resultados de capacidade de carga última para cada método serão apresentados na Tabela 21 e Tabela 22, e representados pelo Gráfico 5 e Gráfico 6.

Nota-se que para os valores relacionados à previsão de capacidade de carga última, o comportamento segue a tendência da previsão da resistência de ponta. Esta tendência justifica-se pela baixa variação de resultados referentes à resistência lateral entre os métodos.

Tabela 21 - Comparação entre resultados da capacidade de carga última em kN para a área representativa 1.

Profundidade (m)	DQ	VV	AV	KR	AC	TR	UFRGS	MA
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	32,63	2,29	19,14	37,89	25,52	30,93	23,57	0,00
2	78,40	14,51	44,36	87,82	59,14	71,69	53,54	37,89
3	112,93	46,34	82,78	163,88	110,37	133,78	97,46	65,86
4	159,27	68,93	132,54	262,40	176,72	204,30	153,13	109,25
5	207,57	134,52	169,86	336,29	226,48	248,06	195,23	137,29
6	248,85	165,85	225,85	408,29	282,51	288,48	256,59	161,21
7	304,60	230,16	269,39	477,78	330,39	333,30	304,53	195,76
8	353,09	344,50	319,15	606,21	420,11	383,14	358,53	227,78
9	409,16	439,16	387,57	673,94	465,73	470,27	431,25	268,19
10	518,70	595,79	439,41	891,22	567,89	572,06	503,39	316,19
11	596,64	766,97	504,02	1040,25	663,65	670,70	593,81	368,90
12	693,01	960,38	573,13	1201,60	767,70	790,71	695,96	436,49
13	793,01	1215,24	665,61	1469,52	936,59	932,09	809,66	505,41
14	896,56	1445,43	748,28	1611,14	1031,97	1087,28	953,09	575,62
15	1019,61	1675,60	802,47	1752,77	1127,35	1231,16	1095,36	659,49
16	1147,15	1935,85	919,50	2020,05	1291,84	1369,39	1218,64	747,99
17	1274,24	2202,60	983,11	2249,14	1403,81	1539,04	1397,41	836,16
18	1411,16	2471,74	1082,86	2427,71	1524,07	1718,74	1529,26	929,56
19	1556,52	2735,80	1151,19	2637,69	1644,33	1881,47	1609,50	1029,16
20	1698,96	2993,25	1237,58	2885,25	1768,73	2049,24	1716,74	1125,95
21	1863,06	3279,96	1344,40	3050,87	1901,44	2221,39	1853,17	1243,32
22	2030,60	3447,57	1401,73	3493,08	2029,99	2428,11	1911,93	1361,89
23	2198,48	3744,03	1619,28	3733,23	2191,72	2641,11	2210,65	1482,04
24	2379,72	4015,83	1711,18	4004,78	2353,45	2905,01	2313,28	1606,35

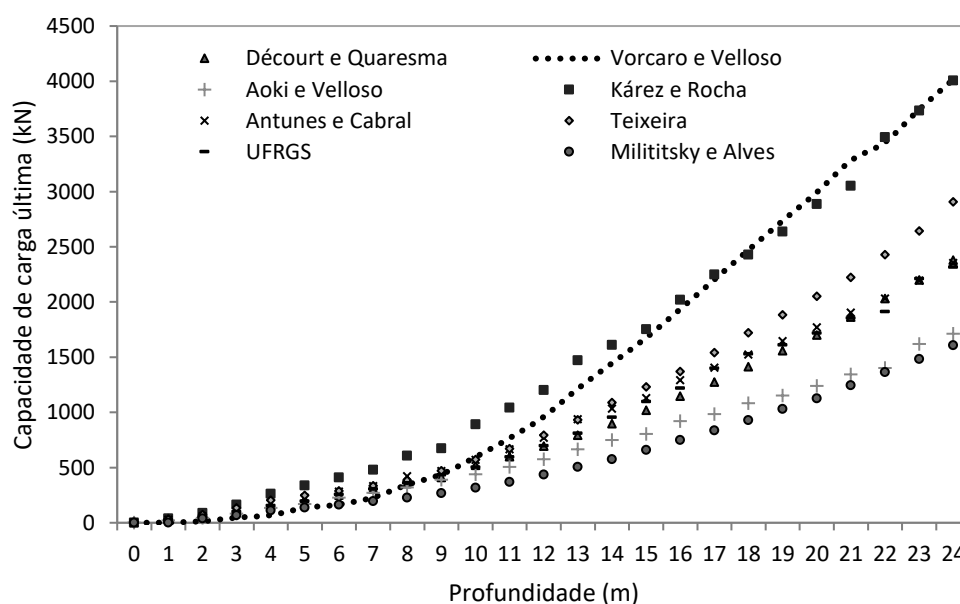
Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 22 - Comparação entre resultados da capacidade de carga última em kN para a área representativa 2.

Profundidade (m)	DQ	VV	AV	KR	AC	TR	UFRGS	MA
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	25,13	4,57	33,93	67,17	45,24	54,84	39,68	0,00
2	100,13	22,99	55,26	109,40	73,67	89,30	65,44	67,17
3	134,23	65,85	98,80	195,60	131,73	159,67	114,85	82,05
4	185,72	139,43	154,78	306,44	206,38	250,15	177,15	130,40
5	247,41	220,33	223,21	441,90	297,61	329,70	252,13	186,24
6	317,59	353,48	291,63	577,37	388,84	409,08	326,54	235,61
7	389,46	511,73	378,71	749,78	504,95	503,53	419,82	289,04
8	458,34	697,52	478,24	946,82	637,65	617,68	525,23	324,81
9	540,24	719,58	502,45	848,14	581,97	707,32	642,58	374,36
10	682,88	924,22	554,28	1117,06	717,68	770,36	634,28	440,19
11	764,75	1173,45	683,88	1397,92	892,98	862,72	805,10	498,46
12	867,00	1385,71	733,36	1527,23	980,07	1030,48	938,39	571,03
13	986,14	1642,10	845,67	1782,20	1142,55	1192,59	1070,63	653,36
14	1102,22	1902,93	935,99	1998,97	1277,64	1352,18	1226,31	732,77
15	1230,80	2156,91	983,90	2133,80	1377,04	1516,17	1392,89	820,04
16	1367,82	2410,73	1076,57	2356,73	1497,43	1663,83	1453,42	913,51
17	1507,44	2668,66	1142,55	2591,97	1613,54	1821,54	1583,65	1010,90
18	1650,55	2928,61	1244,65	2839,53	1737,95	2006,26	1718,27	1109,51
19	1807,18	3205,99	1351,46	3036,57	1870,65	2189,73	1857,16	1219,39
20	1977,30	3431,20	1426,86	3359,28	2003,35	2384,51	1944,78	1340,52
21	2147,08	3658,68	1574,52	3706,61	2152,64	2610,70	2141,55	1461,40
22	2324,07	3954,25	1731,60	3952,91	2318,51	2857,01	2347,19	1584,91

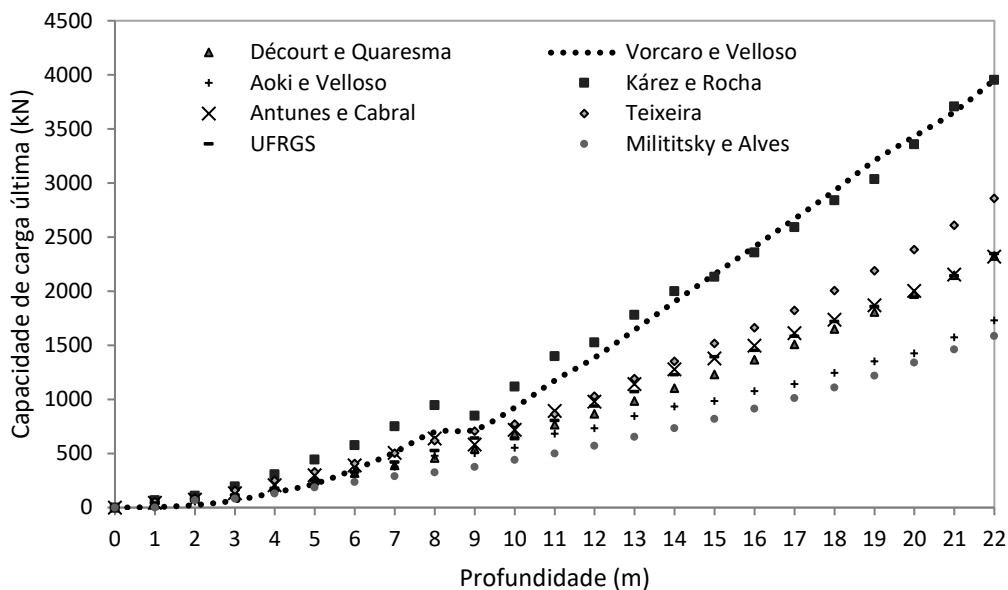
Fonte: Das autoras (2021).

Gráfico 5 - Comparação da variação da capacidade de carga obtida em cada método para a área representativa 1.



Fonte: Das autoras (2021).

Gráfico 6 - Comparação da variação da capacidade de carga obtida em cada método para a área representativa 2.



Fonte: Das autoras (2021).

Nota-se uma proximidade no comportamento das curvas entre os métodos propostos por Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996), Antunes e Cabral (1996) e Teixeira (1996). Os métodos propostos por Antunes e Cabral (1996) e Teixeira (1996) foram desenvolvidos a partir da análise dos métodos de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) e Aoki e Velloso (1975). Apesar do seus resultados de resistência de ponta se aproximarem mais do método de Aoki e Velloso (1975), na resistência lateral aproximam-se mais de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996), e quando somados os comportamentos prevaleceu a similaridade com Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996). Como as fundações profundas possuem como característica a maior colaboração da resistência lateral, ocorre uma compensação resultando neste comportamento mencionado.

O método proposto por Vorcaro e Velloso (2000) se aproxima dos demais métodos até a profundidade de 10 metros para a área representativa 1 e 9 metros de profundidade para a área representativa 2. Sua equação, é uma função exponencial, por isto quanto maior a profundidade maior a variação da capacidade de carga para cada metro analisado.

Os resultados obtidos por meio do método proposto por Kárez e Rocha (2000), observou-se na Tabela 21 e na Tabela 22 que a cada metro da profundidade estudada, houve maior variação da capacidade de carga na camada composta por silte argiloso em comparação com a camada composta por argila siltosa. Pode ter ocorrido principalmente por dois motivos, o primeiro devido à constante K_{kr} sugerida no método. Nota-se pela Tabela 11 que o solo siltoso

possui maior resistência do que o solo argiloso. O segundo motivo pode ser observado no item 4.2, pois a cada metro o solo suporta maior capacidade de carga ao somar a resistência lateral analisada com a resistência lateral obtida anteriormente.

O maior valor para a capacidade de carga última ($R=4015,83$ kN) obtido por Vorcaro e Velloso (2000) representa aproximadamente 150% de variação em relação ao menor valor ($R=1606,35$ kN) obtido por Milititsky e Alves (1985), para a área representativa 1. Já para a área representativa 2, para os mesmos métodos citados anteriormente, o maior valor ($R=3954,25$ kN) representa aproximadamente 149% de variação para o menor valor ($R=1584,91$ kN).

A UFRGS (2005) é o único que considera o conceito de energia do amostrador com base no SPT, portanto não se assemelha de nenhum outro método em suas suposições para o cálculo. Apesar disso, seus valores se aproximam dos métodos de Antunes e Cabral (1996), Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) e Teixeira (1996).

4.4. Número de Estacas

Aplicaram-se as 3 metodologias de projeto propostas por Cintra e Aoki (2000, 2001). Os valores de carga admissível encontrados para cada método encontram-se na Tabela 23.

Tabela 23 - Comparação da carga admissível para cada método.

Método semiempírico	Área representativa 1		Área representativa 2	
	P_a (kN)	L (m)	P_a (kN)	L (m)
DQ	526,49	13	513,89	11
VV	607,62	13	586,73	11
AV	332,80	13	341,94	11
KR	734,76	13	698,96	11
AC	468,29	13	446,49	11
TR	487,09	13	466,76	11
UFRGS	404,83	13	402,55	11
MA	252,71	13	249,23	11

Fonte: Das autoras (2021).

Na Tabela 23 observa-se que para as áreas representativas 1 e 2, o método proposto por Milititsky e Alves (1985) resultou em menor valor de capacidade de carga. Este fato ocorre devido à sua resistência de ponta, como pode ser visto no item 4.1, que foi subestimada quando comparada aos demais métodos. Quando somada à resistência lateral, sua capacidade de carga continuou inferior, diferentemente do método de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) que possui valor igual de resistência de ponta.

O método de Kárez e Rocha (2000) resultou em maiores valores de resistência de ponta e resistência lateral, conforme explicado nos itens 4.1 e 4.2 e conseqüentemente, apresentou o maior valor de capacidade de carga.

Os resultados obtidos por meio dos métodos propostos por Teixeira (1996) e Antunes e Cabral (1996) são próximos entre si, enquanto os demais métodos apresentam valores intermediários. A proximidade entre os dois métodos pode ser explicada devido ao fato de que, para o desenvolvimento de seus coeficientes e formulações, Teixeira (1996) e Antunes e Cabral (1996) utilizaram como base, os mesmos métodos (Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) e Aoki e Velloso (1975)).

Outro dado importante a ser analisado são os valores de comprimento de estacas encontrados em cada método. Pode-se observar que tanto para a área representativa 1 como para a 2, os métodos possuem mesmo valor de comprimento das estacas, sendo 13 e 11 metros, respectivamente.

Os resultados encontrados influenciam diretamente no número de estacas estimadas para cada pilar da edificação, o menor valor de capacidade de carga admissível gera maior resultado de estacas por pilar, como pode ser observado na Tabela 24 e Tabela 25.

Tabela 24 - Comparação de número de estacas para a área representativa 1.

Pilar	Carga (kN)	DQ	VV	AV	KR	AC	TR	UFRGS	MA
5	127,49	1	1	1	1	1	1	1	1
10	490,34	1	1	2	1	2	2	2	2
11	509,95	1	1	2	1	2	2	2	3
12	451,11	1	1	2	1	1	1	2	2
15	804,15	2	2	3	2	2	2	2	4
16	98,07	1	1	1	1	1	1	1	1
21	343,23	1	1	2	1	1	1	1	2
22	362,85	1	1	2	1	1	1	1	2
23	529,56	2	1	2	1	2	2	2	3
Total		11	10	17	10	13	13	14	20

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 25 - Comparação de número de estacas para a área representativa 2. (continua)

Pilar	Carga (kN)	DQ	VV	AV	KR	AC	TR	UFRGS	MA
1	137,29	1	1	1	1	1	1	1	1
2	176,52	1	1	1	1	1	1	1	1
3	225,55	1	1	1	1	1	1	1	1
4	186,33	1	1	1	1	1	1	1	1
6	912,02	2	2	3	2	3	2	3	4
7	107,87	1	1	1	1	1	1	1	1

Fonte: Das autoras (2021).

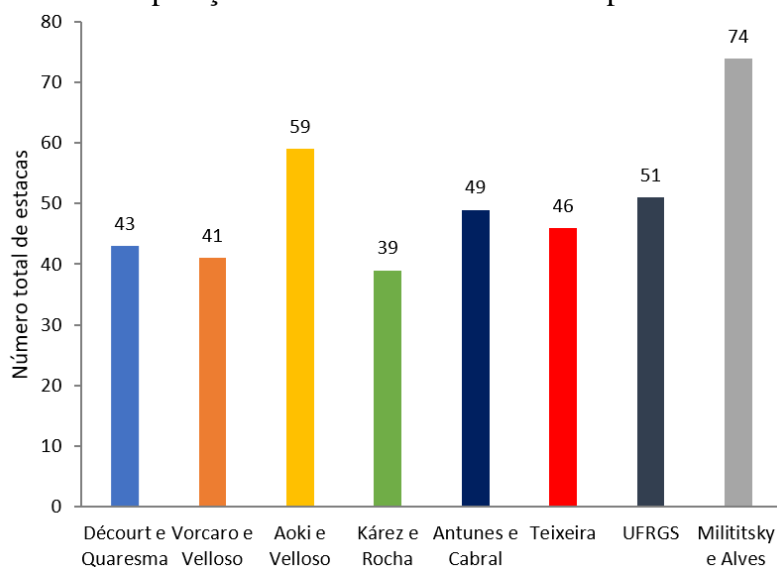
Tabela 25 - Comparação de número de estacas para a área representativa 2. (conclusão)

Pilar	Carga (kN)	DQ	VV	AV	KR	AC	TR	UFRGS	MA
8	794,34	2	2	3	2	2	2	2	4
9	715,89	2	2	3	2	2	2	2	3
13	1343,52	3	3	4	2	4	3	4	6
14	98,07	1	1	1	1	1	1	1	1
17	794,34	2	2	3	2	2	2	2	4
18	1343,52	3	3	4	2	4	3	4	6
19	1608,30	4	3	5	3	4	4	4	7
20	98,07	1	1	1	1	1	1	1	1
24	500,14	1	1	2	1	2	2	2	3
25	882,60	2	2	3	2	2	2	3	4
26	147,10	1	1	1	1	1	1	1	1
27	353,04	1	1	2	1	1	1	1	2
28	254,97	1	1	1	1	1	1	1	2
29	156,91	1	1	1	1	1	1	1	1
TOTAL		32	31	42	29	36	33	37	54

Fonte: Das autoras (2021).

No Gráfico 7 pode-se observar o valor total de estacas obtido para cada método proposto.

Gráfico 7 - Comparação do número total de estacas para cada método.



Fonte: Das autoras (2021).

Como os métodos de Milititsky e Alves (1985) e Aoki e Velloso (1975) são os que apresentaram os menores valores de carga admissível, apresentaram maior número de estacas. Assim como os métodos de Kárez e Rocha (2000) e Vorkaro e Velloso (2000) que apresentaram os maiores valores de carga admissível requereram o menor número de estacas.

A partir dos resultados obtidos para a carga admissível de cada método foi feita uma análise estatística. Os valores encontrados são apresentados na Tabela 26 e Tabela 27.

Tabela 26 - Valores da 1ª média e 2ª média, limites superior e inferior.

	1ª Média	Limite superior	Limite inferior	2ª Média
Área representativa 1	476,82	572,19	381,46	471,68
Área representativa 2	463,32	555,98	370,65	457,42

Fonte: Das autoras (2021).

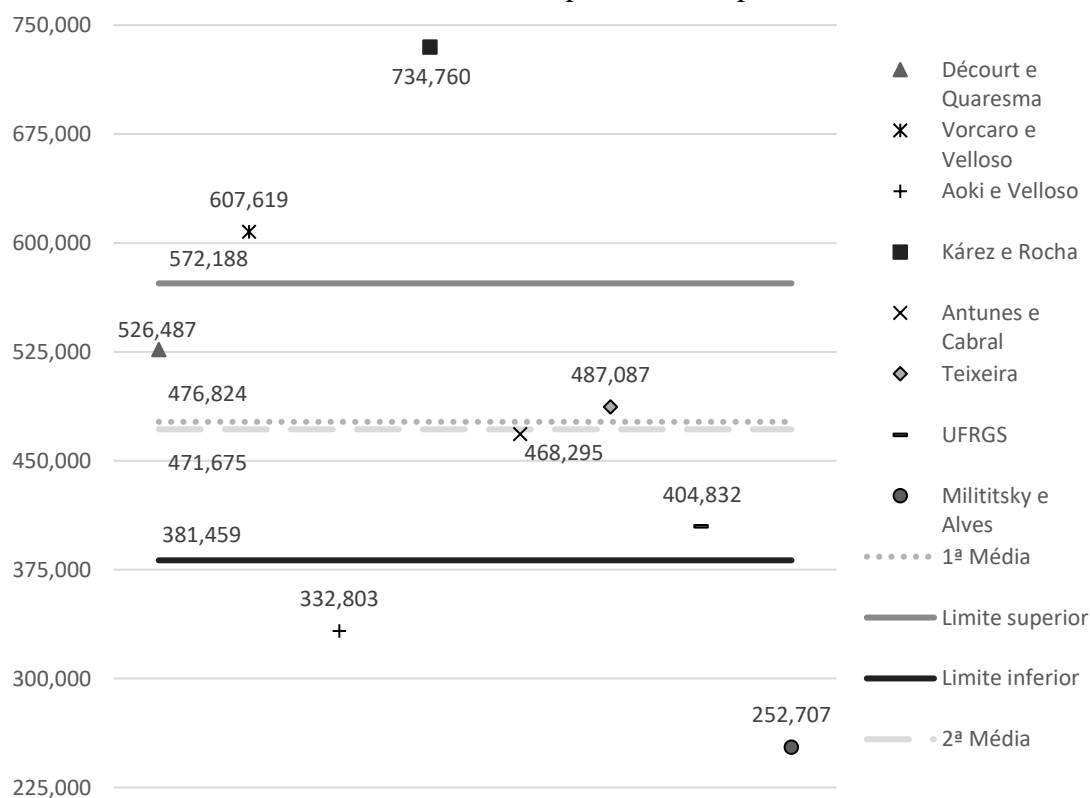
Tabela 27 - Verificação dos intervalos para o cálculo da segunda média.

Método semiempírico	Área representativa 1			Área representativa 2		
	Carga admissível (kN)	L (m)	Dentro dos limites?	Carga admissível (kN)	L (m)	Dentro dos limites?
DQ	526,49	13	SIM	513,89	11	SIM
VV	607,62	13	NÃO	586,73	11	NÃO
AV	332,80	13	NÃO	341,94	11	NÃO
KR	734,76	13	NÃO	698,96	11	NÃO
AC	468,29	13	SIM	446,49	11	SIM
TR	487,09	13	SIM	466,76	11	SIM
UFRGS	404,83	13	SIM	402,55	11	SIM
MA	252,71	13	NÃO	249,23	11	NÃO

Fonte: Das autoras (2021).

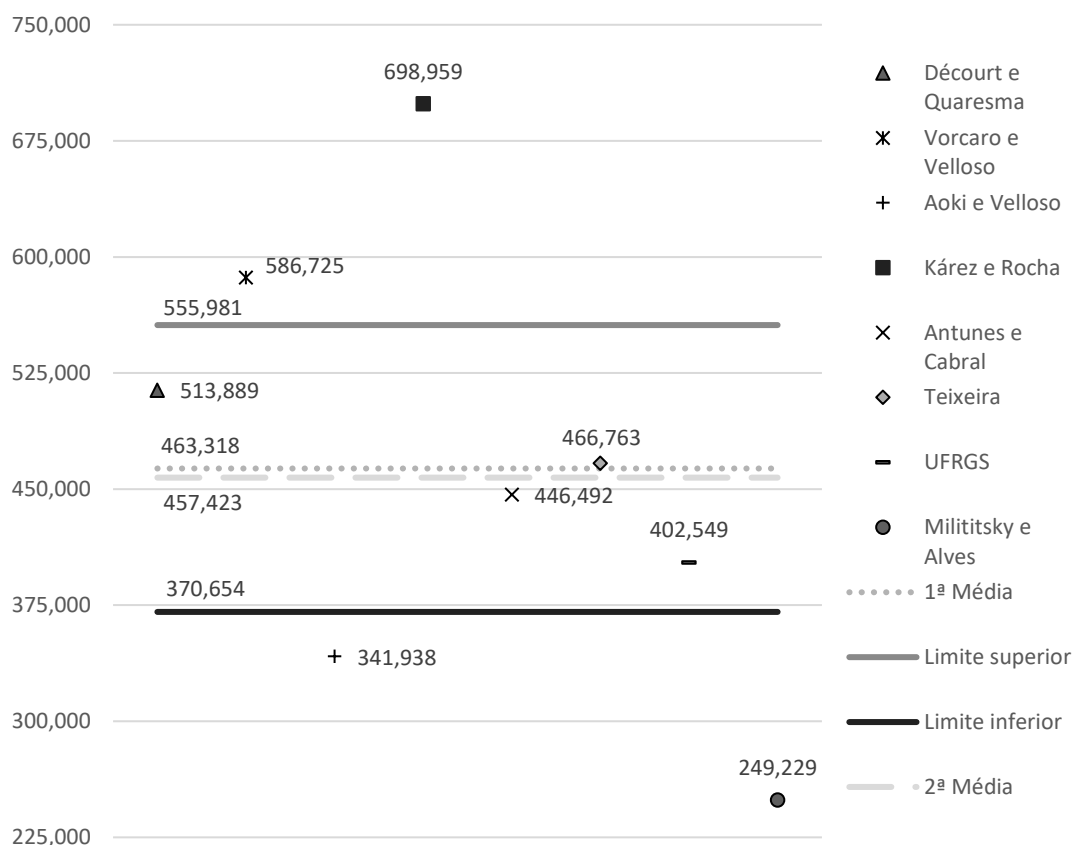
Com esses resultados foi possível plotar o Gráfico 8 e o Gráfico 9 que apresentam os valores de carga admissível de todos os métodos propostos, a primeira e a segunda média para a área representativa 1 e para a área representativa 2, respectivamente.

Gráfico 8 - Análise Estatística para a área representativa 1.



Fonte: Das autoras (2021).

Gráfico 9 - Análise Estatística para a área representativa 2.



Fonte: Das autoras (2021).

Nota-se que os métodos propostos por Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996), Antunes e Cabral (1996), Teixeira (1996) e UFRGS (2005) possuem resultados dentro dos limites estabelecidos por meio da análise estatística considerando a segunda média. Observa-se também que os métodos de Teixeira (1996) e Antunes e Cabral (1996) apresentam valores mais próximos da primeira e segunda média.

Na Tabela 28 é apresentada a quantidade final de estacas por pilar que será utilizada no projeto de fundação. Para o cálculo deste valor utilizou-se o valor da segunda média como o valor final da capacidade de carga admissível para cada área representativa. Como a profundidade encontrada foi a mesma para todos métodos encontrados, será utilizado o comprimento de 13 metros para os pilares que se encontram na área representativa 1 e 11 metros para os pilares que se encontram na área representativa 2.

Por meio da Tabela 28 e do Gráfico 7, nota-se que o resultado de número total de estacas para o método proposto por Teixeira foi o mesmo encontrado para o projeto de fundações (46 estacas). O número total de estacas de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) e Antunes e Cabral (1996) se aproximaram do valor para o projeto, sendo respectivamente, 43 e

49 estacas. Perante o exposto, justifica-se pelo fato de que os métodos citados anteriormente, possuem resultados de carga admissível próximos da segunda média resultante da análise estatística, sendo a mesma, o valor adotado como carga admissível de projeto.

Tabela 28 - Número Final de Estacas por pilar.

Pilar	Carga (kN)	Nº de Estacas	Nº de Estacas adotado
1	137,29	0,29	1
2	176,52	0,37	1
3	225,55	0,48	1
4	186,33	0,40	1
5	127,49	0,27	1
6	912,02	1,93	2
7	107,87	0,23	1
8	794,34	1,68	2
9	715,89	1,52	2
10	490,34	1,04	2
11	509,95	1,08	2
12	451,11	0,96	1
13	1343,52	2,85	3
14	98,07	0,21	1
15	804,15	1,70	2
16	98,07	0,21	1
17	794,34	1,68	2
18	1343,52	2,85	3
19	1608,30	3,41	4
20	98,07	0,21	1
21	343,23	0,73	1
22	362,85	0,77	1
23	529,56	1,12	2
24	500,14	1,06	2
25	882,60	1,87	2
26	147,10	0,31	1
27	353,04	0,75	1
28	254,97	0,54	1
29	156,91	0,33	1
TOTAL			46

Fonte: Das autoras (2021).

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. Conclusões

Com a realização do trabalho, foi possível perceber a complexidade e importância do cálculo de capacidade de carga de uma fundação. Deve-se avaliar as características do projeto da edificação e da região na qual será construída para efetuar a melhor escolha dos métodos semiempíricos que serão empregados ao projeto.

Durante o desenvolvimento do projeto foi perceptível a importância de possuir o perfil geotécnico do local onde será implantada a edificação e também os benefícios de se empregar diferentes métodos semiempíricos. A partir do conhecimento geotécnico do local e estrutural da edificação, pôde-se determinar a profundidade e capacidade de carga da fundação necessária para receber as cargas da estrutura e por fim, foi executado o pré-dimensionamento da fundação.

Segundo Amann (2010), grande parte dos métodos semiempíricos não possuem coeficientes relacionados a solos mistos, desconsiderando efeito do solo em menor quantidade (exemplo: para a areia silto argilosa, adota-se o valor da areia siltosa). Observa-se que os métodos de Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) e Teixeira (1996) encaixam-se neste caso. Parte dos métodos desconsideram variações entre solos compostos, atribuindo valor apenas ao solo puro principal (areia, argila ou silte). Observa-se que os métodos de Kárez e Rocha (2000) e Antunes e Cabral (1996) encaixam-se neste caso.

As metodologias propostas por Vorcaro e Velloso (2000) e Milititsky e Alves (1985), não consideram coeficientes de ajustes relacionados ao tipo de solo encontrado na camada que será calculada. Ambos resultaram em valores divergentes da média entre todos métodos, sendo aproximadamente 27% acima da média para Vorcaro e Velloso (2000) e 55% abaixo da média para Milititsky e Alves (1985).

Vorcaro e Velloso (2000) possuem resultados próximos aos valores obtidos pelos demais métodos em baixas profundidades. Porém devido ao seu comportamento exponencial com o aumento da profundidade ocorre o aumento desproporcional de sua capacidade de carga em relação aos outros métodos. Mesmo Kárez e Rocha (2000) apresentando os maiores valores ao longo das camadas, ao final delas Vorcaro e Velloso (2000) ultrapassa seu valor.

Os cálculos realizados empregando relações semiempíricas trazem incertezas a respeito de seus resultados. Vários coeficientes relacionados ao tipo de solo propostos por autores possuem valores referentes à apenas três tipos de solo, sem levar em consideração as diversas

categorias de solos existentes e com isso gerando maior incerteza sobre o resultado obtido. Por este motivo, visando maior segurança, empregou-se um método estatístico considerando a segunda média com o objetivo de filtrar os resultados e buscar maior confiabilidade aos resultados a serem empregados no projeto.

Na análise estatística, apenas os métodos propostos por Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996), Antunes e Cabral (1996), Teixeira (1996) e UFRGS (2005) apresentaram resultados de carga admissível entre os limites pré-definidos. Por isso, apenas os resultados obtidos por esses autores foram empregados no cálculo da segunda média da carga admissível e do comprimento de estaca; sendo estes valores empregados para o projeto do edifício multifamiliar proposto no presente trabalho.

Segundo Alonso (2000), no caso de estacas tipo hélice contínua, os métodos de Antunes e Cabral (1996) e Décourt e Quaresma 1978, modificado em 1996), possuem excelentes resultados. Por meio dos resultados encontrados, pode-se observar que para o presente trabalho, a afirmação anterior é válida.

O método proposto pela UFRGS (2005) é o único que considera o material do ensaio SPT diretamente em sua formulação, e nota-se que seu resultado foi dentro do limite estabelecido por meio da análise, com a variação em relação à primeira média de aproximadamente 15% na área representativa 1 e cerca de 13% na área representativa 2. Portanto, seu desempenho foi satisfatório para o presente trabalho.

5.2. Sugestões para trabalhos futuros

Para futuros trabalhos sugere-se adicionar outros métodos semiempíricos para a determinação da capacidade de carga do solo, empregar diferentes ferramentas estatísticas para determinação do comprimento e quantidade de estacas, e implantar o projeto em diferentes áreas para verificar o comportamento dos diferentes métodos empregados.

Por fim, sugere-se a execução de prova de carga em uma ou mais estacas que serão executadas no local, com isso será possível avaliar a precisão dos métodos semiempíricos empregados em representar a realidade local e também verificar a confiabilidade do projeto desenvolvido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBUQUERQUE, P. J. R. **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.
- ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações: Uma Introdução ao Controle da Qualidade em Fundações**. 1. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1991.
- ALONSO, U. R. Reavaliação do método de capacidade de carga de estacas hélice contínua proposto por Alonso em 96 para duas regiões geotécnicas distintas. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE), 4., 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2000. v.2, p. 425-429.
- AMANN, K. A. P. **Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga de estacas**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.
- ANDRADE, A. R. **Caracterização dos elementos de fundações aplicáveis em edificações na região de Florianópolis**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.
- ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. Carga resistente de estacas hélice contínua. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE), 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1996. v.2, p. 105-110.
- ANTUNES, W. R.; TAROZZO, H. Estacas tipo hélice contínua. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: ISSMFE, 1975. v.1, p. 367-376.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DENORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DENORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento com SPT –Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DENORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos - Terminologia. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DENORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

CABETTE, J. F. **Análise dos métodos semiempíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico.** 2014. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

CAMPOS, K. S. **Capacidade de carga de estacas hélice contínua utilizando-se métodos semiempíricos estatísticos.** 2016. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Instituto de Ensino Superior Planalto, Brasília, 2016.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico.** 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DANZIGER, F. A. B. **Fundações.** Rio de Janeiro: Escola politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2008. Notas de aula.

DAS, B. M. Pile Foundations. In:_____. **Principles of Foundation Engineering: Pile Foundations.** 6th ed. United States of America: Thomson Canada Limited., 2007. cap. 11, p. 491-570.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT.** Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6. Vol. 1. Rio de Janeiro: ABMS, 1978.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1978. v.1, p. 45-54.

DÉCOURT, L.; ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A. Análise e projeto de fundações profundas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática.** São Paulo: Pini, 1996. p. 265-327.

FELLENIOUS, B. H. **Basics of Foundation Design.** Sidney, 2019. Disponível em: <<http://www.fellenius.net/papers.html>>. Acesso em: 29 maio 2021.

FELLENIOUS, B. H. **The analyses of results from routine pile load tests,** Ground Engineering. London: Foundation Publication 1980.

HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

KÁREZ, M.; ROCHA, E. A. C. Estacas tipo hélice contínua previsão da capacidade de carga. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE), 4., 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2000. v.1, p. 274-278.

LOBO, B. O. **Método de previsão de capacidade de carga de estacas: Aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MASSAD, F. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I. **Revista Solos e Rocha**. São Paulo, vol. 15, n. 2, pp. 103-115, 1992.

MILITITSKY, J.; ALVES, I. Discussions – Section 3.3: Building Foundations, In: International Conference on Geomechanics, in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, 1., 1985, Brasília. **Proceedings...** São Paulo: ABMS, 1985. v.4, p.45-48.

MILITISKY, J. CONSOLI, C. N. SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

NETO, J. A. **Análise do desempenho de estacas hélice contínua e ômega – Aspectos executivos**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

NIENOV, F. A. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo sedimentar na região de Santa Maria**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

ODEBRECHT, E. **Medidas de Energia no Ensaio SPT**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

OLIVEIRA, P. E. S. **Análise de provas de carga e confiabilidade para edifício comercial na região metropolitana do Recife**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

QUARESMA, A. R. et al. Investigações geotécnicas. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 119-162.

SALGADO, R. **The engineering of foundations**. Nova Iorque: McGraw Hill, 2006.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHULZE, T. **Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semiempíricos**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2013.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE), 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1996. v. 1, p. 33-50.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto-investigação do subsolo-fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VORCARO, M.C.; VELLOSO, D. A. Avaliação da carga última em estacas hélice contínua por regressão linear múltipla. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE), 4., 2000, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 2000. v. 2, p. 331-344.

APÊNDICE A

Tabela 1 - Resultados método Aoki e Velloso (1975) para a área representativa 1.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	K (kPa)	α	N _P (golpe)	A _P (m ²)	R _P (kN)	U (m)	N _L (golpe)	Δ_L (m)	R ₁ (kN)	R ₂ (kN)	R _L (kN)	R _P < R _L	R _P final (kN)	R (kN)
Argila silto-arenosa	0	0	330	0,03	3	0,126	63,80	1,26	0	0	0,00	0,00	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	3	330	0,03	4	0,126	84,06	1,26	3	1	9,57	0,00	9,57	NÃO	9,57	19,14
	2	4	330	0,03	6	0,126	128,07	1,26	4	2	22,18	0,00	22,18	NÃO	22,18	44,36
	3	6	330	0,03	8	0,126	165,88	1,26	4	3	41,39	0,00	41,39	NÃO	41,39	82,78
	4	8	330	0,03	6	0,126	124,41	1,26	5	4	66,27	0,00	66,27	NÃO	66,27	132,54
	5	6	330	0,03	9	0,126	186,61	1,26	5	5	84,93	0,00	84,93	NÃO	84,93	169,86
	6	9	330	0,03	7	0,126	145,14	1,26	6	6	112,92	0,00	112,92	NÃO	112,92	225,85
	7	7	330	0,03	8	0,126	165,88	1,26	6	7	134,69	0,00	134,69	NÃO	134,69	269,39
	8	8	330	0,03	11	0,126	228,08	1,26	6	8	159,58	0,00	159,58	NÃO	159,58	319,15
9	11	330	0,03	11	0,126	228,08	1,26	7	9	193,79	0,00	193,79	NÃO	193,79	387,57	
Silte argilo-arenoso	10	11	250	0,03	14	0,126	219,91	1,26	11	1	193,79	25,92	219,71	NÃO	219,71	439,41
	11	14	250	0,03	16	0,126	251,33	1,26	13	2	193,79	58,90	252,69	SIM	251,33	504,02
	12	16	250	0,03	18	0,126	282,74	1,26	14	3	193,79	96,60	290,39	SIM	282,74	573,13
	13	18	250	0,03	23	0,126	361,28	1,26	15	4	193,79	139,02	332,80	NÃO	332,80	665,61
	14	23	250	0,03	23	0,126	361,28	1,26	16	5	193,79	193,21	387,00	SIM	361,28	748,28
	15	23	250	0,03	23	0,126	361,28	1,26	18	6	193,79	247,40	441,19	SIM	361,28	802,47
	16	23	250	0,03	27	0,126	424,12	1,26	18	7	193,79	301,59	495,38	SIM	424,12	919,50
	17	27	250	0,03	29	0,126	424,12	1,26	19	8	193,79	365,21	559,00	SIM	424,12	983,11
	18	29	250	0,03	29	0,126	455,53	1,26	20	9	193,79	433,54	627,33	SIM	455,53	1082,86
	19	29	250	0,03	30	0,126	455,53	1,26	21	10	193,79	501,87	695,66	SIM	455,53	1151,19
	20	30	250	0,03	32	0,126	471,24	1,26	22	11	193,79	572,56	766,34	SIM	471,24	1237,58
	21	32	250	0,03	31	0,126	502,65	1,26	23	12	193,79	647,95	841,74	SIM	502,65	1344,40
	22	31	250	0,03	39	0,126	486,95	1,26	24	13	193,79	721,00	914,78	SIM	486,95	1401,73
	23	39	250	0,03	39	0,126	612,61	1,26	25	14	193,79	812,89	1006,67	SIM	612,61	1619,28
	24	39	250	0,03	40	0,126	612,61	1,26	26	15	193,79	904,78	1098,57	SIM	612,61	1711,18

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 2 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Aoki e Velloso (1975) para a área representativa 1.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	Pa norma (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0 – 1	0,00	0,00	OK	OK	OK
1 – 2	19,14	9,57	OK	OK	OK
2 – 3	44,36	22,18	OK	OK	OK
3 – 4	82,78	41,39	OK	OK	OK
4 – 5	132,54	66,27	OK	OK	OK
5 – 6	169,86	84,93	OK	OK	OK
6 – 7	225,85	112,92	OK	OK	OK
7 – 8	269,39	134,69	OK	OK	OK
8 – 9	319,15	159,58	OK	OK	OK
9 – 10	387,57	193,79	OK	OK	OK
10 – 11	439,41	219,71	OK	OK	OK
11 – 12	504,02	252,01	OK	OK	OK
12 – 13	573,13	286,57	OK	OK	OK
13 – 14	665,61	332,80	OK	OK	OK
14 – 15	748,28	374,14	OK	OK	NÃO OK
15 – 16	802,47	401,24	OK	OK	NÃO OK
16 – 17	919,50	459,75	OK	OK	NÃO OK
17 – 18	983,11	491,56	OK	OK	NÃO OK
18 – 19	1082,86	541,43	OK	NÃO OK	NÃO OK
19 – 20	1151,19	575,59	OK	NÃO OK	NÃO OK
20 – 21	1237,58	618,79	OK	NÃO OK	NÃO OK
21 – 22	1344,40	672,20	OK	NÃO OK	NÃO OK
22 – 23	1401,73	700,86	OK	NÃO OK	NÃO OK
23 – 24	1619,28	809,64	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
24 – 25	1711,18	855,59	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 3 - Resultados método Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) para a área representativa 1.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpes)	C (kN/m ²)	N _p (golpes)	Ap (m ²)	R _p (kN)	U (m)	N _L (golpes)	Δ _L (m)	R _L (kN)	R _p < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	120	4	0,126	16,13	1,26	0	0	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	3	120	4	0,126	20,07	1,26	0	1	12,57	NÃO	12,57	32,63
	2	4	120	6	0,126	27,49	1,26	3	2	50,91	SIM	27,49	78,40
	3	6	120	7	0,126	30,43	1,26	4	3	82,50	SIM	30,43	112,93
	4	8	120	8	0,126	34,68	1,26	4	4	124,59	SIM	34,68	159,27
	5	6	120	7	0,126	33,18	1,26	5	5	174,40	SIM	33,18	207,57
	6	9	120	8	0,126	36,19	1,26	5	6	212,66	SIM	36,19	248,85
	7	7	120	9	0,126	39,21	1,26	6	7	265,40	SIM	39,21	304,60
	8	8	120	10	0,126	45,24	1,26	6	8	307,85	SIM	45,24	353,09
9	11	120	12	0,126	54,29	1,26	6	9	354,88	SIM	54,29	409,16	
Silte argiloso	10	11	200	14	0,126	103,04	1,26	7	10	415,66	SIM	103,04	518,70
	11	14	200	16	0,126	120,64	1,26	7	11	476,01	SIM	120,64	596,64
	12	16	200	19	0,126	143,26	1,26	8	12	549,76	SIM	143,26	693,01
	13	18	200	21	0,126	160,85	1,26	9	13	632,16	SIM	160,85	793,01
	14	23	200	23	0,126	173,42	1,26	9	14	723,15	SIM	173,42	896,56
	15	23	200	24	0,126	183,47	1,26	10	15	836,15	SIM	183,47	1019,61
	16	23	200	26	0,126	198,55	1,26	11	16	948,60	SIM	198,55	1147,15
	17	27	200	28	0,126	213,63	1,26	12	17	1060,61	SIM	213,63	1274,24
	18	29	200	29	0,126	221,17	1,26	13	18	1189,99	SIM	221,17	1411,16
	19	29	200	30	0,126	228,71	1,26	14	19	1327,81	SIM	228,71	1556,52
	20	30	200	31	0,126	233,73	1,26	14	20	1465,23	SIM	233,73	1698,96
	21	32	200	34	0,126	256,35	1,26	15	21	1606,71	SIM	256,35	1863,06
	22	31	200	36	0,126	273,95	1,26	16	22	1756,65	SIM	273,95	2030,60
	23	39	200	39	0,126	296,57	1,26	17	23	1901,91	SIM	296,57	2198,48
	24	39	200	40	0,126	297,82	1,26	18	24	2081,90	SIM	297,82	2379,72

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 4 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Décourt e Quaresma para a área representativa 1.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	P_a autor (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	32,63	14,68	OK	OK	OK
2	78,40	46,03	OK	OK	OK
3	112,93	71,07	OK	OK	OK
4	159,27	104,51	OK	OK	OK
5	207,57	142,45	OK	OK	OK
6	248,85	172,63	OK	OK	OK
7	304,60	213,95	OK	OK	OK
8	353,09	248,12	OK	OK	OK
9	409,16	286,55	OK	OK	OK
10	518,70	345,50	OK	OK	OK
11	596,64	396,32	OK	OK	OK
12	693,01	458,70	OK	OK	OK
13	793,01	526,49	OK	OK	OK
14	896,56	599,62	OK	OK	NÃO OK
15	1019,61	689,06	OK	OK	NÃO OK
16	1147,15	779,33	OK	OK	NÃO OK
17	1274,24	869,26	OK	OK	NÃO OK
18	1411,16	970,67	OK	NÃO OK	NÃO OK
19	1556,52	1078,57	OK	NÃO OK	NÃO OK
20	1698,96	1185,53	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21	1863,06	1300,02	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22	2030,60	1419,76	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
23	2198,48	1537,15	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
24	2379,72	1675,92	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 5 - Resultados método Milititsky e Alves (1985) para a área representativa 1.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	M ₁ (kPa)	M ₂ (kPa)	N _P (golpe)	A _p (m ²)	R _p (kN)	U (m)	N _L (golpe)	Δ _L (m)	R _L (kN)	R _p < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	2,45	60	4	0,126	26,88	1,26	0	0	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	3	2,45	60	4	0,126	33,45	1,26	0	1	0,00	NÃO	0,00	0,00
	2	4	2,45	60	6	0,126	45,82	1,26	3	2	18,95	NÃO	18,95	37,89
	3	6	2,45	60	7	0,126	50,71	1,26	4	3	32,93	NÃO	32,93	65,86
	4	8	2,45	60	8	0,126	57,81	1,26	4	4	54,63	NÃO	54,63	109,25
	5	6	2,45	60	7	0,126	55,29	1,26	5	5	82,00	SIM	55,29	137,29
	6	9	2,45	60	8	0,126	60,32	1,26	5	6	100,89	SIM	60,32	161,21
	7	7	2,45	60	9	0,126	65,35	1,26	6	7	130,41	SIM	65,35	195,76
	8	8	2,45	60	10	0,126	75,40	1,26	6	8	152,38	SIM	75,40	227,78
9	11	2,45	60	12	0,126	90,48	1,26	6	9	177,71	SIM	90,48	268,19	
Silte argiloso	10	11	2,45	60	14	0,126	103,04	1,26	7	10	213,14	SIM	103,04	316,19
	11	14	2,45	60	16	0,126	120,64	1,26	7	11	248,27	SIM	120,64	368,90
	12	16	2,45	60	19	0,126	143,26	1,26	8	12	293,23	SIM	143,26	436,49
	13	18	2,45	60	21	0,126	160,85	1,26	9	13	344,56	SIM	160,85	505,41
	14	23	2,45	60	23	0,126	173,42	1,26	9	14	402,21	SIM	173,42	575,62
	15	23	2,45	60	24	0,126	183,47	1,26	10	15	476,02	SIM	183,47	659,49
	16	23	2,45	60	26	0,126	198,55	1,26	11	16	549,44	SIM	198,55	747,99
	17	27	2,45	60	28	0,126	213,63	1,26	12	17	622,53	SIM	213,63	836,16
	18	29	2,45	60	29	0,126	221,17	1,26	13	18	708,39	SIM	221,17	929,56
	19	29	2,45	60	30	0,126	228,71	1,26	14	19	800,45	SIM	228,71	1029,16
	20	30	2,45	60	31	0,126	233,73	1,26	14	20	892,22	SIM	233,73	1125,95
	21	32	2,45	60	34	0,126	256,35	1,26	15	21	986,97	SIM	256,35	1243,32
	22	31	2,45	60	36	0,126	273,95	1,26	16	22	1087,94	SIM	273,95	1361,89
	23	39	2,45	60	39	0,126	296,57	1,26	17	23	1185,47	SIM	296,57	1482,04
	24	39	2,45	60	40	0,126	297,82	1,26	18	24	1308,52	SIM	297,82	1606,35

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 6 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Milititsky e Alves (1985) para a área representativa 1.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	Pa norma (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	0,00	0,00	OK	OK	OK
2	37,89	18,95	OK	OK	OK
3	65,86	32,93	OK	OK	OK
4	109,25	54,63	OK	OK	OK
5	137,29	68,65	OK	OK	OK
6	161,21	80,60	OK	OK	OK
7	195,76	97,88	OK	OK	OK
8	227,78	113,89	OK	OK	OK
9	268,19	134,09	OK	OK	OK
10	316,19	158,09	OK	OK	OK
11	368,90	184,45	OK	OK	OK
12	436,49	218,25	OK	OK	OK
13	505,41	252,71	OK	OK	OK
14	575,62	287,81	OK	OK	NÃO OK
15	659,49	329,75	OK	OK	NÃO OK
16	747,99	373,99	OK	OK	NÃO OK
17	836,16	418,08	OK	OK	NÃO OK
18	929,56	464,78	OK	NÃO OK	NÃO OK
19	1029,16	514,58	OK	NÃO OK	NÃO OK
20	1125,95	562,98	OK	NÃO OK	NÃO OK
21	1243,32	621,66	OK	NÃO OK	NÃO OK
22	1361,89	680,94	OK	NÃO OK	NÃO OK
23	1482,04	741,02	OK	NÃO OK	NÃO OK
24	1606,35	803,17	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 7 - Resultados método Teixeira (1996) para a área representativa 1.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	α (kPa)	Limite superior	Limite inferior	N _p (golpe)	Ap (m ²)	R _p (kN)	U (m)	Δ_L (m)	N _L (golpe)	R _L (kN)	R _p < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	115	1,60	0,40	3	0,126	44,47	1,26	0	0	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	4	115	1,60	0,40	4	0,126	51,53	1,26	1	3	15,47	NÃO	15,47	30,93
	2	5	115	1,60	0,40	4	0,126	64,10	1,26	2	4	35,84	NÃO	35,84	71,69
	3	7	115	1,60	0,40	6	0,126	87,82	1,26	3	4	66,89	NÃO	66,89	133,78
	4	8	115	1,60	0,40	7	0,126	97,19	1,26	4	5	107,10	SIM	97,19	204,30
	5	6	115	1,60	0,40	8	0,126	110,79	1,26	5	5	137,26	SIM	110,79	248,06
	6	9	115	1,60	0,40	7	0,126	105,98	1,26	6	6	182,50	SIM	105,98	288,48
	7	7	115	1,60	0,40	8	0,126	115,61	1,26	7	6	217,69	SIM	115,61	333,30
	8	8	115	1,60	0,40	9	0,126	125,24	1,26	8	6	257,90	SIM	125,24	383,14
9	11	125	1,60	0,40	10	0,126	157,08	1,26	9	7	313,19	SIM	157,08	470,27	
Silte argiloso	10	11	135	1,60	0,40	12	0,126	203,58	1,26	10	7	368,48	SIM	203,58	572,06
	11	14	135	1,60	0,40	14	0,126	231,85	1,26	11	8	438,86	SIM	231,85	670,70
	12	16	135	1,60	0,40	16	0,126	271,43	1,26	12	9	519,28	SIM	271,43	790,71
	13	18	135	1,60	0,40	19	0,126	322,33	1,26	13	9	609,76	SIM	322,33	932,09
	14	23	135	1,60	0,40	21	0,126	361,91	1,26	14	10	725,37	SIM	361,91	1087,28
	15	23	135	1,60	0,40	23	0,126	390,19	1,26	15	11	840,98	SIM	390,19	1231,16
	16	23	135	1,60	0,40	24	0,126	412,81	1,26	16	12	956,59	SIM	412,81	1369,39
	17	27	135	1,60	0,40	26	0,126	446,73	1,26	17	13	1092,31	SIM	446,73	1539,04
	18	29	135	1,60	0,40	28	0,126	480,66	1,26	18	14	1238,08	SIM	480,66	1718,74
	19	29	135	1,60	0,40	29	0,126	497,63	1,26	19	14	1383,85	SIM	497,63	1881,47
	20	30	135	1,60	0,40	30	0,126	514,59	1,26	20	15	1534,64	SIM	514,59	2049,24
	21	32	135	1,60	0,40	31	0,126	525,90	1,26	21	16	1695,49	SIM	525,90	2221,39
	22	31	135	1,60	0,40	34	0,126	576,80	1,26	22	17	1851,32	SIM	576,80	2428,11
	23	39	135	1,60	0,40	35	0,126	593,76	1,26	23	18	2047,35	SIM	593,76	2641,11
	24	39	135	1,60	0,40	39	0,126	661,62	1,26	24	19	2243,39	SIM	661,62	2905,01

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 8 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Teixeira (1996) para a área representativa 1.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	Pa autor (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	30,93	14,18	OK	OK	OK
2	71,69	32,86	OK	OK	OK
3	133,78	61,32	OK	OK	OK
4	204,30	95,70	OK	OK	OK
5	248,06	119,21	OK	OK	OK
6	288,48	148,16	OK	OK	OK
7	333,30	174,03	OK	OK	OK
8	383,14	203,24	OK	OK	OK
9	470,27	248,06	OK	OK	OK
10	572,06	296,55	OK	OK	OK
11	670,70	350,53	OK	OK	OK
12	790,71	414,04	OK	OK	OK
13	932,09	487,09	OK	OK	OK
14	1087,28	574,06	OK	OK	NÃO OK
15	1231,16	658,20	OK	OK	NÃO OK
16	1369,39	740,93	OK	OK	NÃO OK
17	1539,04	839,89	OK	OK	NÃO OK
18	1718,74	945,55	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
19	1881,47	1046,97	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
20	2049,24	1151,74	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21	2221,39	1261,80	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22	2428,11	1378,41	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
23	2641,11	1513,34	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
24	2905,01	1661,00	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 9 - Resultados método Antunes e Cabral (1996) para a área representativa 1.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	β' ₁ (%)	β' ₂ (kN/m ²)	A _p (m ²)	N _p (golpe)	β' ₂ .N _p ≤ 4000 (kN/m ²)	U (m)	N _L (golpe)	Δ _L (m)	R ₁ (kN)	R ₂ (kN)	R _L (kN)	R _p (kN)	R _p < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	3,3	150	0,126	3	462	1,26	0	0	0,00	0,00	0,00	58,00	NÃO	0,00	0,000
	1	3	3,3	150	0,126	4	608	1,26	3	1	12,76	0,00	12,76	76,42	NÃO	12,76	25,52
	2	4	3,3	150	0,126	6	926	1,26	4	2	29,57	0,00	29,57	116,42	NÃO	29,57	59,14
	3	6	3,3	150	0,126	8	1200	1,26	4	3	55,18	0,00	55,18	150,80	NÃO	55,18	110,37
	4	8	3,3	150	0,126	6	900	1,26	5	4	88,36	0,00	88,36	113,10	NÃO	88,36	176,72
	5	6	3,3	150	0,126	9	1350	1,26	5	5	113,24	0,00	113,24	169,65	NÃO	113,24	226,48
	6	9	3,3	150	0,126	7	1050	1,26	6	6	150,56	0,00	150,56	131,95	SIM	131,95	282,51
	7	7	3,3	150	0,126	8	1200	1,26	6	7	179,59	0,00	179,59	150,80	SIM	150,80	330,39
	8	8	3,3	150	0,126	11	1650	1,26	6	8	212,77	0,00	212,77	207,35	SIM	207,35	420,11
9	11	3,3	150	0,126	11	1650	1,26	7	9	258,38	0,00	258,38	207,35	SIM	207,35	465,73	
Silte argiloso	10	11	3,3	150	0,126	14	2100	1,26	11	1	258,38	45,62	304,00	263,89	SIM	263,89	567,89
	11	14	3,3	150	0,126	16	2400	1,26	13	2	258,38	103,67	362,06	301,59	SIM	301,59	663,65
	12	16	3,3	150	0,126	18	2700	1,26	14	3	258,38	170,02	428,41	339,29	SIM	339,29	767,70
	13	18	3,3	150	0,126	23	3450	1,26	15	4	258,38	244,67	503,05	433,54	SIM	433,54	936,59
	14	23	3,3	150	0,126	23	3450	1,26	16	5	258,38	340,05	598,43	433,54	SIM	433,54	1031,97
	15	23	3,3	150	0,126	23	3450	1,26	18	6	258,38	435,42	693,81	433,54	SIM	433,54	1127,35
	16	23	3,3	150	0,126	27	4000	1,26	18	7	258,38	530,80	789,19	502,65	SIM	502,65	1291,84
	17	27	3,3	150	0,126	29	4000	1,26	19	8	258,38	642,77	901,15	502,65	SIM	502,65	1403,81
	18	29	3,3	150	0,126	29	4000	1,26	20	9	258,38	763,03	1021,41	502,65	SIM	502,65	1524,07
	19	29	3,3	150	0,126	30	4000	1,26	21	10	258,38	883,29	1141,67	502,65	SIM	502,65	1644,33
	20	30	3,3	150	0,126	32	4000	1,26	22	11	258,38	1007,70	1266,08	502,65	SIM	502,65	1768,73
	21	32	3,3	150	0,126	31	4000	1,26	23	12	258,38	1140,40	1398,78	502,65	SIM	502,65	1901,44
	22	31	3,3	150	0,126	39	4000	1,26	24	13	258,38	1268,95	1527,34	502,65	SIM	502,65	2029,99
	23	39	3,3	150	0,126	39	4000	1,26	25	14	258,38	1430,68	1689,06	502,65	SIM	502,65	2191,72
	24	39	3,3	150	0,126	40	4000	1,26	26	15	258,38	1592,41	1850,79	502,65	SIM	502,65	2353,45

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 10 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Antunes e Cabral (1996) para a área representativa 1.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	P_a norma (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0 – 1	0,000	0,000	OK	OK	OK
1 – 2	25,52	12,76	OK	OK	OK
2 – 3	59,14	29,57	OK	OK	OK
3 – 4	110,37	55,18	OK	OK	OK
4 – 5	176,72	88,36	OK	OK	OK
5 – 6	226,48	113,24	OK	OK	OK
6 – 7	282,51	141,26	OK	OK	OK
7 – 8	330,39	165,19	OK	OK	OK
8 – 9	420,11	210,06	OK	OK	OK
9 – 10	465,73	232,86	OK	OK	OK
10 – 11	567,89	283,95	OK	OK	OK
11 – 12	663,65	331,82	OK	OK	OK
12 – 13	767,70	383,85	OK	OK	OK
13 – 14	936,59	468,29	OK	OK	OK
14 – 15	1031,97	515,98	OK	OK	NÃO OK
15 – 16	1127,35	563,67	OK	OK	NÃO OK
16 – 17	1291,84	645,92	OK	OK	NÃO OK
17 – 18	1403,81	701,90	OK	NÃO OK	NÃO OK
18 – 19	1524,07	762,03	OK	NÃO OK	NÃO OK
19 – 20	1644,33	822,16	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
20 – 21	1768,73	884,37	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21 – 22	1901,44	950,72	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22 – 23	2029,99	1014,99	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
23 – 24	2191,72	1095,86	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
24 – 25	2353,45	1176,72	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 11 - Resultados método Kárez e Rocha (2000) para a área representativa 1.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	K _{kr} (kN/m ²)	N _P (golpe)	Ap (m ²)	R _p (kN)	U (m)	N _L (golpe)	R _L (kN)	R _L acumulado (kN)	R _P < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	210	3	0,126	81,20	1,26	0	0,00	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	3	210	4	0,126	106,98	1,26	3	18,95	18,95	NÃO	18,95	37,89
	2	4	210	6	0,126	162,99	1,26	4	24,96	43,91	NÃO	43,91	87,82
	3	6	210	8	0,126	211,12	1,26	6	38,03	81,94	NÃO	81,94	163,88
	4	8	210	6	0,126	158,34	1,26	8	49,26	131,20	NÃO	131,20	262,40
	5	6	210	9	0,126	237,50	1,26	6	36,95	168,15	NÃO	168,15	336,29
	6	9	210	7	0,126	184,73	1,26	9	55,42	223,56	SIM	184,73	408,29
	7	7	210	8	0,126	211,12	1,26	7	43,10	266,67	SIM	211,12	477,78
	8	8	210	11	0,126	290,28	1,26	8	49,26	315,93	SIM	290,28	606,21
9	11	210	11	0,126	290,28	1,26	11	67,73	383,66	SIM	290,28	673,94	
Silte argiloso	10	11	250	14	0,126	439,82	1,26	11	67,73	451,39	SIM	439,82	891,22
	11	14	250	16	0,126	502,65	1,26	14	86,21	537,60	SIM	502,65	1040,25
	12	16	250	18	0,126	565,49	1,26	16	98,52	636,12	SIM	565,49	1201,60
	13	18	250	23	0,126	722,57	1,26	18	110,84	746,95	SIM	722,57	1469,52
	14	23	250	23	0,126	722,57	1,26	23	141,62	888,58	SIM	722,57	1611,14
	15	23	250	23	0,126	722,57	1,26	23	141,62	1030,20	SIM	722,57	1752,77
	16	23	250	27	0,126	848,23	1,26	23	141,62	1171,82	SIM	848,23	2020,05
	17	27	250	29	0,126	911,06	1,26	27	166,25	1338,08	SIM	911,06	2249,14
	18	29	250	29	0,126	911,06	1,26	29	178,57	1516,64	SIM	911,06	2427,71
	19	29	250	30	0,126	942,48	1,26	29	178,57	1695,21	SIM	942,48	2637,69
	20	30	250	32	0,126	1005,31	1,26	30	184,73	1879,94	SIM	1005,31	2885,25
	21	32	250	31	0,126	973,89	1,26	32	197,04	2076,98	SIM	973,89	3050,87
	22	31	250	39	0,126	1225,22	1,26	31	190,88	2267,86	SIM	1225,22	3493,08
	23	39	250	39	0,126	1225,22	1,26	39	240,14	2508,00	SIM	1225,22	3733,23
	24	39	250	40	0,126	1256,64	1,26	39	240,14	2748,15	SIM	1256,64	4004,78

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 12 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Kárez e Rocha (2000) para a área representativa 1.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	Pa norma (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	37,89	18,95	OK	OK	OK
2	87,82	43,91	OK	OK	OK
3	163,88	81,94	OK	OK	OK
4	262,40	131,20	OK	OK	OK
5	336,29	168,15	OK	OK	OK
6	408,29	204,14	OK	OK	OK
7	477,78	238,89	OK	OK	OK
8	606,21	303,10	OK	OK	OK
9	673,94	336,97	OK	OK	OK
10	891,22	445,61	OK	OK	OK
11	1040,25	520,13	OK	OK	OK
12	1201,60	600,80	OK	OK	OK
13	1469,52	734,76	OK	OK	OK
14	1611,14	805,57	NÃO OK	OK	NÃO OK
15	1752,77	876,38	NÃO OK	OK	NÃO OK
16	2020,05	1010,03	NÃO OK	OK	NÃO OK
17	2249,14	1124,57	NÃO OK	OK	NÃO OK
18	2427,71	1213,85	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
19	2637,69	1318,84	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
20	2885,25	1442,62	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21	3050,87	1525,44	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22	3493,08	1746,54	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
23	3733,23	1866,61	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
24	4004,78	2002,39	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 13 - Resultados método Vorcaro e Velloso (2000) para a área representativa 1.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	N _P (golpe)	A _P (m ²)	U (m)	N _L (golpe)	Δ _L (m)	X _P	X _F	R (kN)
Argila siltosa	0	0	3	0,126	1,26	0	0	0,39	0,00	0,00
	1	3	4	0,126	1,26	3	1	0,51	3,87	2,29
	2	4	6	0,126	1,26	4	2	0,78	8,96	14,51
	3	6	8	0,126	1,26	4	3	1,01	16,72	46,34
	4	8	6	0,126	1,26	5	4	0,75	26,78	68,93
	5	6	9	0,126	1,26	5	5	1,13	34,32	134,52
	6	9	7	0,126	1,26	6	6	0,88	45,63	165,85
	7	7	8	0,126	1,26	6	7	1,01	54,42	230,16
	8	8	11	0,126	1,26	6	8	1,38	64,47	344,50
9	11	11	0,126	1,26	7	9	1,38	78,30	439,16	
Silte argiloso	10	11	14	0,126	1,26	7	10	1,76	92,12	595,79
	11	14	16	0,126	1,26	8	11	2,01	109,71	766,97
	12	16	18	0,126	1,26	9	12	2,26	129,82	960,38
	13	18	23	0,126	1,26	9	13	2,89	152,44	1215,24
	14	23	23	0,126	1,26	10	14	2,89	181,34	1445,43
	15	23	23	0,126	1,26	11	15	2,89	210,24	1675,60
	16	23	27	0,126	1,26	12	16	3,39	239,15	1935,85
	17	27	29	0,126	1,26	13	17	3,64	273,08	2202,60
	18	29	29	0,126	1,26	14	18	3,64	309,52	2471,74
	19	29	30	0,126	1,26	14	19	3,77	345,96	2735,80
	20	30	32	0,126	1,26	15	20	4,02	383,66	2993,25
	21	32	31	0,126	1,26	16	21	3,90	423,87	3279,96
	22	31	39	0,126	1,26	17	22	4,90	462,83	3447,57
	23	39	39	0,126	1,26	18	23	4,90	511,84	3744,03
	24	39	40	0,126	1,26	19	24	5,03	560,85	4015,83

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 14 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Vorcara e Velloso (2000) para a área representativa 1.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	Pa norma (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	2,29	1,14	OK	OK	OK
2	14,51	7,25	OK	OK	OK
3	46,34	23,17	OK	OK	OK
4	68,93	34,47	OK	OK	OK
5	134,52	67,26	OK	OK	OK
6	165,85	82,92	OK	OK	OK
7	230,16	115,08	OK	OK	OK
8	344,50	172,25	OK	OK	OK
9	439,16	219,58	OK	OK	OK
10	595,79	297,90	OK	OK	OK
11	766,97	383,49	OK	OK	OK
12	960,38	480,19	OK	OK	OK
13	1215,24	607,62	OK	OK	OK
14	1445,43	722,72	OK	OK	NÃO OK
15	1675,60	837,80	NÃO OK	OK	NÃO OK
16	1935,85	967,92	NÃO OK	OK	NÃO OK
17	2202,60	1101,30	NÃO OK	OK	NÃO OK
18	2471,74	1235,87	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
19	2735,80	1367,90	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
20	2993,25	1496,63	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21	3279,96	1639,98	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22	3447,57	1723,78	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
23	3744,03	1872,01	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
24	4015,83	2007,92	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 15 - Resultados método UFRGS (2005) para a área representativa 1.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	$\Delta\rho$ (m/golpes)	η_1	η_2	η_3	U (m)	Fd (kN)	Fd _{acumulado} (kN)	Δ_L (m)	R _p (kN)	R _L (kN)	R _p < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	0,000	0,761	1	0,907	1,26	0,00	0,00	0	0,00	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	3	0,098	0,761	1	0,900	1,26	3,80	3,80	1	100,30	11,79	NÃO	11,79	23,57
	2	4	0,074	0,761	1	0,894	1,26	4,83	8,63	2	127,52	26,77	NÃO	26,77	53,54
	3	6	0,049	0,761	1	0,887	1,26	7,08	15,71	3	186,86	48,73	NÃO	48,73	97,46
	4	8	0,038	0,761	1	0,881	1,26	8,98	24,69	4	236,88	76,56	NÃO	76,56	153,13
	5	6	0,050	0,761	1	0,874	1,26	6,79	31,48	5	179,15	97,61	NÃO	97,61	195,23
	6	9	0,033	0,761	1	0,867	1,26	9,89	41,37	6	261,10	128,29	NÃO	128,29	256,59
	7	7	0,043	0,761	1	0,861	1,26	7,73	49,10	7	204,00	152,27	NÃO	152,27	304,53
	8	8	0,038	0,761	1	0,854	1,26	8,71	57,81	8	229,78	179,27	NÃO	179,27	358,53
9	11	0,027	0,761	1	0,848	1,26	11,72	69,54	9	309,41	215,62	NÃO	215,62	431,25	
Silte argiloso	10	11	0,027	0,761	1	0,841	1,26	11,63	81,17	10	307,00	251,70	NÃO	251,70	503,39
	11	14	0,021	0,761	1	0,834	1,26	14,58	95,75	11	384,73	296,90	NÃO	296,90	593,81
	12	16	0,019	0,761	1	0,828	1,26	16,47	112,22	12	434,69	347,98	NÃO	347,98	695,96
	13	18	0,017	0,761	1	0,821	1,26	18,33	130,55	13	483,80	404,83	NÃO	404,83	809,66
	14	23	0,013	0,761	1	0,815	1,26	23,13	153,68	14	610,30	476,55	NÃO	476,55	953,09
	15	23	0,013	0,761	1	0,808	1,26	22,94	176,62	15	605,36	547,68	NÃO	547,68	1095,36
	16	23	0,013	0,761	1	0,801	1,26	22,75	199,37	16	600,41	618,23	SIM	600,41	1218,64
	17	27	0,011	0,761	1	0,795	1,26	26,42	225,79	17	697,25	700,16	SIM	697,25	1397,41
	18	29	0,010	0,761	1	0,788	1,26	28,11	253,91	18	741,92	787,34	SIM	741,92	1529,26
	19	29	0,010	0,761	1	0,782	1,26	27,88	281,79	19	735,71	873,79	SIM	735,71	1609,50
	20	30	0,010	0,761	1	0,775	1,26	28,58	310,37	20	754,31	962,43	SIM	754,31	1716,74
	21	32	0,009	0,761	1	0,768	1,26	30,20	340,58	21	797,08	1056,09	SIM	797,08	1853,17
	22	31	0,010	0,761	1	0,762	1,26	29,02	369,60	22	765,85	1146,08	SIM	765,85	1911,93
	23	39	0,008	0,761	1	0,755	1,26	36,10	405,70	23	952,63	1258,02	SIM	952,63	2210,65
	24	39	0,008	0,761	1	0,749	1,26	35,78	441,48	24	944,30	1368,98	SIM	944,30	2313,28

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 16 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método UFRGS (2005) para a área representativa 1.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	Pa norma (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	23,57	11,79	OK	OK	OK
2	53,54	26,77	OK	OK	OK
3	97,46	48,73	OK	OK	OK
4	153,13	76,56	OK	OK	OK
5	195,23	97,61	OK	OK	OK
6	256,59	128,29	OK	OK	OK
7	304,53	152,27	OK	OK	OK
8	358,53	179,27	OK	OK	OK
9	431,25	215,62	OK	OK	OK
10	503,39	251,70	OK	OK	OK
11	593,81	296,90	OK	OK	OK
12	695,96	347,98	OK	OK	OK
13	809,66	404,83	OK	OK	OK
14	953,09	476,55	OK	OK	NÃO OK
15	1095,36	547,68	OK	OK	NÃO OK
16	1218,64	609,32	OK	OK	NÃO OK
17	1397,41	698,70	OK	OK	NÃO OK
18	1529,26	764,63	OK	NÃO OK	NÃO OK
19	1609,50	804,75	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
20	1716,74	858,37	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21	1853,17	926,59	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22	1911,93	955,96	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
23	2210,65	1105,32	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
24	2313,28	1156,64	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 17 - Resultados método Aoki e Velloso (1975) para a área representativa 2.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	K (kPa)	α	N _p (golpe)	A _p (m ²)	R _p (kN)	U (m)	N _L (golpe)	Δ_L (m)	R ₁ (kN)	R ₂ (kN)	R _L (kN)	R _p < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila silto-arenoso	0	0	330	0,03	4	0,126	113,10	1,26	0	0	0,00	0,00	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	5	330	0,03	5	0,126	71,09	1,26	5	1	16,96	0,00	16,96	NÃO	16,96	33,93
	2	3	330	0,03	7	0,126	145,14	1,26	4	2	27,63	0,00	27,63	NÃO	27,63	55,26
	3	7	330	0,03	8	0,126	186,61	1,26	5	3	49,40	0,00	49,40	NÃO	49,40	98,80
	4	9	330	0,03	6	0,126	228,08	1,26	6	4	77,39	0,00	77,39	NÃO	77,39	154,78
	5	11	330	0,03	9	0,126	228,08	1,26	7	5	111,60	0,00	111,60	NÃO	111,60	223,21
	6	11	330	0,03	7	0,126	290,28	1,26	8	6	145,81	0,00	145,81	NÃO	145,81	291,63
	7	14	330	0,03	8	0,126	331,75	1,26	9	7	189,36	0,00	189,36	NÃO	189,36	378,71
	8	16	330	0,03	11	0,126	373,22	1,26	10	8	239,12	0,00	239,12	NÃO	239,12	478,24
9	18	330	0,03	11	0,126	207,35	1,26	11	9	295,10	0,00	295,10	SIM	207,35	502,45	
Silte argilo-arenoso	10	10	250	0,03	14	0,126	235,62	1,26	10	1	295,10	23,56	318,67	SIM	235,62	554,28
	11	15	250	0,03	16	0,126	329,87	1,26	13	2	295,10	58,90	354,01	SIM	329,87	683,88
	12	21	250	0,03	18	0,126	329,87	1,26	15	3	295,10	108,38	403,49	SIM	329,87	733,36
	13	21	250	0,03	23	0,126	392,70	1,26	17	4	295,10	157,87	452,97	SIM	392,70	845,67
	14	25	250	0,03	23	0,126	424,12	1,26	18	5	295,10	216,77	511,87	SIM	424,12	935,99
	15	27	250	0,03	23	0,126	408,41	1,26	20	6	295,10	280,39	575,49	SIM	408,41	983,90
	16	26	250	0,03	27	0,126	439,82	1,26	21	7	295,10	341,65	636,75	SIM	439,82	1076,57
	17	28	250	0,03	29	0,126	439,82	1,26	22	8	295,10	407,62	702,72	SIM	439,82	1142,55
	18	30	250	0,03	29	0,126	471,24	1,26	23	9	295,10	478,31	773,41	SIM	471,24	1244,65
	19	32	250	0,03	30	0,126	502,65	1,26	24	10	295,10	553,71	848,81	SIM	502,65	1351,46
	20	32	250	0,03	32	0,126	502,65	1,26	24	11	295,10	629,10	924,21	SIM	502,65	1426,86
	21	36	250	0,03	31	0,126	565,49	1,26	25	12	295,10	713,93	1009,03	SIM	565,49	1574,52
	22	40	250	0,03	40	0,126	628,32	1,26	26	13	295,10	808,17	1103,28	SIM	628,32	1731,60

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 18 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Aoki e Velloso (1975) para a área representativa 2.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	P_a norma/autor (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	33,93	16,96	OK	OK	OK
2	55,26	27,63	OK	OK	OK
3	98,80	49,40	OK	OK	OK
4	154,78	77,39	OK	OK	OK
5	223,21	111,60	OK	OK	OK
6	291,63	145,81	OK	OK	OK
7	378,71	189,36	OK	OK	OK
8	478,24	239,12	OK	OK	OK
9	502,45	251,22	OK	OK	OK
10	554,28	277,14	OK	OK	OK
11	683,88	341,94	OK	OK	OK
12	733,36	366,68	OK	OK	NÃO OK
13	845,67	422,83	OK	OK	NÃO OK
14	935,99	467,99	OK	OK	NÃO OK
15	983,90	491,95	OK	OK	NÃO OK
16	1076,57	538,29	OK	OK	NÃO OK
17	1142,55	571,27	OK	OK	NÃO OK
18	1244,65	622,32	OK	NÃO OK	NÃO OK
19	1351,46	675,73	OK	NÃO OK	NÃO OK
20	1426,86	713,43	OK	NÃO OK	NÃO OK
21	1574,52	787,26	OK	NÃO OK	NÃO OK
22	1731,60	865,80	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 19 - Resultados método Décourt e Quaresma (1978, modificado em 1996) para a área representativa 2.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpes)	C (kN/m ²)	N _p (golpes)	Ap (m ²)	R _p (kN)	U (m)	N _L (golpes)	Δ _L (m)	R _L (kN)	R _p < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	120	4	0,126	20,09	1,26	0	0	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	5	120	5	0,126	23,95	1,26	0	1	12,57	NÃO	12,57	25,13
	2	3	120	6	0,126	29,30	1,26	5	2	70,83	SIM	29,30	100,13
	3	7	120	9	0,126	40,72	1,26	4	3	93,51	SIM	40,72	134,23
	4	9	120	10	0,126	46,75	1,26	5	4	138,97	SIM	46,75	185,72
	5	11	120	12	0,126	54,29	1,26	6	5	193,12	SIM	54,29	247,41
	6	11	120	14	0,126	61,83	1,26	7	6	255,77	SIM	61,83	317,59
	7	14	120	16	0,126	72,38	1,26	8	7	317,08	SIM	72,38	389,46
	8	16	120	15	0,126	66,35	1,26	9	8	391,99	SIM	66,35	458,34
9	18	120	14	0,126	64,84	1,26	10	9	475,40	SIM	64,84	540,24	
Silte argiloso	10	10	200	15	0,126	115,61	1,26	11	10	567,27	SIM	115,61	682,88
	11	15	200	19	0,126	143,26	1,26	10	11	621,50	SIM	143,26	764,75
	12	21	200	22	0,126	168,39	1,26	11	12	698,61	SIM	168,39	867,00
	13	21	200	24	0,126	183,47	1,26	12	13	802,67	SIM	183,47	986,14
	14	25	200	26	0,126	196,04	1,26	12	14	906,18	SIM	196,04	1102,22
	15	27	200	27	0,126	203,58	1,26	13	15	1027,23	SIM	203,58	1230,80
	16	26	200	28	0,126	211,12	1,26	14	16	1156,70	SIM	211,12	1367,82
	17	28	200	30	0,126	226,19	1,26	15	17	1281,25	SIM	226,19	1507,44
	18	30	200	31	0,126	236,25	1,26	16	18	1414,31	SIM	236,25	1650,55
	19	32	200	33	0,126	251,33	1,26	17	19	1555,85	SIM	251,33	1807,18
	20	32	200	36	0,126	271,43	1,26	17	20	1705,87	SIM	271,43	1977,30
	21	36	200	39	0,126	291,54	1,26	18	21	1855,54	SIM	291,54	2147,08
	22	40	200	40	0,126	301,59	1,26	19	22	2022,47	SIM	301,59	2324,07

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 20 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Décourt e Quaresma para a área representativa 2.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	P_a autor (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	25,13	15,65	OK	OK	OK
2	100,13	61,81	OK	OK	OK
3	134,23	82,11	OK	OK	OK
4	185,72	118,59	OK	OK	OK
5	247,41	162,13	OK	OK	OK
6	317,59	212,20	OK	OK	OK
7	389,46	262,00	OK	OK	OK
8	458,34	318,12	OK	OK	OK
9	540,24	381,90	OK	OK	OK
10	682,88	465,26	OK	OK	OK
11	764,75	513,89	OK	OK	OK
12	867,00	579,49	OK	OK	NÃO OK
13	986,14	663,31	OK	OK	NÃO OK
14	1102,22	746,07	OK	OK	NÃO OK
15	1230,80	841,07	OK	OK	NÃO OK
16	1367,82	942,55	OK	OK	NÃO OK
17	1507,44	1042,13	OK	NÃO OK	NÃO OK
18	1650,55	1146,99	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
19	1807,18	1259,64	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
20	1977,30	1380,06	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21	2147,08	1500,22	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22	2324,07	1631,15	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 21 - Resultados método Milititsky e Alves (1985) para a área representativa 2.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	M ₁ (kPa)	M ₂ (kPa)	N _P (golpe)	A _p (m ²)	R _p (kN)	U (m)	N _L (golpe)	Δ _L (m)	R _L (kN)	R _p < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	2,45	60	4	0,126	33,49	1,26	0	0	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	5	2,45	60	5	0,126	39,92	1,26	0	1	0,00	NÃO	0,00	0,00
	2	3	2,45	60	6	0,126	48,83	1,26	5	2	33,59	NÃO	33,59	67,17
	3	7	2,45	60	9	0,126	67,86	1,26	4	3	41,02	NÃO	41,02	82,05
	4	9	2,45	60	10	0,126	77,91	1,26	5	4	65,20	NÃO	65,20	130,40
	5	11	2,45	60	12	0,126	90,48	1,26	6	5	95,76	SIM	90,48	186,24
	6	11	2,45	60	14	0,126	103,04	1,26	7	6	132,57	SIM	103,04	235,61
	7	14	2,45	60	16	0,126	120,64	1,26	8	7	168,40	SIM	120,64	289,04
	8	16	2,45	60	15	0,126	110,58	1,26	9	8	214,22	SIM	110,58	324,81
9	18	2,45	60	14	0,126	108,07	1,26	10	9	266,29	SIM	108,07	374,36	
Silte argiloso	10	10	2,45	60	15	0,126	115,61	1,26	11	10	324,58	SIM	115,61	440,19
	11	15	2,45	60	19	0,126	143,26	1,26	10	11	355,20	SIM	143,26	498,46
	12	21	2,45	60	22	0,126	168,39	1,26	11	12	402,65	SIM	168,39	571,03
	13	21	2,45	60	24	0,126	183,47	1,26	12	13	469,89	SIM	183,47	653,36
	14	25	2,45	60	26	0,126	196,04	1,26	12	14	536,74	SIM	196,04	732,77
	15	27	2,45	60	27	0,126	203,58	1,26	13	15	616,47	SIM	203,58	820,04
	16	26	2,45	60	28	0,126	211,12	1,26	14	16	702,39	SIM	211,12	913,51
	17	28	2,45	60	30	0,126	226,19	1,26	15	17	784,70	SIM	226,19	1010,90
	18	30	2,45	60	31	0,126	236,25	1,26	16	18	873,26	SIM	236,25	1109,51
	19	32	2,45	60	33	0,126	251,33	1,26	17	19	968,06	SIM	251,33	1219,39
	20	32	2,45	60	36	0,126	271,43	1,26	17	20	1069,09	SIM	271,43	1340,52
	21	36	2,45	60	39	0,126	291,54	1,26	18	21	1169,86	SIM	291,54	1461,40
	22	40	2,45	60	40	0,126	301,59	1,26	19	22	1283,32	SIM	301,59	1584,91

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 22 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Milititsky e Alves (1985) para a área representativa 2.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	P_a norma (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	0,00	0,00	OK	OK	OK
2	67,17	33,59	OK	OK	OK
3	82,05	41,02	OK	OK	OK
4	130,40	65,20	OK	OK	OK
5	186,24	93,12	OK	OK	OK
6	235,61	117,81	OK	OK	OK
7	289,04	144,52	OK	OK	OK
8	324,81	162,40	OK	OK	OK
9	374,36	187,18	OK	OK	OK
10	440,19	220,10	OK	OK	OK
11	498,46	249,23	OK	OK	OK
12	571,03	285,52	OK	OK	NÃO OK
13	653,36	326,68	OK	OK	NÃO OK
14	732,77	366,39	OK	OK	NÃO OK
15	820,04	410,02	OK	OK	NÃO OK
16	913,51	456,75	OK	OK	NÃO OK
17	1010,90	505,45	OK	OK	NÃO OK
18	1109,51	554,76	OK	NÃO OK	NÃO OK
19	1219,39	609,69	OK	NÃO OK	NÃO OK
20	1340,52	670,26	OK	NÃO OK	NÃO OK
21	1461,40	730,70	OK	NÃO OK	NÃO OK
22	1584,91	792,46	OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 23- Resultados método Teixeira (1996) para a área representativa 2.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	α (kPa)	Limite superior	Limite inferior	N _p (golpe)	Ap (m ²)	R _p (kN)	U (m)	ΔL (m)	N _L (golpe)	R _L (kN)	R _p < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	115	1,60	0,40	5	0,126	78,83	1,26	0	0	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	5	115	1,60	0,40	4	0,126	64,19	1,26	1	5	27,42	NÃO	27,42	54,84
	2	3	115	1,60	0,40	5	0,126	76,51	1,26	2	4	44,65	NÃO	44,65	89,30
	3	7	115	1,60	0,40	6	0,126	93,59	1,26	3	5	79,84	NÃO	79,84	159,67
	4	9	115	1,60	0,40	9	0,126	130,06	1,26	4	6	125,08	NÃO	125,08	250,15
	5	11	115	1,60	0,40	10	0,126	149,33	1,26	5	7	180,37	SIM	149,33	329,70
	6	11	115	1,60	0,40	12	0,126	173,42	1,26	6	8	235,66	SIM	173,42	409,08
	7	14	115	1,60	0,40	14	0,126	197,50	1,26	7	9	306,03	SIM	197,50	503,53
	8	16	115	1,60	0,40	16	0,126	231,22	1,26	8	10	386,46	SIM	231,22	617,68
9	18	125	1,60	0,40	15	0,126	230,38	1,26	9	11	476,93	SIM	230,38	707,32	
Silte argiloso	10	10	135	1,60	0,40	14	0,126	243,16	1,26	10	10	527,20	SIM	243,16	770,36
	11	15	135	1,60	0,40	15	0,126	260,12	1,26	11	11	602,60	SIM	260,12	862,72
	12	21	135	1,60	0,40	19	0,126	322,33	1,26	12	12	708,16	SIM	322,33	1030,48
	13	21	135	1,60	0,40	22	0,126	378,88	1,26	13	12	813,71	SIM	378,88	1192,59
	14	25	135	1,60	0,40	24	0,126	412,81	1,26	14	13	939,38	SIM	412,81	1352,18
	15	27	135	1,60	0,40	26	0,126	441,08	1,26	15	14	1075,09	SIM	441,08	1516,17
	16	26	135	1,60	0,40	27	0,126	458,04	1,26	16	15	1205,78	SIM	458,04	1663,83
	17	28	135	1,60	0,40	28	0,126	475,01	1,26	17	16	1346,53	SIM	475,01	1821,54
	18	30	135	1,60	0,40	30	0,126	508,94	1,26	18	17	1497,32	SIM	508,94	2006,26
	19	32	135	1,60	0,40	31	0,126	531,56	1,26	19	17	1658,17	SIM	531,56	2189,73
	20	32	135	1,60	0,40	33	0,126	565,49	1,26	20	18	1819,02	SIM	565,49	2384,51
	21	36	135	1,60	0,40	36	0,126	610,73	1,26	21	19	1999,98	SIM	610,73	2610,70
	22	40	135	1,60	0,40	39	0,126	655,96	1,26	22	20	2201,04	SIM	655,96	2857,01

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 24 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Teixeira (1996) para a área representativa 2.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	P_a autor (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	54,84	25,13	OK	OK	OK
2	89,30	40,93	OK	OK	OK
3	159,67	73,18	OK	OK	OK
4	250,15	114,65	OK	OK	OK
5	329,70	157,58	OK	OK	OK
6	409,08	200,46	OK	OK	OK
7	503,53	253,40	OK	OK	OK
8	617,68	315,44	OK	OK	OK
9	707,32	375,55	OK	OK	OK
10	770,36	412,26	OK	OK	OK
11	862,72	466,76	OK	OK	OK
12	1030,48	552,69	OK	OK	NÃO OK
13	1192,59	637,19	OK	OK	NÃO OK
14	1352,18	729,45	OK	OK	NÃO OK
15	1516,17	827,00	OK	OK	NÃO OK
16	1663,83	918,37	NÃO OK	OK	NÃO OK
17	1821,54	1016,44	NÃO OK	OK	NÃO OK
18	2006,26	1125,45	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
19	2189,73	1238,34	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
20	2384,51	1354,05	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21	2610,70	1486,00	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22	2857,01	1631,35	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 25 - Resultados método Antunes e Cabral (1996) para a área representativa 2.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	β'_1 (%)	β'_2 (kN/m ²)	A _p (m ²)	N _p (golpe)	$\beta'_2 \cdot N_p \leq 4000$ (kN/m ²)	U (m)	N _L (golpe)	Δ_L (m)	R ₁ (kN)	R ₂ (kN)	R _L (kN)	R _P (kN)	R _{P<R_L}	R _{p final} (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	3,3	150	0,126	5	818	1,26	0	0	0,00	0,00	0,00	102,82	NÃO	0,00	0,00
	1	5	3,3	150	0,126	3	514	1,26	5	1	22,62	0,00	22,62	64,63	NÃO	22,62	45,24
	2	3	3,3	150	0,126	7	1050	1,26	4	2	36,84	0,00	36,84	131,95	NÃO	36,84	73,67
	3	7	3,3	150	0,126	9	1350	1,26	5	3	65,87	0,00	65,87	169,65	NÃO	65,87	131,73
	4	9	3,3	150	0,126	11	1650	1,26	6	4	103,19	0,00	103,19	207,35	NÃO	103,19	206,38
	5	11	3,3	150	0,126	11	1650	1,26	7	5	148,80	0,00	148,80	207,35	NÃO	148,80	297,61
	6	11	3,3	150	0,126	14	2100	1,26	8	6	194,42	0,00	194,42	263,89	NÃO	194,42	388,84
	7	14	3,3	150	0,126	16	2400	1,26	9	7	252,48	0,00	252,48	301,59	NÃO	252,48	504,95
	8	16	3,3	150	0,126	18	2700	1,26	10	8	318,83	0,00	318,83	339,29	NÃO	318,83	637,65
	9	18	3,3	150	0,126	10	1500	1,26	11	9	393,47	0,00	393,47	188,50	SIM	188,50	581,97
Silte argiloso	10	10	3,3	150	0,126	15	2250	1,26	10	1	393,47	41,47	434,94	282,74	SIM	282,74	717,68
	11	15	3,3	150	0,126	21	3150	1,26	13	2	393,47	103,67	497,14	395,84	SIM	395,84	892,98
	12	21	3,3	150	0,126	21	3150	1,26	15	3	393,47	190,76	584,23	395,84	SIM	395,84	980,07
	13	21	3,3	150	0,126	25	3750	1,26	17	4	393,47	277,84	671,31	471,24	SIM	471,24	1142,55
	14	25	3,3	150	0,126	27	4000	1,26	18	5	393,47	381,52	774,99	502,65	SIM	502,65	1277,64
	15	27	3,3	150	0,126	26	3900	1,26	20	6	393,47	493,48	886,95	490,09	SIM	490,09	1377,04
	16	26	3,3	150	0,126	28	4000	1,26	21	7	393,47	601,30	994,77	502,65	SIM	502,65	1497,43
	17	28	3,3	150	0,126	30	4000	1,26	22	8	393,47	717,41	1110,89	502,65	SIM	502,65	1613,54
	18	30	3,3	150	0,126	32	4000	1,26	23	9	393,47	841,82	1235,29	502,65	SIM	502,65	1737,95
	19	32	3,3	150	0,126	32	4000	1,26	24	10	393,47	974,52	1367,99	502,65	SIM	502,65	1870,65
	20	32	3,3	150	0,126	36	4000	1,26	24	11	393,47	1107,22	1500,69	502,65	SIM	502,65	2003,35
	21	36	3,3	150	0,126	40	4000	1,26	25	12	393,47	1256,51	1649,98	502,65	SIM	502,65	2152,64
	22	40	3,3	150	0,126	40	4000	1,26	26	13	393,47	1422,39	1815,86	502,65	SIM	502,65	2318,51

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 26 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Antunes e Cabral (1996) para a área representativa 2.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	P_a norma (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	45,24	22,62	OK	OK	OK
2	73,67	36,84	OK	OK	OK
3	131,73	65,87	OK	OK	OK
4	206,38	103,19	OK	OK	OK
5	297,61	148,80	OK	OK	OK
6	388,84	194,42	OK	OK	OK
7	504,95	252,48	OK	OK	OK
8	637,65	318,83	OK	OK	OK
9	581,97	290,98	OK	OK	OK
10	717,68	358,84	OK	OK	OK
11	892,98	446,49	OK	OK	OK
12	980,07	490,03	OK	OK	NÃO OK
13	1142,55	571,28	OK	OK	NÃO OK
14	1277,64	638,82	OK	OK	NÃO OK
15	1377,04	688,52	OK	OK	NÃO OK
16	1497,43	748,71	OK	OK	NÃO OK
17	1613,54	806,77	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
18	1737,95	868,97	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
19	1870,65	935,32	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
20	2003,35	1001,67	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21	2152,64	1076,32	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22	2318,51	1159,26	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 27 - Resultados método Kárez e Rocha (1996) para a área representativa 2.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	K _{kr} (kN/m ²)	N _P (golpe)	Ap (m ²)	R _p (kN)	U (m)	N _L (golpe)	R _L (kN)	R _L acumulado (kN)	R _p < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	210	5	0,126	143,94	1,26	0	0,00	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	5	210	3	0,126	90,48	1,26	5	33,59	33,59	NÃO	33,59	67,17
	2	3	210	7	0,126	184,73	1,26	3	21,11	54,70	NÃO	54,70	109,40
	3	7	210	9	0,126	237,50	1,26	7	43,10	97,80	NÃO	97,80	195,60
	4	9	210	11	0,126	290,28	1,26	9	55,42	153,22	NÃO	153,22	306,44
	5	11	210	11	0,126	290,28	1,26	11	67,73	220,95	NÃO	220,95	441,90
	6	11	210	14	0,126	369,45	1,26	11	67,73	288,68	NÃO	288,68	577,37
	7	14	210	16	0,126	422,23	1,26	14	86,21	374,89	NÃO	374,89	749,78
	8	16	210	18	0,126	475,01	1,26	16	98,52	473,41	NÃO	473,41	946,82
9	18	210	10	0,126	263,89	1,26	18	110,84	584,24	SIM	263,89	848,14	
Silte argiloso	10	10	250	15	0,126	471,24	1,26	10	61,58	645,82	SIM	471,24	1117,06
	11	15	250	21	0,126	659,73	1,26	15	92,36	738,18	SIM	659,73	1397,92
	12	21	250	21	0,126	659,73	1,26	21	129,31	867,49	SIM	659,73	1527,23
	13	21	250	25	0,126	785,40	1,26	21	129,31	996,80	SIM	785,40	1782,20
	14	25	250	27	0,126	848,23	1,26	25	153,94	1150,74	SIM	848,23	1998,97
	15	27	250	26	0,126	816,81	1,26	27	166,25	1316,99	SIM	816,81	2133,80
	16	26	250	28	0,126	879,65	1,26	26	160,10	1477,09	SIM	879,65	2356,73
	17	28	250	30	0,126	942,48	1,26	28	172,41	1649,50	SIM	942,48	2591,97
	18	30	250	32	0,126	1005,31	1,26	30	184,73	1834,22	SIM	1005,31	2839,53
	19	32	250	32	0,126	1005,31	1,26	32	197,04	2031,26	SIM	1005,31	3036,57
	20	32	250	36	0,126	1130,97	1,26	32	197,04	2228,30	SIM	1130,97	3359,28
	21	36	250	40	0,126	1256,64	1,26	36	221,67	2449,97	SIM	1256,64	3706,61
	22	40	250	40	0,126	1256,64	1,26	40	246,30	2696,27	SIM	1256,64	3952,91

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 28 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Kárez e Rocha (2000) para a área representativa 2.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	P_a norma (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	67,17	33,59	OK	OK	OK
2	109,40	54,70	OK	OK	OK
3	195,60	97,80	OK	OK	OK
4	306,44	153,22	OK	OK	OK
5	441,90	220,95	OK	OK	OK
6	577,37	288,68	OK	OK	OK
7	749,78	374,89	OK	OK	OK
8	946,82	473,41	OK	OK	OK
9	848,14	424,07	OK	OK	OK
10	1117,06	558,53	OK	OK	OK
11	1397,92	698,96	OK	OK	OK
12	1527,23	763,61	OK	OK	NÃO OK
13	1782,20	891,10	NÃO OK	OK	NÃO OK
14	1998,97	999,48	NÃO OK	OK	NÃO OK
15	2133,80	1066,90	NÃO OK	OK	NÃO OK
16	2356,73	1178,37	NÃO OK	OK	NÃO OK
17	2591,97	1295,99	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
18	2839,53	1419,77	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
19	3036,57	1518,29	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
20	3359,28	1679,64	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21	3706,61	1853,31	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22	3952,91	1976,46	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 29 - Resultados método Vorcaro e Velloso (2000) para a área representativa 2.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	N _P (golpe)	A _p (m ²)	U (m)	N _L (golpe)	Δ _L (m)	X _P	X _F	R (kN)
Argila siltosa	0	0	5	0,126	1,26	0	0	0,69	0,00	0,00
	1	5	3	0,126	1,26	5	1	0,43	6,85	4,57
	2	3	7	0,126	1,26	4	2	0,88	11,16	22,99
	3	7	9	0,126	1,26	5	3	1,13	19,96	65,85
	4	9	11	0,126	1,26	6	4	1,38	31,27	139,43
	5	11	11	0,126	1,26	7	5	1,38	45,09	220,33
	6	11	14	0,126	1,26	8	6	1,76	58,92	353,48
	7	14	16	0,126	1,26	9	7	2,01	76,51	511,73
	8	16	18	0,126	1,26	10	8	2,26	96,61	697,52
9	18	10	0,126	1,26	11	9	1,26	119,23	719,58	
Silte argiloso	10	10	15	0,126	1,26	10	10	1,88	131,80	924,22
	11	15	21	0,126	1,26	11	11	2,64	150,65	1173,45
	12	21	21	0,126	1,26	12	12	2,64	177,04	1385,71
	13	21	25	0,126	1,26	12	13	3,14	203,43	1642,10
	14	25	27	0,126	1,26	13	14	3,39	234,84	1902,93
	15	27	26	0,126	1,26	14	15	3,27	268,77	2156,91
	16	26	28	0,126	1,26	15	16	3,52	301,45	2410,73
	17	28	30	0,126	1,26	16	17	3,77	336,63	2668,66
	18	30	32	0,126	1,26	17	18	4,02	374,33	2928,61
	19	32	32	0,126	1,26	17	19	4,02	414,54	3205,99
	20	32	36	0,126	1,26	18	20	4,52	454,76	3431,20
	21	36	40	0,126	1,26	19	21	5,03	499,99	3658,68
	22	40	40	0,126	1,26	20	22	5,03	550,26	3954,25

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 30 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método Vorcharo e Velloso (2000) para a área representativa 2.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	P_a norma (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	4,57	2,28	OK	OK	OK
2	22,99	11,49	OK	OK	OK
3	65,85	32,93	OK	OK	OK
4	139,43	69,72	OK	OK	OK
5	220,33	110,17	OK	OK	OK
6	353,48	176,74	OK	OK	OK
7	511,73	255,87	OK	OK	OK
8	697,52	348,76	OK	OK	OK
9	719,58	359,79	OK	OK	OK
10	924,22	462,11	OK	OK	OK
11	1173,45	586,73	OK	OK	OK
12	1385,71	692,86	OK	OK	NÃO OK
13	1642,10	821,05	NÃO OK	OK	NÃO OK
14	1902,93	951,46	NÃO OK	OK	NÃO OK
15	2156,91	1078,45	NÃO OK	OK	NÃO OK
16	2410,73	1205,37	NÃO OK	OK	NÃO OK
17	2668,66	1334,33	NÃO OK	OK	NÃO OK
18	2928,61	1464,30	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
19	3205,99	1602,99	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
20	3431,20	1715,60	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21	3658,68	1829,34	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22	3954,25	1977,12	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 31 - Resultados método UFRGS (2005) para a área representativa 2.

Tipo de Solo	L (m)	N _{spt} (golpe)	$\Delta\rho$ (m/golpes)	η_1	η_2	η_3	U (m)	Fd (kN)	Fd acumulado (kN)	Δ_L (m)	R _p (kN)	R _L (kN)	R _p < R _L	R _p final (kN)	R (kN)
Argila siltosa	0	0	0,000	0,761	1	0,907	1,26	0,00	0,00	0	0,00	0,00	NÃO	0,00	0,00
	1	5	0,055	0,761	1	0,900	1,26	6,40	6,40	1	168,83	19,84	NÃO	19,84	39,68
	2	3	0,088	0,761	1	0,894	1,26	4,15	10,55	2	109,63	32,72	NÃO	32,72	65,44
	3	7	0,043	0,761	1	0,887	1,26	7,97	18,52	3	210,25	57,43	NÃO	57,43	114,85
	4	9	0,033	0,761	1	0,881	1,26	10,04	28,56	4	265,07	88,57	NÃO	88,57	177,15
	5	11	0,027	0,761	1	0,874	1,26	12,09	40,65	5	319,05	126,06	NÃO	126,06	252,13
	6	11	0,027	0,761	1	0,867	1,26	12,00	52,65	6	316,64	163,27	NÃO	163,27	326,54
	7	14	0,021	0,761	1	0,861	1,26	15,04	67,69	7	396,90	209,91	NÃO	209,91	419,82
	8	16	0,019	0,761	1	0,854	1,26	17,00	84,69	8	448,55	262,62	NÃO	262,62	525,23
9	18	0,017	0,761	1	0,848	1,26	18,92	103,61	9	499,35	321,29	NÃO	321,29	642,58	
Silte argiloso	10	10	0,030	0,761	1	0,841	1,26	10,61	114,23	10	280,08	354,20	SIM	280,08	634,28
	11	15	0,020	0,761	1	0,834	1,26	15,59	129,82	11	411,44	402,55	NÃO	402,55	805,10
	12	21	0,014	0,761	1	0,828	1,26	21,49	151,31	12	567,19	469,20	NÃO	469,20	938,39
	13	21	0,014	0,761	1	0,821	1,26	21,32	172,63	13	562,67	535,31	NÃO	535,31	1070,63
	14	25	0,012	0,761	1	0,815	1,26	25,10	197,74	14	662,46	613,16	NÃO	613,16	1226,31
	15	27	0,011	0,761	1	0,808	1,26	26,86	224,60	15	708,83	696,45	NÃO	696,45	1392,89
	16	26	0,012	0,761	1	0,801	1,26	25,67	250,26	16	677,38	776,04	SIM	677,38	1453,42
	17	28	0,011	0,761	1	0,795	1,26	27,39	277,65	17	722,69	860,96	SIM	722,69	1583,65
	18	30	0,010	0,761	1	0,788	1,26	29,07	306,72	18	767,16	951,11	SIM	767,16	1718,27
	19	32	0,009	0,761	1	0,782	1,26	30,72	337,44	19	810,78	1046,38	SIM	810,78	1857,16
	20	32	0,009	0,761	1	0,775	1,26	30,46	367,91	20	803,93	1140,85	SIM	803,93	1944,78
	21	36	0,008	0,761	1	0,768	1,26	33,93	401,84	21	895,48	1246,07	SIM	895,48	2141,55
	22	40	0,008	0,761	1	0,762	1,26	37,34	439,18	22	985,34	1361,85	SIM	985,34	2347,19

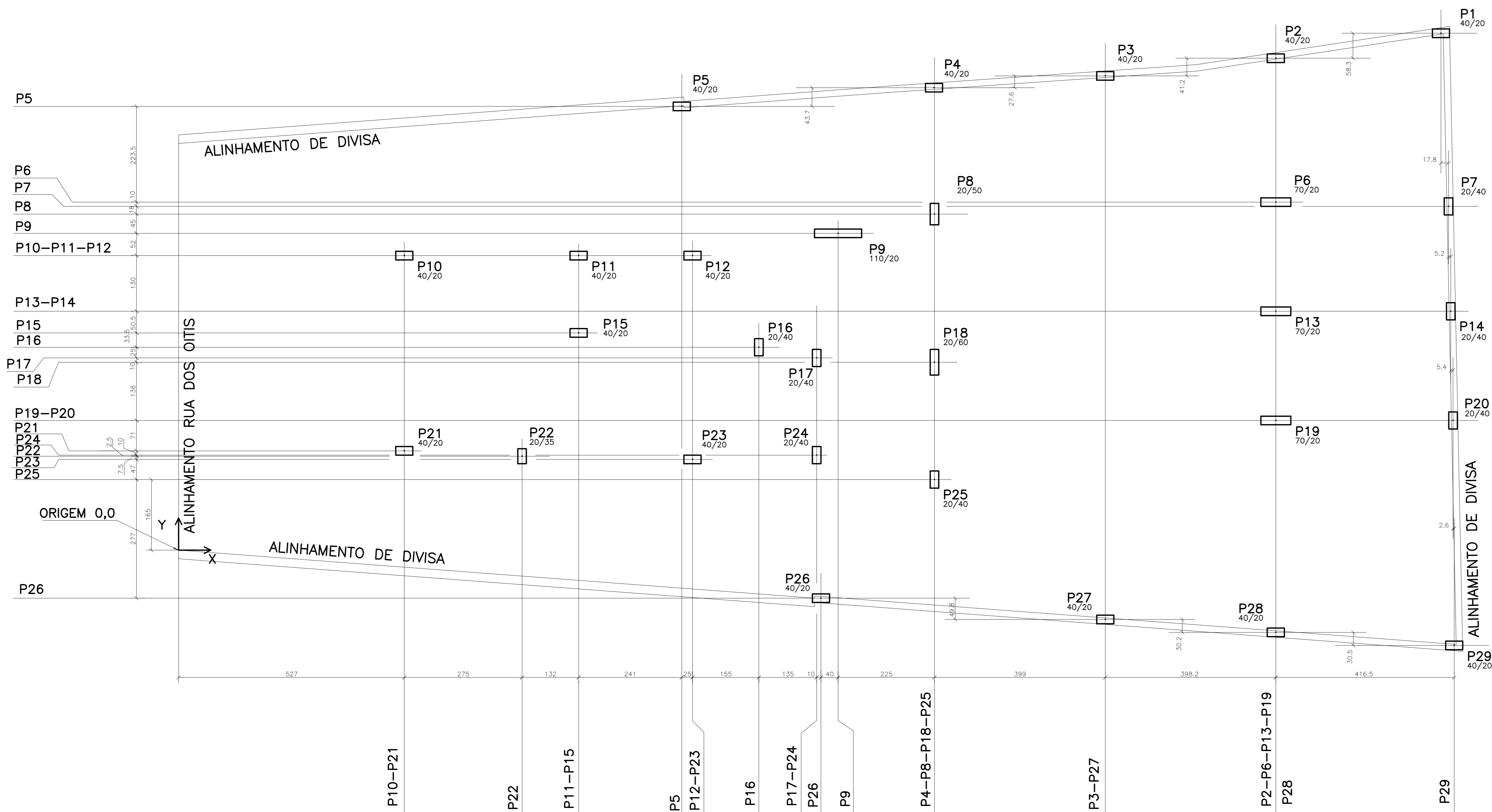
Fonte: Das autoras (2021).

Tabela 32 - Metodologias de projeto e capacidades de carga método UFRGS (2005) para a área representativa 2.

Profundidade (m)	Q_{ult} autor (kN)	P_a norma (kN)	1ª metodologia R ≤ 1600 (kN)	2ª metodologia L ≤ 17m	3ª metodologia 20 < N_{spt} < 45
0	0,00	0,00	OK	OK	OK
1	39,68	19,84	OK	OK	OK
2	65,44	32,72	OK	OK	OK
3	114,85	57,43	OK	OK	OK
4	177,15	88,57	OK	OK	OK
5	252,13	126,06	OK	OK	OK
6	326,54	163,27	OK	OK	OK
7	419,82	209,91	OK	OK	OK
8	525,23	262,62	OK	OK	OK
9	642,58	321,29	OK	OK	OK
10	634,28	317,14	OK	OK	OK
11	805,10	402,55	OK	OK	OK
12	938,39	469,20	OK	OK	NÃO OK
13	1070,63	535,31	OK	OK	NÃO OK
14	1226,31	613,16	OK	OK	NÃO OK
15	1392,89	696,45	OK	OK	NÃO OK
16	1453,42	726,71	OK	OK	NÃO OK
17	1583,65	791,83	OK	OK	NÃO OK
18	1718,27	859,13	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
19	1857,16	928,58	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
20	1944,78	972,39	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
21	2141,55	1070,78	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK
22	2347,19	1173,60	NÃO OK	NÃO OK	NÃO OK

Fonte: Das autoras (2021).

ANEXO A – Planta edificio



LOCAÇÃO DOS PILARES E CARGAS APLICADAS À FUNDAÇÃO

ESCALA: 1:50

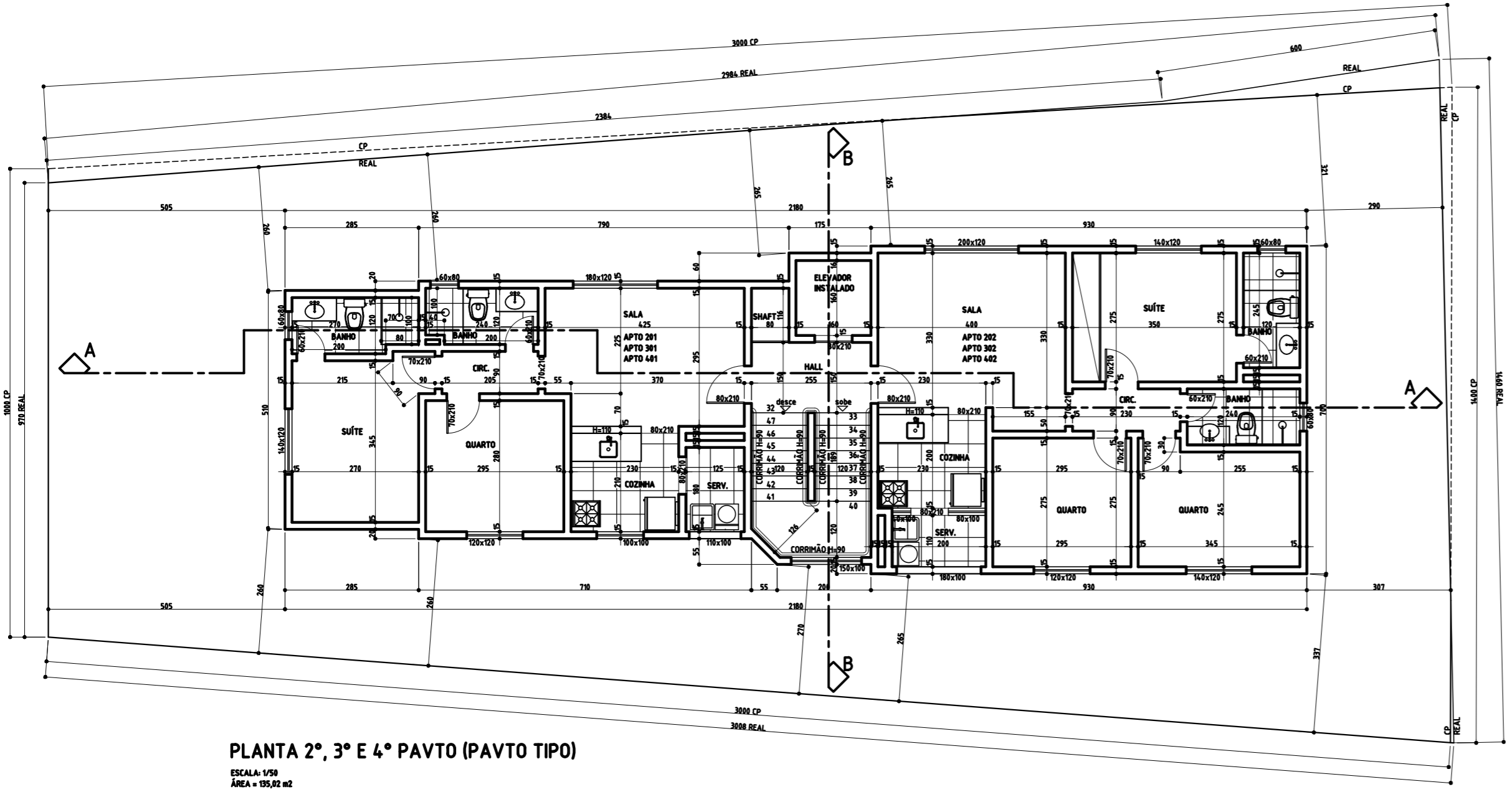
Baricentros de pilares			
Pilar	X (cm)	Pilar	Y (cm)
P21	527.0	P29	-222.5
P10	527.0	P28	-192.0
P22	802.0	P27	-161.8
P15	934.0	P26	-112.0
P11	934.0	P25	165.0
P5	1175.0	P23	212.0
P23	1200.0	P22	219.5
P12	1200.0	P24	222.0
P16	1355.0	P21	232.0
P24	1490.0	P19	303.0
P17	1490.0	P20	303.0
P26	1500.0	P18	439.0
P9	1540.0	P17	449.0
P18	1765.0	P16	474.0
P25	1765.0	P15	507.5
P8	1765.0	P13	558.0
P4	1765.0	P14	558.0
P27	2164.0	P10	688.0
P3	2164.0	P11	688.0
P28	2562.2	P12	688.0
P2	2562.2	P9	740.0
P19	2562.2	P8	785.0
P13	2562.2	P7	803.0
P6	2562.2	P6	813.0
P1	2947.7	P5	1036.5
P7	2965.5	P4	1080.2
P14	2970.7	P3	1107.8
P20	2976.1	P2	1149.0
P29	2978.7	P1	1207.3

Pilar	Carga (kN)
P1	137.29
P2	176.52
P3	255.55
P4	186.33
P5	127.49
P6	912.02
P7	107.87
P8	794.34
P9	715.89
P10	490.34
P11	509.95
P12	451.11
P13	1343.52
P14	98.07
P15	804.15
P16	98.07
P17	794.34
P18	1343.52
P19	1608.30
P20	98.07
P21	343.23
P22	362.85
P23	529.56
P24	500.14
P25	882.60
P26	147.10
P27	353.04
P28	254.97
P29	156.91

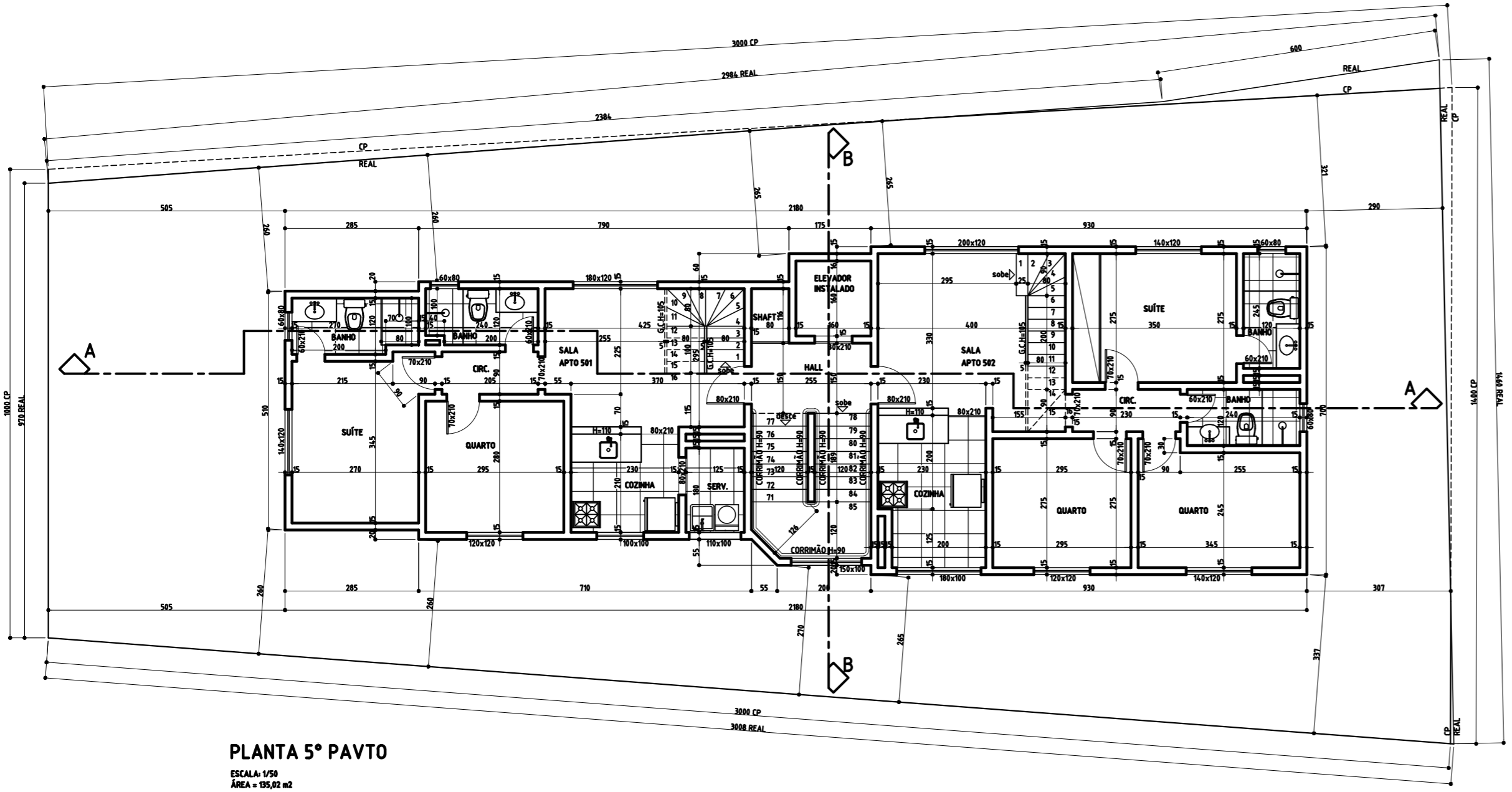
1 - CONCRETO (PARA TODOS OS NÍVEIS)	
1.1 - f _{ck} = resistência característica a compressão mínima =	25 MPa
1.2 - f _{ctk} = resistência característica a tração mínima =	1.8 MPa
1.3 - E _{ci} = módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial =	28 GPa
1.4 - E _{cs} = módulo de elasticidade secante =	23 GPa
1.5 - Consumo mínimo de cimento para produção em usina =	300 kg/m ³
1.6 - Relação água/cimento em massa	< 0.60
1.7 - Controle sistemático obrigatório com retirada de corpos de prova a critério do tecnologista de concreto e de acordo com a Norma 12655 - "CONCRETO: PREPARO, CONTROLE E RECEBIMENTO"	

NOTAS:

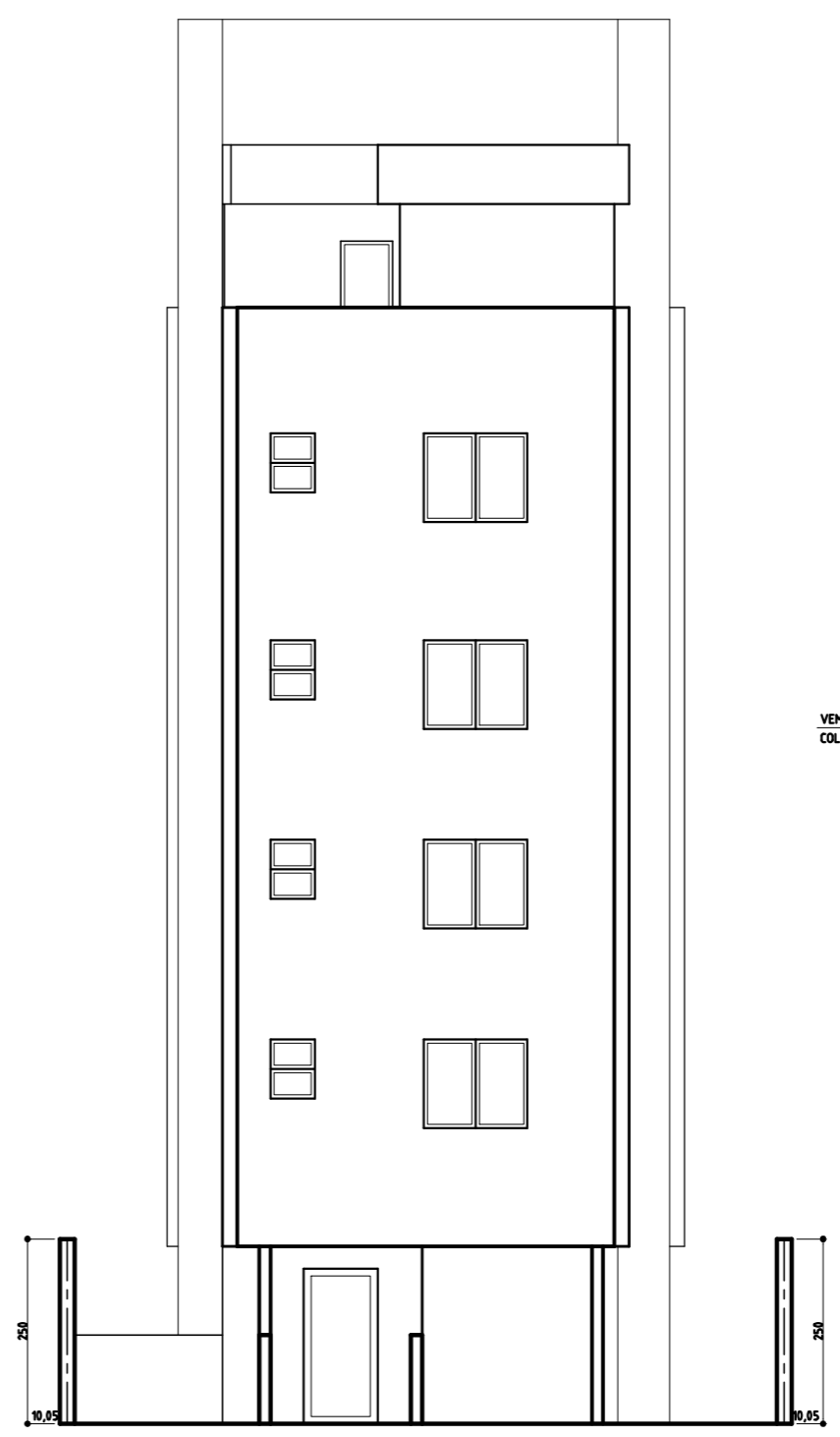
- 1 - DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS EM METROS;
- 2 - COTA REFERENCIAL 10,05 - ORIGEM 0,0 : PROLONGAMENTO



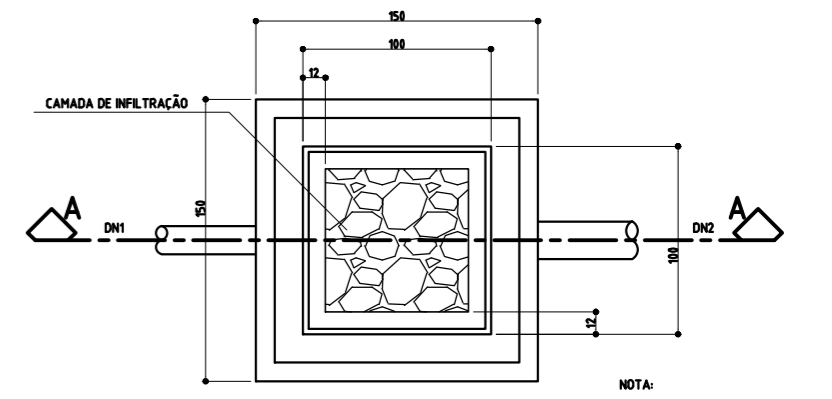
PLANTA 2°, 3° E 4° PAVTO (PAVTO TIPO)
 ESCALA: 1/50
 ÁREA = 195,02 m²



PLANTA 5° PAVTO
 ESCALA: 1/50
 ÁREA = 195,02 m²

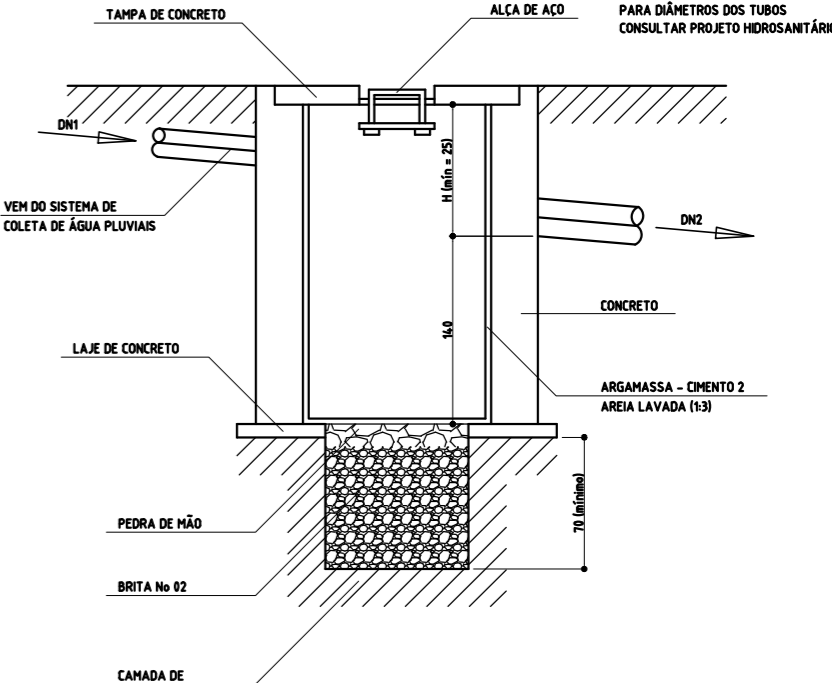


FACHADA
 ESCALA: 1/50



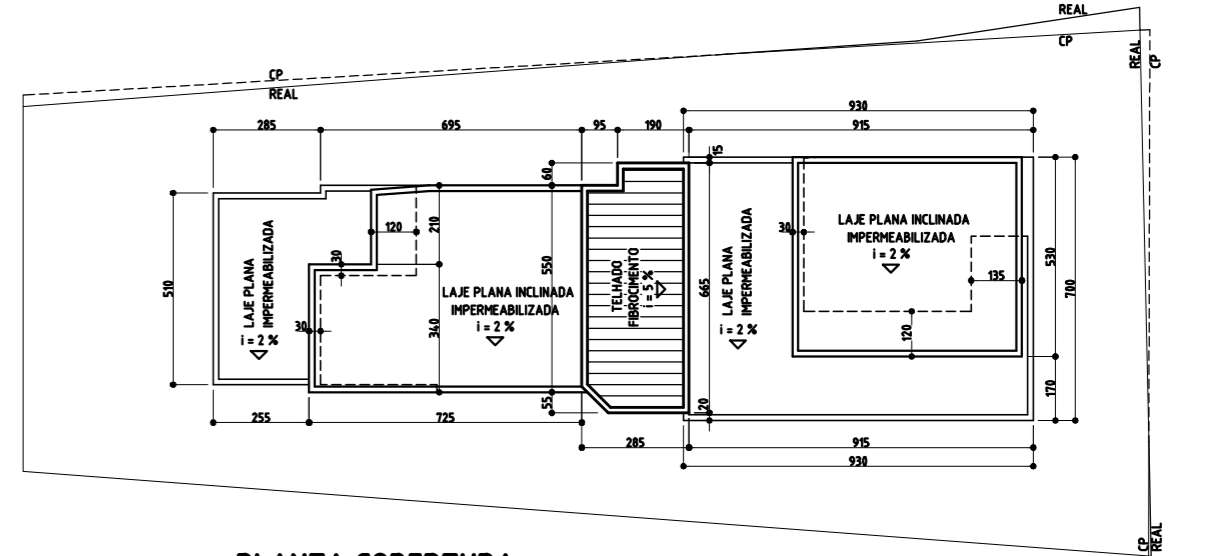
PLANTA
 ESCALA: 1/20

NOTA:
 ÁREA DO TERRENO = 360,00 m²
 TAXA DE PERMEABILIDADE = 10%
 0,10 x 360,00 m² = 36,00 m²
 ESTABELECIDO UM VOLUME MÍNIMO
 DE 25 LITROS DE ÁREA PERMEÁVEL (LITROS = 25LITROS/m²)
 TERREÇOS 36,00 m² x 25 L/m² = 900 LITROS OU 0,90 m³ DE VOLUME ÚTIL.
 ADOTAREMOS UMA CAIXA DE CAPTAÇÃO E DRENAÇÃO MÍNIMA
 DE 100 x 100 x 140
 PARA DIÂMETROS DOS TUBOS
 CONSULTAR PROJETO HIDROSANITÁRIO.

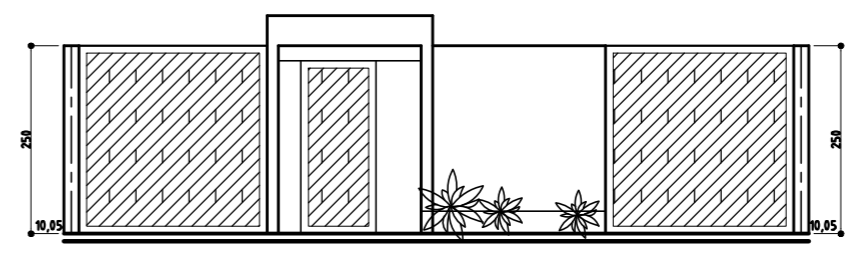


CORTE AA
 ESCALA: 1/20

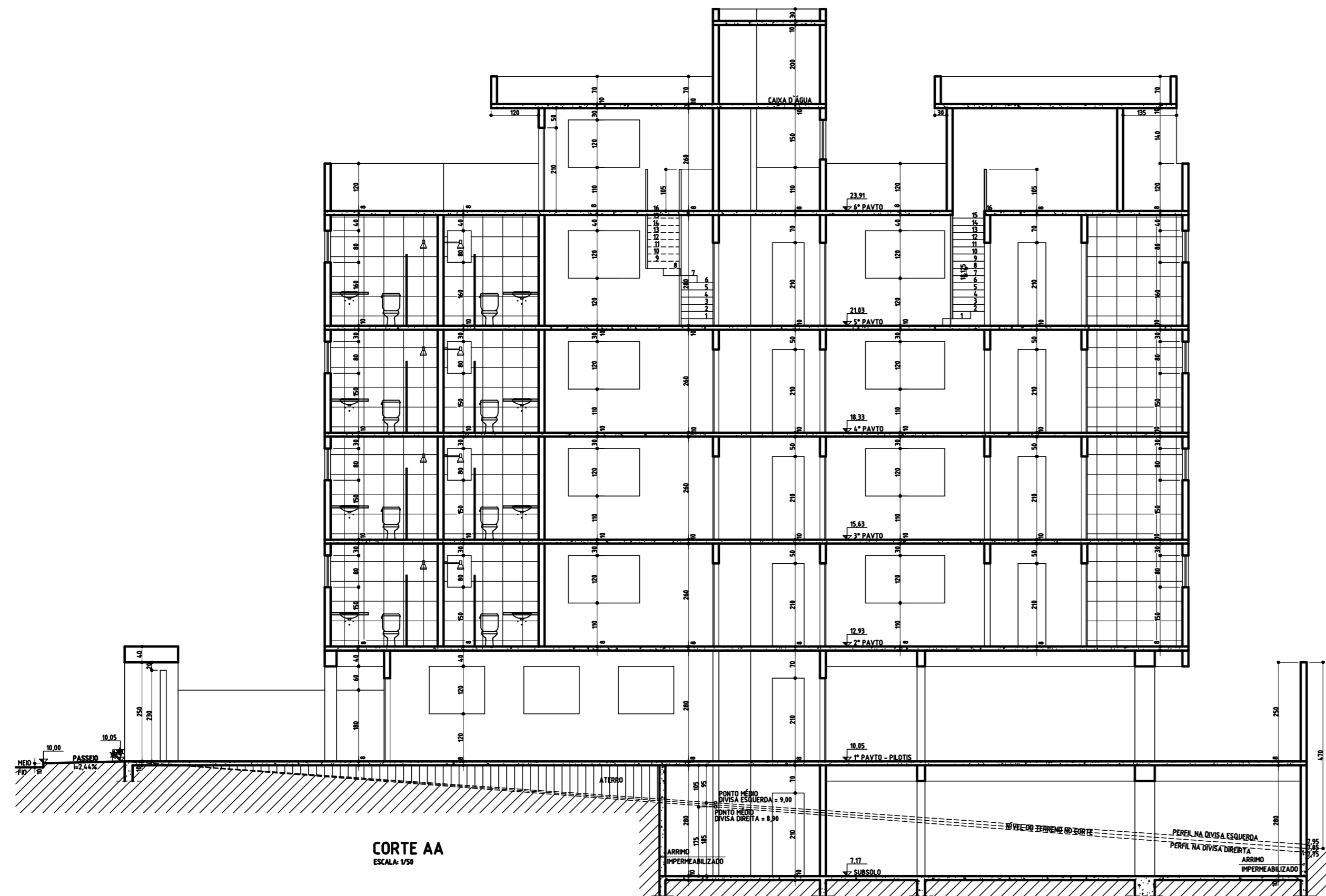
DETALHE DA CAIXA DE CAPTAÇÃO PARA ÁGUAS PLUVIAIS



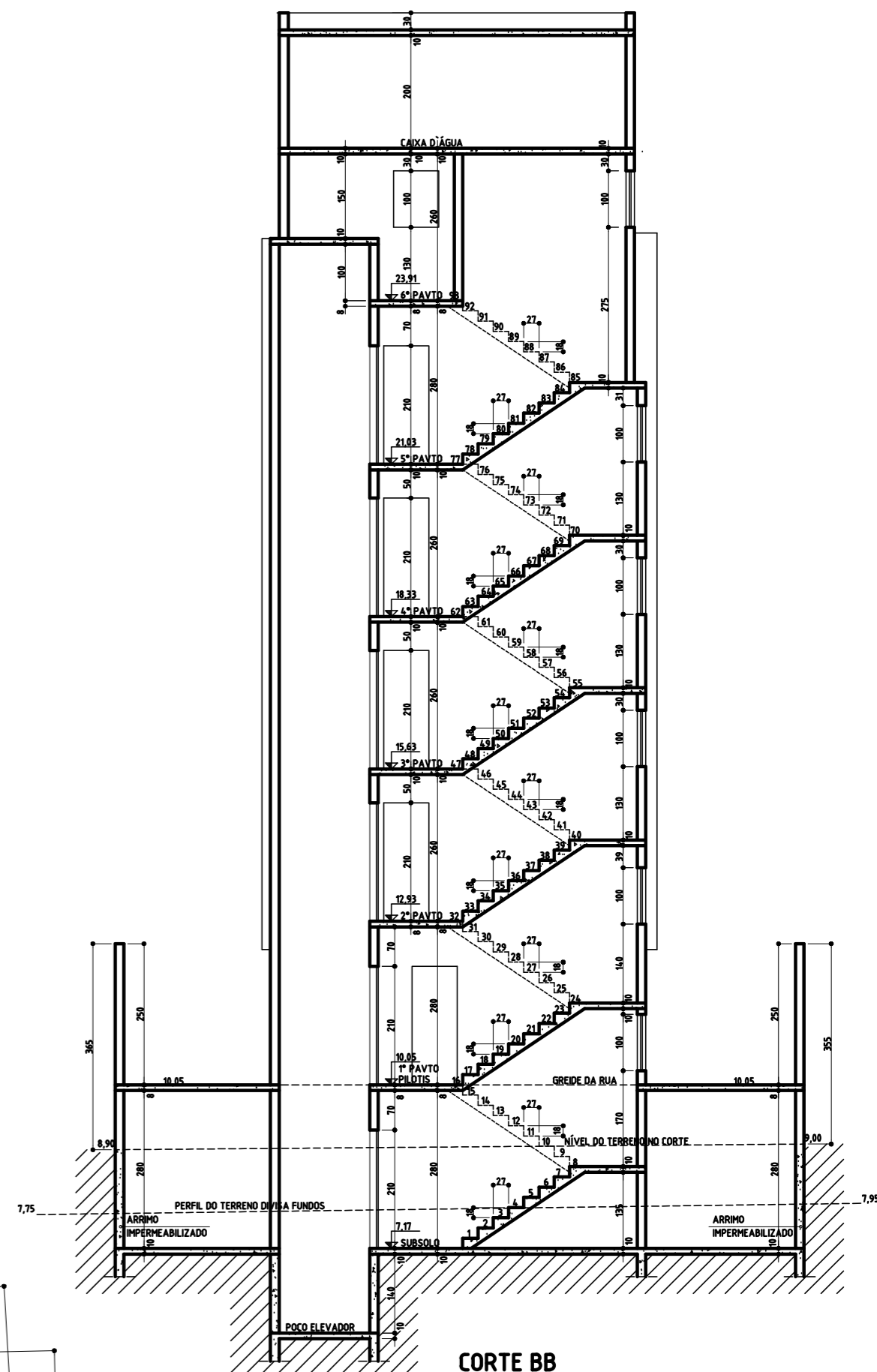
PLANTA COBERTURA
 ESCALA: 1/100



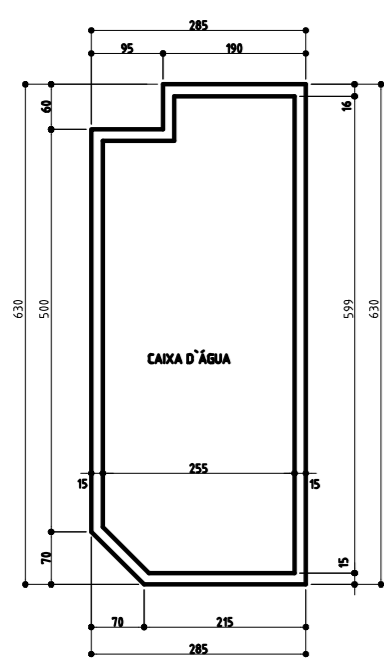
GRADIL
 ESCALA: 1/50



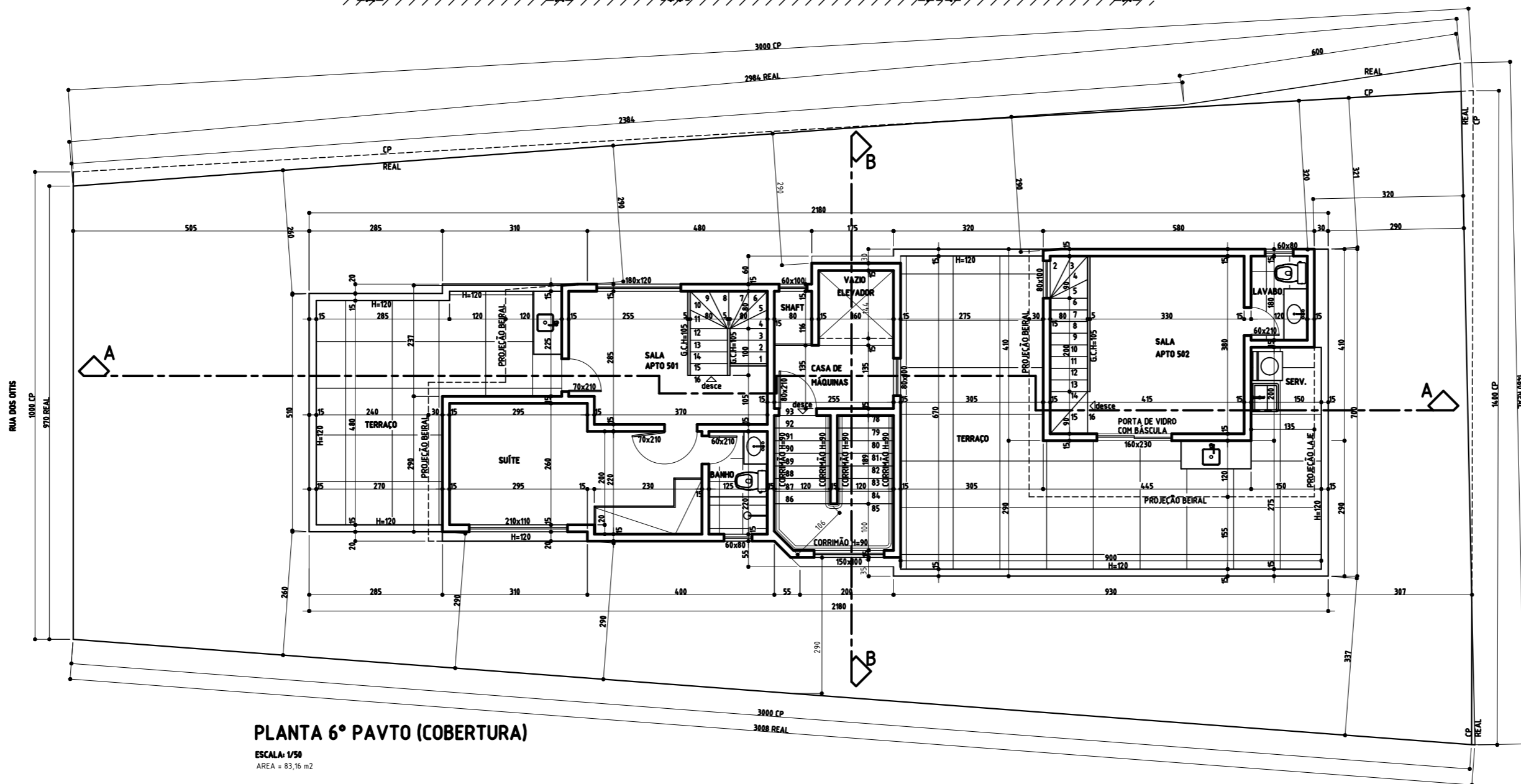
CORTE AA
ESCALA: 1/50



CORTE BB
ESCALA: 1/50



PLANTA CAIXA D'ÁGUA
ESCALA: 1/50
ÁREA = 10,14 m2

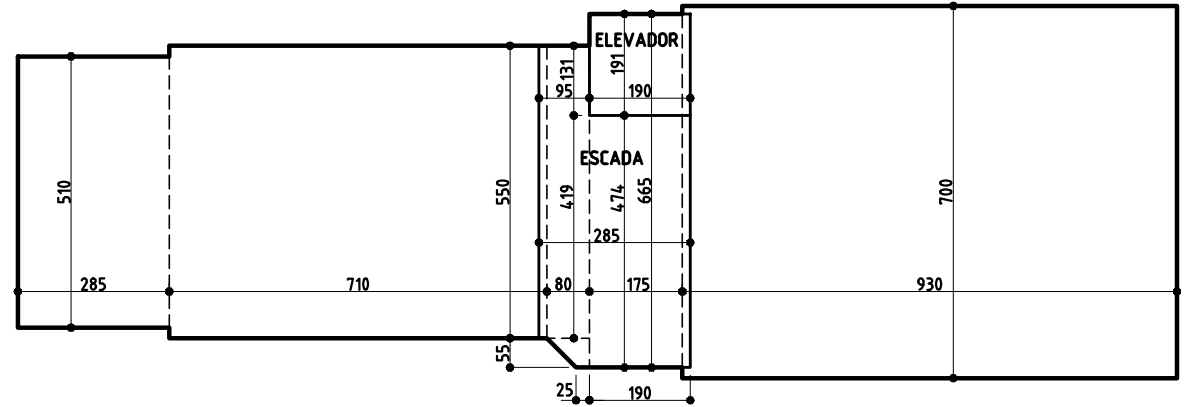
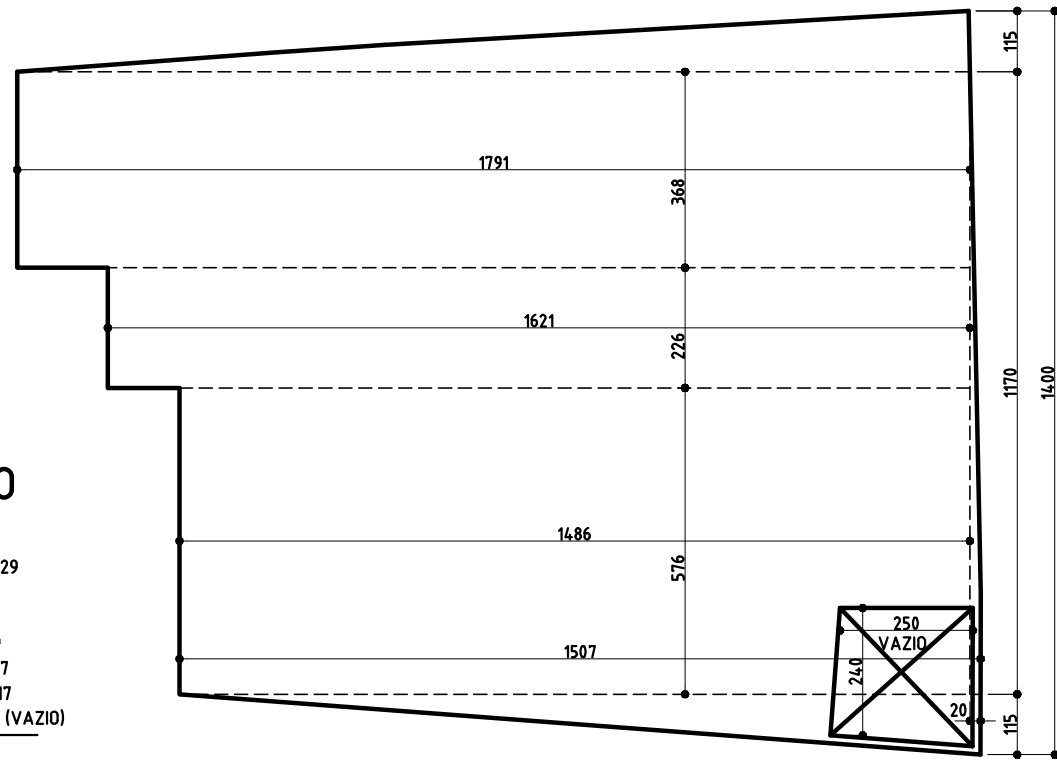


PLANTA 6º PAVTO (COBERTURA)
ESCALA: 1/50
ÁREA = 83,16 m2

SUBSOLO

ESCALA: 1/100

$17,91 \times 1,15 / 2 = 10,29$
 $17,91 \times 3,68 = 65,91$
 $16,21 \times 2,26 = 36,63$
 $14,86 \times 5,76 = 85,59$
 $15,07 \times 1,15 / 2 = 8,67$
 $0,20 \times 11,70 / 2 = 1,17$
 $- 2,40 \times 2,50 = 6,00$ (VAZIO)
TOTAL = 202,26 m²



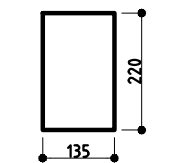
2°, 3°, 4° E 5° PAVTO

ESCALA: 1/100

$2,85 \times 5,10 = 14,54$
 $7,10 \times 5,50 = 39,05$
 $0,80 \times 5,50 = 4,40$
 $(0,25 + 0,80) \times 0,55 / 2 = 0,29$
 $1,75 \times 6,65 = 11,64$
 $9,30 \times 7,00 = 65,10$
TOTAL ÁREA BRUTA = 135,02 m²

ELEVADOR = 1,90 x 1,90 = 3,63 m²
ESCALA =
 $0,95 \times 1,31 = 1,24$
 $2,85 \times 4,19 = 11,94$
 $(0,25 + 0,80) \times 0,55 / 2 = 0,29$
 $1,90 \times 0,55 = 1,04$
14,51 m²

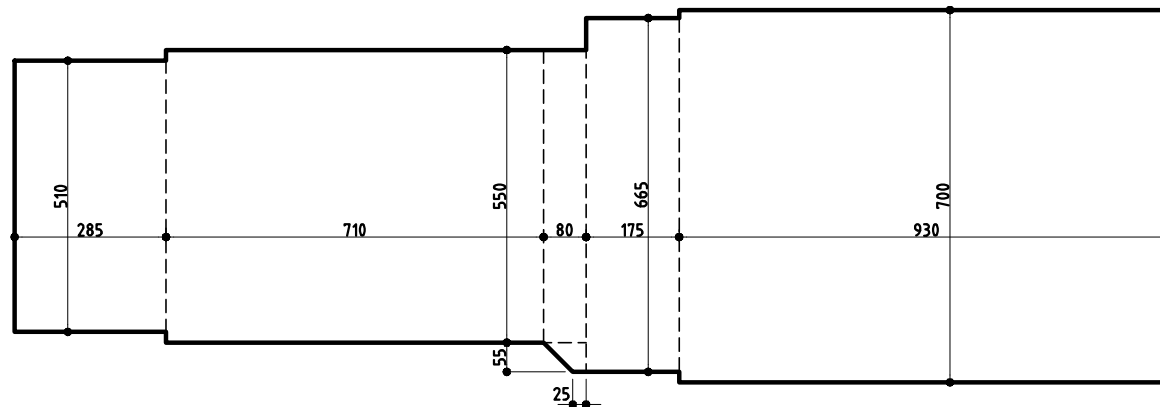
ÁREA BRUTA = 135,02 m²
ÁREA A DESCONTAR = 18,14 m²
TOTAL ÁREA LÍQUIDA = 116,88 m²



GUARITA

ESCALA: 1/100

$1,35 \times 2,20 = 2,97 \text{ m}^2$



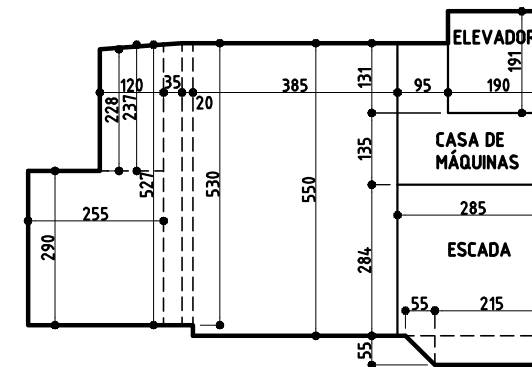
1° PAVTO - PILOTIS

ESCALA: 1/100

$2,85 \times 5,10 = 14,54$
 $7,10 \times 5,50 = 39,05$
 $0,80 \times 5,50 = 4,40$
 $(0,25 + 0,80) \times 0,55 / 2 = 0,29$
 $1,75 \times 6,65 = 11,64$
 $9,30 \times 7,00 = 65,10$
TOTAL = 135,02 m²

SOMATÓRIO TOTAL DE ÁREAS QUADRO RESUMO			
	ÁREA BRUTA	ÁREA A DESC.	ÁREA LÍQUIDA
SUBSOLO	202,26 m ²	202,26 m ²	
1° PAVTO (PILOTIS)	135,02 m ²	135,02 m ²	
2° PAVTO	135,02 m ²	18,14 m ²	116,88 m ²
3° PAVTO	135,02 m ²	18,14 m ²	116,88 m ²
4° PAVTO	135,02 m ²	18,14 m ²	116,88 m ²
5° PAVTO	135,02 m ²	18,14 m ²	116,88 m ²
6° PAVTO (COB.)	83,16 m ²	45,01 m ²	38,15 m ²
CX. D'ÁGUA	18,14 m ²	18,14 m ²	
GUARITA	2,97 m ²	2,97 m ²	
TOTAL	981,63 m²	475,96 m²	505,67 m²

OBSERVAÇÃO:
O CÁLCULO DA ÁREA PERMEÁVEL ESTÁ NA
FOLHA 01/03 DO PROJETO ARQUITETÔNICO.

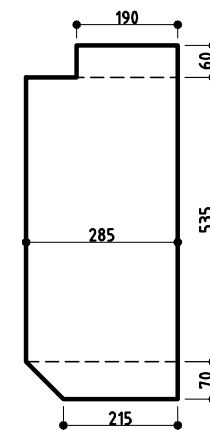


6° PAVTO (COBERTURA)

ESCALA: 1/100

ELEVADOR = 1,90 x 1,91 = 3,63 m²
CASA DE MÁQUINAS = (0,95 x 1,31) + (2,85 x 1,35) = 5,09 m²
ESCALA = (2,85 x 2,84) + (0,55 x 0,55 / 2) + (2,15 x 0,55) = 9,42 m²
 $3,85 \times 5,50 = 21,18$
 $0,20 \times 5,30 = 1,06$
 $(5,30 + 5,27) \times 0,35 / 2 = 1,85$
 $2,55 \times 2,90 = 7,40$
 $(2,28 + 2,37) \times 1,20 / 2 = 2,79$
 $5,27 + 5,30) \times 0,38 / 2 = 2,01$
 $5,42 \times 5,30 = 28,73$
TOTAL ÁREA BRUTA = 83,16 m²

ÁREA BRUTA = 83,16 m²
ÁREA DESCONTAR = 135,02 / 3 = 45,01 m²
TOTAL ÁREA LÍQUIDA = 38,15 m²

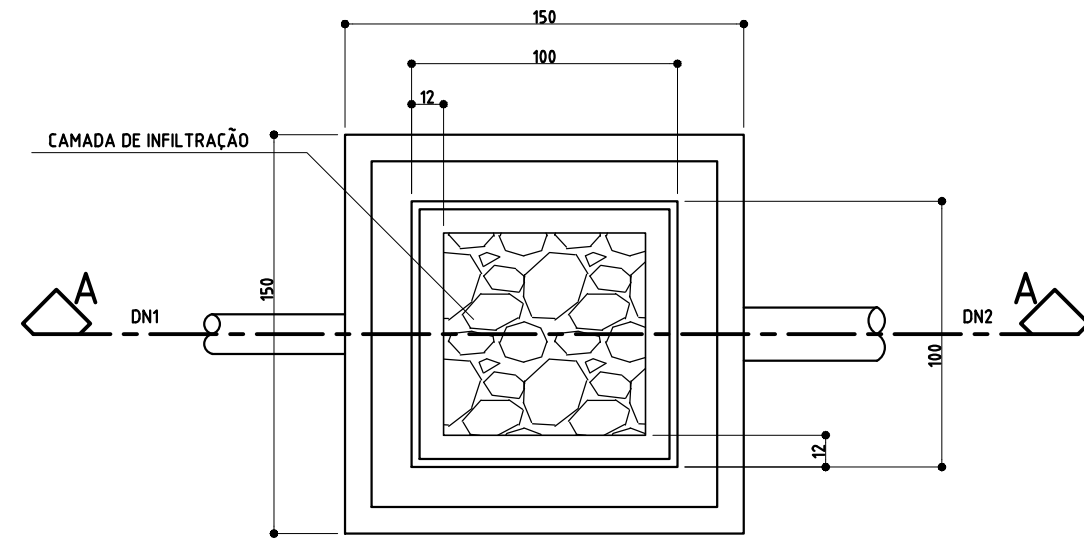


CAIXA D'ÁGUA

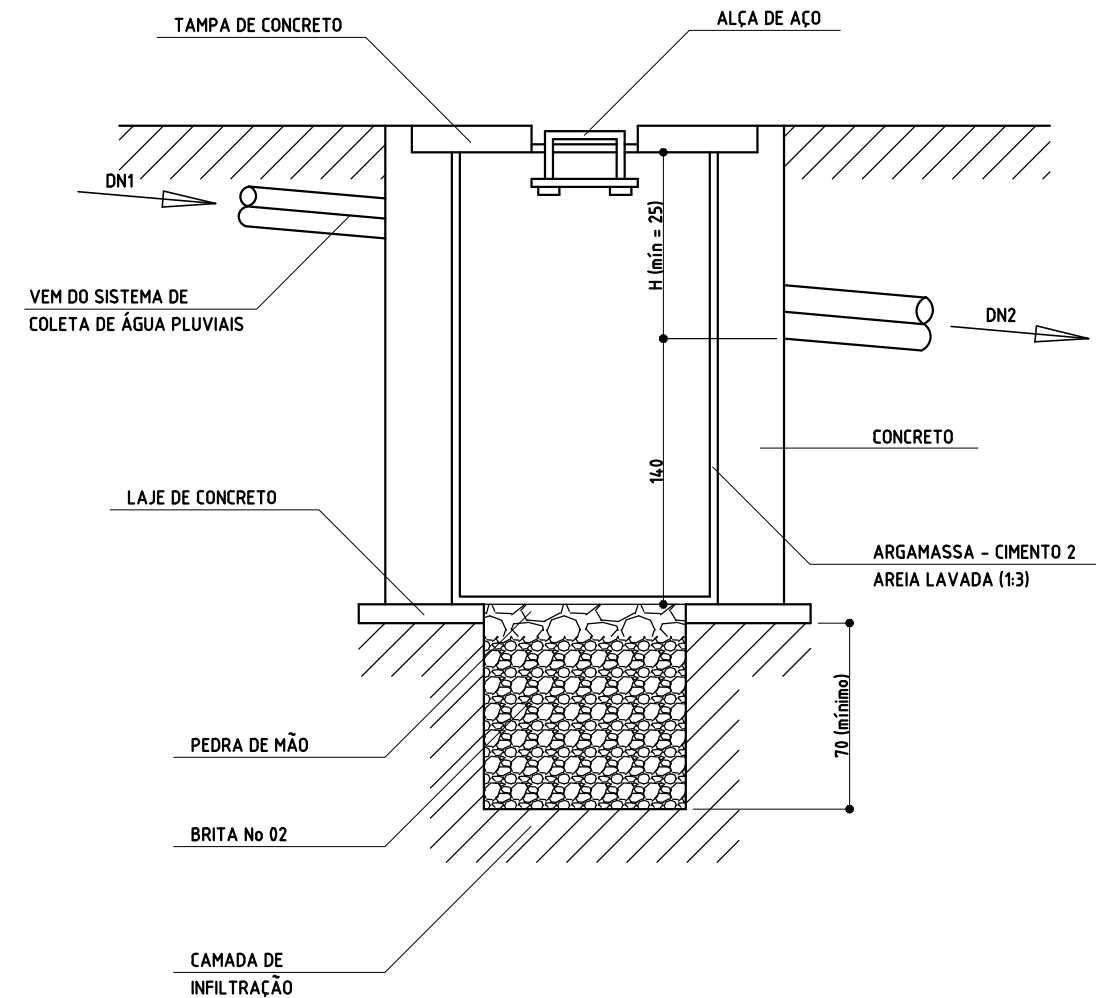
ESCALA: 1/100

$1,90 \times 0,60 = 1,14$
 $2,85 \times 5,35 = 15,25$
 $(2,15 + 2,85) \times 0,70 / 2 = 1,75$
TOTAL = 18,14 m²

CÁLCULO DE ÁREA CONSTRUÍDA E PERMEÁVEL



PLANTA
ESCALA: 1/20



CORTE AA
ESCALA: 1/20

NOTA:

ÁREA DO TERRENO = 360,00 m²
 TAXA DE PERMEABILIDADE = 10%
 $0,10 \times 360,00 \text{ m}^2 = 36,00 \text{ m}^2$
 ESTABELECENDO UM VOLUME MÍNIMO
 DE 25 l/m² DE ÁREA PERMEÁVEL (LEI082 = 25litros/m²)
 TEREMOS $36,00 \text{ m}^2 \times 25 \text{ l/m}^2 = 900 \text{ litros}$ OU 0,90 m³ DE VOLUME ÚTIL
 ADOTAREMOS UMA CAIXA DE CAPTAÇÃO E DRENAGEM MÍNIMA
 DE 100 x 100 x 140

PARA DIÂMETROS DOS TUBOS
 CONSULTAR PROJETO HIDROSANITÁRIO.

DETALHE DA CAIXA DE CAPTAÇÃO E DRENAGEM PARA ÁGUAS PLUVIAIS

ANEXO B – Ensaios SPT

RELATÓRIO DE SONDAGEM - S P T

REL.: 284/10

AMOSTRADOR.

Ø INT. 1.3/8
Ø EXT. 2

CLIENTE:

N. FURO.

SP01

ESC.
S/E

PESO:

65 KG

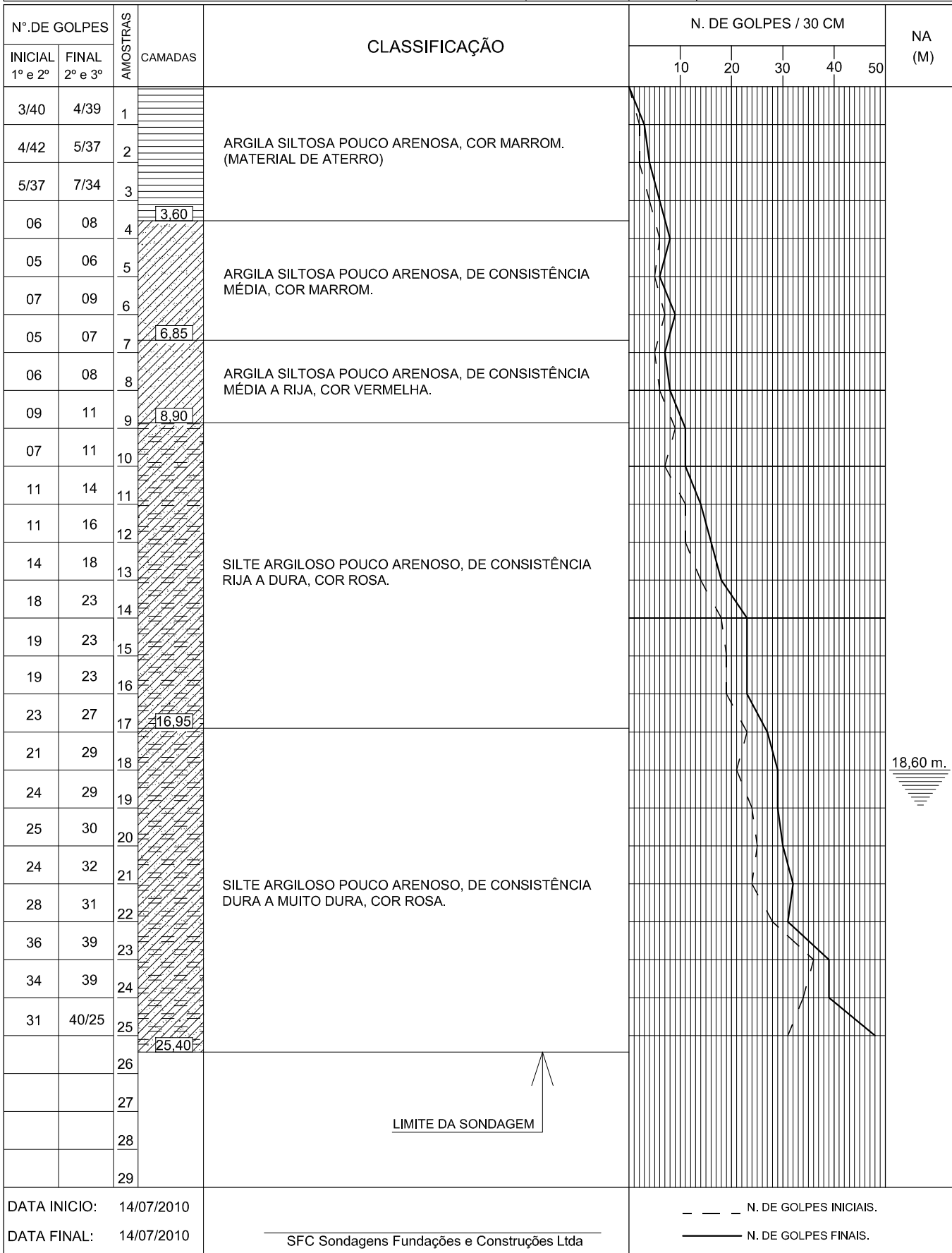
ALT. DE QUEDA:

75 CM

OBRA:

COTA.

99,10



RELATÓRIO DE SONDAGEM - S P T

REL.: 284/10

AMOSTRADOR.

Ø INT. 1.3/8
Ø EXT. 2

CLIENTE:

N. FURO.

SP02

ESC.
S/E

PESO:

65 KG

ALT. DE QUEDA:

75 CM

OBRA:

COTA.

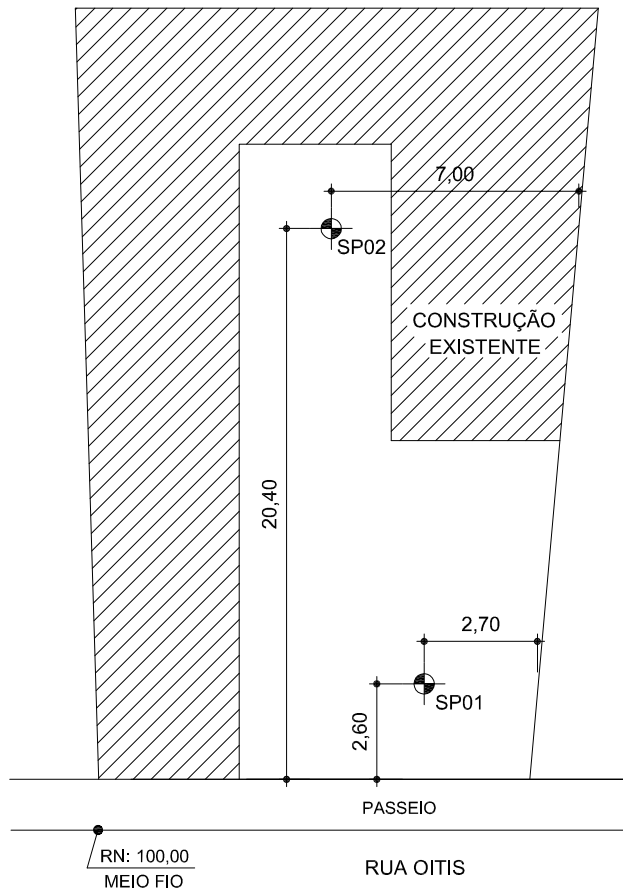
98,55

Nº. DE GOLPES		AMOSTRAS	CAMADAS	CLASSIFICAÇÃO	N. DE GOLPES / 30 CM					NA (M)	
INICIAL 1º e 2º	FINAL 2º e 3º				10	20	30	40	50		
5/35	6/33	1	[Hatched]	ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, DE CONSISTÊNCIA MOLE A MÉDIA, COR MARROM.	[Graph]					17,95 m. [Symbol]	
3/37	4/35	2									
05	07	3	2,85	ARGILA SILTOSA POUCO ARENOSA, DE CONSISTÊNCIA MÉDIA A RIJA, COR VERMELHA.	[Graph]						
07	09	4									
09	11	5									
07	11	6									
11	14	7									
11	16	8									
15	18	9	8,50		SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO, DE CONSISTÊNCIA RIJA A DURA, COR ROSA.	[Graph]					
08	10	10									
13	15	11									
17	21	12									
14	21	13									
19	25	14									
19	27	15	14,25	SILTE ARGILOSO POUCO ARENOSO, DE CONSISTÊNCIA DURA A MUITO DURA, COR ROSA.	[Graph]						
22	26	16									
24	28	17									
26	30	18									
25	32	19									
27	32	20									
28	36	21									
33	40	22									
46	27/15	23	23,30	[Blank]	[Graph]						
		24									
		25									
		26									
		27									
		28									
		29									
<p>DATA INICIO: 13/07/2010</p> <p>DATA FINAL: 14/07/2010</p>				<p>LIMITE DA SONDAGEM</p>		<p>--- N. DE GOLPES INICIAIS.</p> <p>— N. DE GOLPES FINAIS.</p>					

CROQUI DE LOCAÇÃO

CLIENTE:

OBRA:



OBS:

DESENHO SEM ESCALA.
DIMENSÕES EM METROS.