

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS  
CENTRO DE TECNOLOGIA - CTEC  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MATHEUS CHAVES DE AMORIM LÚCIO

**ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DE PROJETO DE FUNDAÇÕES NÃO  
CONVENCIONAIS EM SOLO ARENOSO COM A PRESENÇA DE ROCHA  
CALCÁRIA.**

Maceió

2023

MATHEUS CHAVES DE AMORIM LÚCIO

**ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DE PROJETO DE FUNDAÇÕES NÃO  
CONVENCIONAIS EM SOLO ARENOSO COM A PRESENÇA DE ROCHA  
CALCÁRIA.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas, como forma de obtenção do título de Bacharelado em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Juliane Andréia Figueiredo Marques.

Maceió

2023

**Catálogo na Fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca Central**  
**Divisão de Tratamento Técnico**

Bibliotecário: Marcelino de Carvalho Freitas Neto – CRB-4 – 1767

- L938e Lúcio, Matheus Chaves de Amorim.  
Estudo de caso : análise de projeto de fundações não convencionais em solo arenoso com a presença de rocha calcária / Matheus Chaves de Amorim Lúcio. – Maceió, 2023.  
90 f. : il., grafs. e tabs. color.
- Orientadora: Juliane Andréia Figueiredo Marques.  
Monografia (Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2023.
- Bibliografia: f. 61-62.  
Anexos: f. 63-90.
1. Estacaria (Engenharia civil). 2. Sapata apoiada em rocha. 3. Melhoramento de rocha. 4. Capacidade de carga lateral. I. Título.

CDU: 624.154

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de expressar minha profunda gratidão aos meus pais, Lourdinei e Eliezer, pela extraordinária influência que tiveram na minha formação e educação. A criação familiar que me proporcionaram foi fundamental para moldar minha visão de mundo, valores e ética de trabalho. Ao longo dos anos, meus pais demonstraram um compromisso incansável com a minha educação, sacrificando seu tempo e recursos para me proporcionar as melhores oportunidades de aprendizado. Sua dedicação e apoio inabalável foram as bases sobre as quais construí minha jornada acadêmica. O amor que eles me deram foi a força motriz por trás do meu sucesso, incentivando-me a superar desafios e acreditar em mim mesmo.

Gostaria de expressar minha profunda gratidão à minha incrível irmã, Milena, por sua presença constante e apoio amoroso ao longo da minha jornada acadêmica. Além disso, sua dedicação aos estudos e conquistas pessoais serviu como um exemplo inspirador para mim. Sua determinação e paixão pela aprendizagem me motivaram a me esforçar ainda mais em minha jornada acadêmica.

Gostaria de expressar minha sincera gratidão à minha querida namorada, Gabriela, por ser uma fonte constante de amor, apoio e inspiração ao longo deste período desafiador de minha vida. Sua compreensão, paciência e compaixão tornaram esta jornada acadêmica muito mais significativa.

Gostaria de expressar minha sincera gratidão à empresa CODAÇO, em nome do Engº Felipe, por me proporcionar uma experiência de estágio valiosa e enriquecedora. Sua orientação e mentoramento desempenharam um papel fundamental no meu crescimento profissional e no desenvolvimento das habilidades que adquiri durante este período.

Quero expressar minha profunda gratidão à minha orientadora, professora Juliane Ross, por sua orientação e apoio inestimáveis ao longo deste processo. Sua expertise, paciência e compromisso com a excelência acadêmica foram cruciais para o sucesso deste trabalho. Sou imensamente grato por ter tido a oportunidade de aprender sob sua orientação.

Gostaria de estender meu sincero agradecimento a todos os meus queridos colegas de graduação, Paulo, Marcelo, Rosa e João. Nossa jornada acadêmica foi repleta de desafios e conquistas compartilhadas, e cada um de vocês desempenhou um papel fundamental em tornar essa experiência significativa e memorável.

Por fim, gostaria de expressar minha sincera gratidão à empresa AGM por sua generosa contribuição à minha pesquisa. Estou profundamente grato pelo suporte e

cooperação, que não apenas enriqueceram meu trabalho, mas também ampliaram nossa compreensão no campo de estudo.

## RESUMO

LÚCIO, M. C. A. Estudo de caso: **Análise de projeto de fundações não convencionais em solo arenoso com a presença de rocha calcária.** Trabalho de conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió.

Neste trabalho apresenta-se a análise de um projeto de fundações parcialmente dividido entre estacas rotativas injetadas com bulbos e sapatas assentes em rocha calcária melhorada com colunas argamassadas, localizado na região praieira da cidade de Maceió, Alagoas, situada na região Nordeste do Brasil. As sondagens realizadas indicaram que 47,5% e 52,5% da área do terreno era composta por solo arenoso e rocha calcária, respectivamente. Inviabilizando a utilização das estacas hélices contínuas, a mais utilizada na região, além disso, pelo alto custo da mobilização, as estacas raiz foram descartadas. Para o trecho em solo arenoso foram adotadas estacas rotativa Injetadas 0,40 m de diâmetro, 10 m de comprimento e 2 alargamento do fuste (bulbos), localizados a 3,25 m e 7,75 m do topo da estaca. Para o trecho em rocha calcária foram adotadas sapatas assentes diretamente em rocha calcária, para preencher as possíveis cavernas na rocha, foi realizado uma malha de 700 x 700 mm com colunas argamassadas de 0,1 m de diâmetro e 4,50 m de comprimento em toda base da sapata. Para análise do desempenho da fundação foram realizadas duas provas de carga estáticas lentas, sendo um ensaio com a sapata apoiada em rocha (PC-1) e o outro ensaio com a estaca apoiada em solo (PC-2). No ensaio PC-1 foi aplicada uma carga final de 204 tf/m<sup>2</sup>, com recalque máximo de 17,70 mm e um recalque na pressão de trabalho de 6,46 mm. No ensaio PC-2 foi aplicada uma carga final de 180 tf, com recalque máximo de 36,47 mm e um recalque na carga de trabalho de 5,07 mm. Como a tensão admissível da rocha calcária e a carga de projeto das estacas foram definidas em 100 tf/m<sup>2</sup> e 60 tf, respectivamente, e a diferença de recalque na carga de trabalho foram insignificantes, as análises dos resultados das provas de cargas mostraram que as premissas de projeto atenderam tanto aos critérios de ruptura quanto as de recalques admissíveis.

**Palavras-Chave:** Estaca rotativa-injetada; Sapata apoiada em rocha; Melhoramento de rocha; Capacidade de carga.

## ABSTRACT

LÚCIO, M. C. A. **Case Study: Analysis of non-conventional foundation design in sandy soil with the presence of limestone rock.** Trabalho de conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Alagoas, Maceió.

This work presents the analysis of a foundation project partially divided between injected rotary piles with bulbs and footings based on improved limestone rock with mortared columns, located in the beach region of the city of Maceió, Alagoas, located in the Northeast region of Brazil. The surveys carried out indicated that 47.5% and 52.5% of the land area was made up of sandy soil and limestone, respectively. Making the use of continuous helix piles, the most used in the region, unfeasible, in addition, due to the high cost of mobilization, the Root piles were discarded. For the section in sandy soil, Injected Rotary Piles with a diameter of 0.40 m, 10 m in length and 2 shaft extensions (bulbs) were adopted, located 3.25 m and 7.75 m from the top of the pile. For the section in limestone rock, footings placed directly on limestone rock were adopted, to fill the possible caves in the rock, a 700 x 700 mm mesh was created with mortared columns of 0.1 m in diameter and 4.50 m in length in the entire base of the shoe. To analyze the performance of the foundation, two slow static load tests were carried out, one test with the footing supported on rock (PC-1) and the other test with the pile supported on soil (PC-2). In the PC-1 test, a final load of 204 tf/m<sup>2</sup> was applied, with a maximum settlement of 17.70 mm and a working load settlement of 6.46 mm. In the PC-2 test, a final load of 180 tf was applied, with a maximum settlement of 36.47 mm and a working load settlement of 5.07 mm. As the allowable stress of the limestone rock and the design load of the piles were set at 100 tf/m<sup>2</sup> and 60 tf, respectively, and the difference in settlement in the working load was insignificant, the analysis of the results of the load tests showed that the design assumptions met both the rupture and allowable settlement criteria.

**Key-words:** Rotary-injected pile; Footing supported on rock; Rock improvement; Load capacity.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Elementos de fundação rasa.....	18
Figura 2 - Tipos de fundações profundas: a) estacas; b) tubulões.....	19
Figura 3 - Bloco sapata sobre uma estaca.....	20
Figura 4 - Sapata estaqueada e Radier estaqueado.....	20
Figura 5 - Etapas de execução da estaca escavada com lama, mecanizada, com bulbos.....	22
Figura 6 - Afunilamento em estacas sem bulbo.....	26
Figura 7 - Diferentes tipos de condições do estrato rochoso.....	30
Figura 8 - Ruptura de uma fundação em rocha por puncionamento.....	31
Figura 9 - Corte esquemático do ensaio.....	33
Figura 10 - Localização do empreendimento.....	35
Figura 11 - Croqui da Sondagem realizada no ano de 2021.....	36
Figura 12 - Locação dos furos realizados em 2022.....	37
Figura 13 - Modelagem 3D em planta.....	37
Figura 14 - Modelagem 3D em perspectiva.....	38
Figura 15 - Perfil estratigráfico eixo A-A'.....	38
Figura 16 - Perfil estratigráfico eixo B-B'.....	39
Figura 17 - Perfil estratigráfico eixo C-C'.....	39
Figura 18 - Perfil estratigráfico eixo D-D'.....	40
Figura 19 - Planta de locação da fundação.....	43
Figura 20 - Perfil do furo SP-01 com esboço da estaca.....	44
Figura 21 - Detalhe geral da estaca.....	45
Figura 22 - Detalhe da estaca rotativa injetada com bulbos.....	47
Figura 23 - Sapata do pilar 2.....	49
Figura 24 - Detalhamento da coluna argamassada.....	49
Figura 25 - Perfuratriz da estaca rotativa injetada.....	50
Figura 26 - Peças utilizadas na execução das estacas.....	51
Figura 27 - Haste com furo horizontal.....	51
Figura 28 - Misturador elétrico.....	52
Figura 29 - Detalhe da estaca em solo e em rocha.....	53
Figura 30 - Locação de estacas teste e bloco de compressão.....	54
Figura 31 - Locação das colunas e bloco de compressão.....	55
Figura 32 - Curva de carga recalque da prova de carga em solo.....	56
Figura 33 - Curva tensão recalque da prova de carga em rocha.....	57

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tipos de estacas e classificações.....	19
Tabela 2 - Coeficiente característico do solo $C$ .....	24
Tabela 3 - Valores do fator $\alpha$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	24
Tabela 4 - Valores do fator $\beta$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	25
Tabela 5 - Valores do fator característico dos solos para Maceió.....	28
Tabela 6 - Classificação das sapatas quanto ao tipo de carga.....	29
Tabela 7 - Classificação das sapatas quanto à forma.....	39
Tabela 8 - Tabela de cargas.....	40
Tabela 9 - Quantitativo das estacas e colunas.....	43
Tabela 10 - Determinação da geometria das sapatas.....	48

## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira

SPT – Standard Penetration Test

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>12</b>
1.1 Considerações iniciais.....	12
1.2 Objetivos.....	13
1.2.1 Objetivo geral.....	13
1.2.2 Objetivos específicos.....	13
1.3 Justificativa.....	14
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>15</b>
2.1 Concepção de Obras de Fundações.....	15
2.2 Investigações Geotécnicas.....	16
2.2.1 Sondagem à percussão (SPT).....	16
2.3 Tipos de Fundações.....	18
2.4 Fundação Rasa.....	18
2.5 Fundações Profundas.....	19
2.6 Fundação Mista.....	21
2.7 Estaca rotativa-injetada com bulbos.....	21
2.8 Capacidade de carga de estaca.....	23
2.8.1 Método Décourt-Quaresma (1978).....	24
2.8.2 Método Marques (2004).....	26
2.9 Sapata assente em rocha reforçada com argamassa.....	29
2.9.1 Sapata Isolada.....	30
2.9.2 Sapata assente em rocha.....	30
2.9.3 Reforço com argamassa.....	31
2.10 Capacidade de Carga de Sapata.....	32
2.11 Prova de carga estática.....	33
2.12 Estudo de Caso de Barbosa (2020).....	34
2.13 GEO5.....	35
<b>3. ESTUDO DE CASO.....</b>	<b>35</b>
3.1 Empreendimento.....	35
3.2 Investigação geotécnica.....	36
3.3 Cargas do projeto estrutural.....	41
3.3 Definição do tipo de fundação.....	43
3.4 Cálculo da capacidade de carga das estacas rotativas injetadas com bulbos.....	45
3.5 Cálculo da capacidade de carga das sapatas.....	48
3.6 Execução da fundação.....	51
<b>4. RESULTADOS.....</b>	<b>56</b>
4.1 Prova de carga em solo.....	56
4.2 Prova de carga em rocha.....	57
4.3 Compatibilidade das soluções de fundações.....	59

<b>5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>59</b>
<b>5.1 Conclusões.....</b>	<b>59</b>
<b>5.1 Sugestões para trabalhos futuros.....</b>	<b>60</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>61</b>
<b>ANEXO A.....</b>	<b>63</b>
<b>ANEXO B.....</b>	<b>79</b>

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações iniciais

Os elementos de fundação são uma das partes mais críticas e importantes de qualquer obra da construção civil. Eles são responsáveis por transmitir as cargas da estrutura para o solo, garantindo a estabilidade, segurança e durabilidade do empreendimento. Sem uma fundação adequada e bem projetada, uma superestrutura pode sofrer afundamentos, rachaduras, deslocamentos e até mesmo colapsar, colocando em risco a vida das pessoas e a integridade da propriedade. As fundações são divididas em 2 grandes grupos, fundações profundas e rasas (superficiais ou diretas), essa segregação é realizada através da geometria e da forma de transferência de carga ao solo pelos elementos de fundações.

Atualmente, para a construção de grandes edifícios, a escolha mais comum é a utilização de fundações profundas (estacas), principalmente por sua capacidade de transmitir as cargas da estrutura para camadas mais profundas e resistentes do solo, proporcionando maior capacidade de suporte de carga e reduzindo deslocamentos. A ABNT NRB 6122 (2019) apresenta 14 tipos de estacas, podendo ser caracterizadas, quanto ao processo executivo, entre pré-moldadas ou cravadas (concreto, madeira, aço e mega) ou moldadas in loco (hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado, estacas escavadas com ou sem fluido estabilizante, raiz, estacas injetadas, trado vazado segmentado, franki e strauss).

Considerando todas essas opções, Velloso e Lopes, em 2010, definem 4 elementos necessários para a escolha do tipo de solução de fundação, sendo eles, conhecimento da topografia da área, dados geológicos-geotécnicos, dados da estrutura a ser construída e, conhecimento da vizinhança. Além desses elementos, podemos acrescentar, aspectos financeiros, disponibilidade de matéria prima, mão de obra especializada e equipamentos de execução e produtividade.

Entre os elementos supracitados, podemos destacar a importância do conhecimento dos dados geológicos-geotécnicos do solo da região onde será lançada a fundação, uma vez que “A investigação do subsolo é a causa mais frequente de problemas de fundações. Na medida em que o solo é o meio que vai suportar as cargas, sua identificação e a caracterização de seu comportamento são essenciais à solução de qualquer problema” (MILITITSKY, CONSOLI e SCHNAID, 2015).

Segundo Marques (1997), após a verticalização da cidade de Maceió-AL, a partir da década de 80, a região praieira da cidade passava por dificuldades na execução de fundações

profundas, uma vez que, devido a ocorrência de uma camada de areia compacta a muito compacta na profundidade de 3 metros (aproximadamente) e espessura média de 3 metros, juntamente com a presença de rochas sedimentares, principalmente calcário, as estacas da época ou não conseguiam atravessar a camada ou apresentavam problemas nas construções vizinhas.

Nesse contexto, uma empresa de Maceió, a AGM Geotécnica, desenvolveu, a partir de sucessivas mudanças no processo executivo da estaca raiz, a estaca rotativa-injetada, que passou a ser uma solução de fundação bastante executada na região praieira até os dias atuais. Marques (1997), ainda apresenta, a utilização conjunta de estaca rotativa-injetada com bloco-sapata, que seria apoiado na camada de areia compacta a muito compacta, aumentando assim a capacidade de carga da fundação, resultando em projetos de fundações profundas mais econômicas. Já em Marques (2004), a partir do alargamento proposital do fuste da estaca, era possível aumentar a capacidade de carga da mesma.

Neste trabalho será mostrado um caso de obra em estaca rotativa-injetada com bulbos e apoiado em rocha melhorada com argamassa, bem como quais foram as características do perfil do subsolo que levaram a essa escolha. Sendo assim, será realizada uma análise detalhada de um projeto de fundação de um prédio residencial localizado na região praieira de Maceió-AL, mas especificamente no bairro Ponta Verde, onde foi adotada essa solução.

## **1.2 Objetivos**

### 1.2.1 Objetivo geral

Analisar uma solução de fundação em solo arenoso com a presença de rocha calcária na região praieira de Maceió - AL.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- Descrever o processo de concepção do projeto, bem como apresentar as consequências e as particularidades da solução de fundação adotada;
- Detalhar o cálculo da capacidade de carga da estaca rotativa-injetada com bulbos;
- Detalhar o cálculo da capacidade de carga da sapata assente em rocha;
- Verificar o desempenho da solução adotada através das provas de cargas estáticas.

### 1.3 Justificativa

De acordo com o Índice FipeZAP+ de março de 2023, o preço do metro quadrado da região praieira de Maceió-AL é o mais valorizado do município, juntamente com as recentes alterações no Código de Edificações da cidade que possibilitaram a construção de edifícios mais altos, e, por conseguinte, mais carregados. Entretanto, a diversidade do solo presente nesta área, bem como a comum presença de rochas sedimentares, principalmente calcário, tornam a concepção e escolha da solução de fundação um processo que demanda alto grau de acurácia e responsabilidade. Diante dessa problemática, as incertezas e patologias decorrentes de problemas construtivos podem ser minimizadas, com a correta e ampla investigação do subsolo, bem como a mudança de cultura de que gasto com investigações de subsolo não são custos, mas investimentos (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2015).

Sendo altamente empregada em casos onde as demais estacas não podem ser empregadas, por não gerar choques nem vibrações e ainda ser capaz de ser executada através de blocos de rochas (VELLOSO e LOPES, 2010), as estacas raiz, possuem grande capacidade técnica de utilização para os terrenos dessa região praieira de Maceió-AL.

Entretanto, a estaca raiz apresenta alto custo operacional, atrelado a isso, apenas os estados vizinhos ao de Alagoas possuem empresas com equipamentos capazes de realizar sua execução, ocasionando em atrasos e aumento do custo da execução da etapa de fundação.

Dessa forma, a condução deste estudo de caso é motivada pela necessidade de aprofundar nossa compreensão sobre um fenômeno, um processo ou uma situação específica, a fim de obter *insights* valiosos, identificar tendências, desvendar causas subjacentes e/ou fornecer soluções práticas. Os estudos de caso oferecem uma abordagem única para a pesquisa, permitindo uma análise detalhada e contextualizada que muitas vezes não pode ser obtida por meio de métodos quantitativos tradicionais. Além disso, ao explorar um caso particular, podemos extrair lições e aplicar conhecimentos adquiridos em contextos similares.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Concepção de Obras de Fundações

As fundações, como qualquer outra parte de uma estrutura, devem ser projetadas e executadas para garantir, sob a ação das cargas em serviço, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade (ALONSO, 1991). Estas 3 condições são abrangidas na NBR 6118 (2014), dentro dos conceitos de estados-limites, onde estado limite de último é associado a colapso total ou parcial da estrutura ou solo, e estado de limite de serviço é associado a deformações, fissuras e vibrações que possam comprometer o uso da estrutura.

Entretanto, segundo Velloso (2010), diferentemente de um projeto de estrutura, onde o projetista pode definir as características dos materiais empregados, um projeto de fundações trabalha com o solo, material este que não é fabricado pelo homem. É por essa razão, que segundo Alonso (1991), “duas estruturas com a mesma arquitetura, mesmos materiais e mesma carga não são, necessariamente, iguais quando se trata de fundações”.

Desse modo, Velloso e Lopes (2010), apresentam 4 elementos necessários para a concepção de um projeto, sendo eles:

- Topografia da Área
  - Levantamento topográfico (planialtimétrico)
  - Dados sobre taludes e encostas no terreno (ou que possam, no caso de acidentes, atingir o terreno)
  - Dados sobre erosões (ou evoluções preocupantes na geomorfologia)
- Dados Geológicos-Geotécnicos
  - Investigação do subsolo (preferencialmente em 2 etapas: preliminar e complementar)
  - Outros dados geológicos e geotécnicos (Mapas, fotos aéreas e levantamento aerofotogramétrico, artigos sobre experiências anteriores na área etc.)
- Dados da estrutura a construir
  - Tipo e uso que terá a nova obra
  - Sistema estrutural
  - Cargas (Ações nas fundações)
- Dados Sobre Construções Vizinhas
  - Tipo de estrutura e fundações
  - Número de pavimentos, carga média por pavimento
  - Desempenho das fundações
  - Existência de subsolo

- Possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra

Velloso e Lopes (2010) concluem que através dos aspectos técnicos, uma obra pode apresentar mais de uma solução de fundação, tornando-a necessária uma análise de menor custo e menor prazo de execução. Com base nisso, para a escolha ideal de fundação deve-se também levar em consideração todos os elementos necessários para execução da fundação, desde mobilização de mão de obra e equipamentos, escavações e reaterros, volume de concreto, peso de aço, e serviços especiais.

## **2.2 Investigações Geotécnicas**

O estudo das condições do subsolo em uma determinada área, é um pré-requisito para projetos geotécnicos seguros e econômicos. No Brasil, estima-se que entre 0,2% e 0,5% do custo total de uma obra convencional destina-se ao custo envolvido na execução de sondagens (SCHNAID, 2012).

Ainda segundo SCHNAID (2012), existem 2 tipos de abordagem visando a análise de resultados, sendo eles, métodos diretos e métodos indiretos, onde o primeiro método tem fundamentação estatística, a partir das quais as medidas de ensaios são correlacionadas diretamente, enquanto o segundo, os resultados dos ensaios são aplicados à previsão de propriedades constitutivas de solos, possibilitando a adoção de conceitos e formulações clássicas de Mecânica dos Solos.

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2022), para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens a percussão (com 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  $N_{spt}$ . Além da recomendação da norma, e pela dificuldade de execução e custo de outras abordagens, o SPT é o método de investigação de subsolo mais adotado nas obras brasileiras.

### **2.2.1 Sondagem à percussão (SPT)**

Tratando-se de uma abordagem preliminar para a determinação da medida de resistência dinâmica conjugada com o simples reconhecimento do solo, o SPT (*Standard Penetration Test*) tem grandes vantagens em relação aos demais ensaios, seja pela simplicidade do equipamento utilizado, baixo custo ou pela fácil correlação empírica do seu

resultado ( $N_{spt}$ ) com parâmetros físicos do solo como, peso específico natural, coesão e ângulo de atrito.

O ensaio SPT é normatizado pela NBR 6484 (2020) e é dividido em duas etapas: perfuração e amostragem com determinação da resistência à penetração do solo, (SCHNAID, 2012), descreve o seu processo executivo como:

A perfuração é obtida por tradagem e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão com diâmetro externo de 50 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando-se a queda de peso de 65 kg de uma altura de 750 mm. O valor NSPT é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm.

Em relação à quantidade de furos de sondagem, a NBR 8036 (1983) apresenta, em função da área construída, o número mínimo de furos a serem executados na investigação preliminar:

As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200m<sup>2</sup> de área da projeção em planta do edifício, até 1.200m<sup>2</sup> de área. Entre 1.200m<sup>2</sup> e 2.400 m<sup>2</sup> deve-se fazer uma sondagem para cada 400m<sup>2</sup> que excederem 1.200m<sup>2</sup>. Acima de 2.400m<sup>2</sup> o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção. Em quaisquer circunstâncias o número mínimo de sondagens deve ser: a) dois para área da projeção em planta do edifício até 200m<sup>2</sup>; b) três para área entre 200m<sup>2</sup> e 400m<sup>2</sup>.

De acordo com a NBR 6484 (2020), o critério de paralisação do ensaio pode ser definido a através de 3 critérios: 10 metros sucessivos, se obtiver 25 golpes para a penetração de 30 cm finais, 8 metros sucessivos, se obtiver 30 golpes para a penetração de 30 cm finais e 6 metros sucessivos, se obtiver 35 golpes para a penetração dos 30 cm finais.

Segundo Marques, Marques & Marques (2015), a profundidade de uma sondagem deve cobrir todas as camadas atingidas pelo bulbo de pressão gerado pela projeção da edificação. Já em relação à localização dos furos de sondagens, devem estar dispostas de maneira não linear.

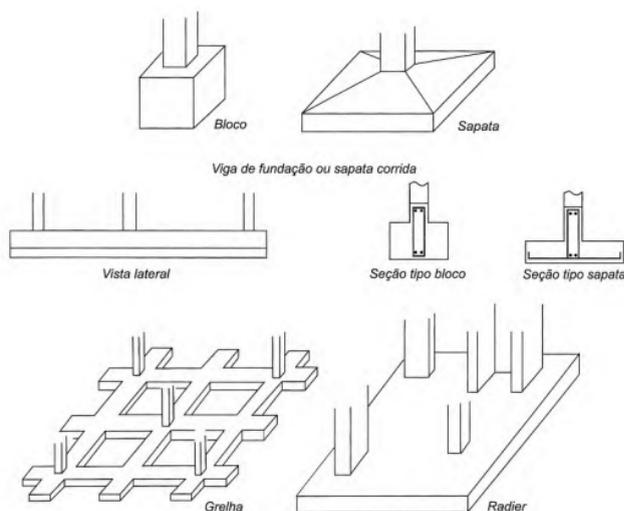
## 2.3 Tipos de Fundações

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da NBR 6122 - “Projeto e execução de fundações” (ABNT, 2022) classifica fundações em 2 grupos, onde o primeiro grupo é definido como elementos de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada, já o segundo grupo é definido em elementos de fundação que transmite 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, sendo chamados, respectivamente, de fundação rasa (direta ou superficial) e fundação profunda. Para Velloso e Lopes (2010) as fundações ainda podem ser classificadas em mistas.

## 2.4 Fundação Rasa

Fundações rasas, também chamadas de fundações superficiais ou fundações diretas, são elementos são estruturas que se situam logo abaixo da superestrutura e são caracterizadas pela transmissão de carga ao solo através de pressões distribuídas em sua base (CAMPOS, 2015). Possuindo profundidade máxima de até 2 vezes a sua menor dimensão em planta, alguns dos elementos que compõem esse grupo de fundações são: Blocos, sapatas isoladas, sapatas corridas, grelhas, sapatas associadas e radiers (Figura 1).

Figura 1 - Elementos de fundação rasa.



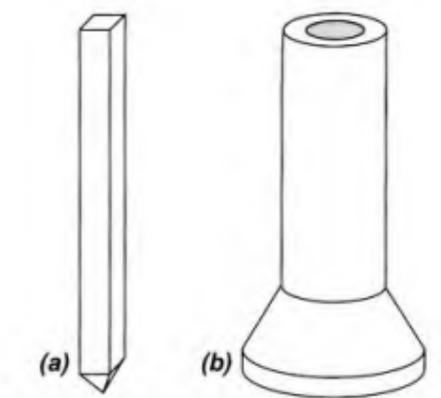
Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Com exceção do bloco, que é confeccionado em concreto simples, todos os outros elementos são confeccionados em concreto armado, atualmente algumas obras são executadas em concreto concreto protendido, principalmente radiers, diminuindo assim a espessura do concreto e a quantidade de aço.

## 2.5 Fundações Profundas

O elemento de fundação profunda é aquele que transmite carga ao terreno por meio da resistência da base ou de ponta e resistência de fuste através da sua superfície lateral. (CAMPOS, 2015). Possuindo profundidade mínima superior a 8 vezes a sua menor dimensão em planta, sendo divididos entre estacas e tubulões (Figura 2).

Figura 2 - Tipos de fundações profundas: a) estacas; b) tubulões.



Fonte: Adaptado Velloso e Lopes (2010)

A diferença entre a estaca e o tubulão se dá pelo processo executivo, uma vez que a estaca é totalmente executada de maneira mecânica, já o tubulão é executado em duas etapas, escavação (manual ou mecânica) e alargamento e limpeza da base (manual). A partir da NR 18 os tubulões sofreram grandes restrições de execução, tornando-se quase uma solução menos interessante economicamente para a maioria das obras.

As estacas podem ser classificadas, quando a moldagem entre pré-moldadas e moldadas in-loco, já quanto ao processo executivo elas podem ser classificadas entre de deslocamento e sem deslocamento, o Tabela 1 apresenta os principais tipos de estacas utilizadas e suas classificações.

Tabela 1 - Tipos de estacas e classificações.

Estacas	Pré-moldada	Madeira	Com deslocamento	
		Concreto		
		Metálica		
	Moldada in Loco	Franki		Sem deslocamento
		Strauss		
		Broca		
		Raiz		
		Hélice		
		Escavada com lama		

Fonte: Adaptado Campos (2015).

## 2.6 Fundação Mista

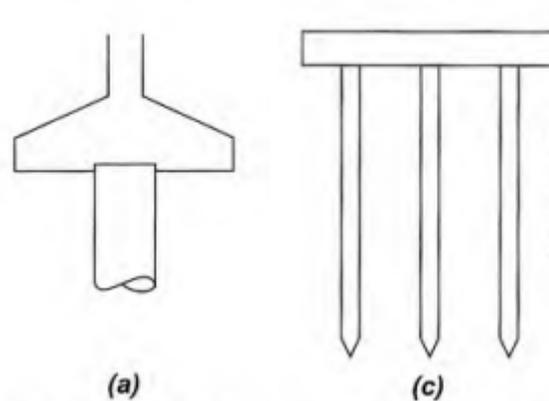
Velloso e Lopes (2010), definem ainda um terceiro tipo de fundação, caracterizado por apresentar a combinação entre solução de fundação rasa e fundação profunda. Alguns exemplos desses tipos de fundações são: Sapata-Estaqueada (Figura 4a), Bloco-sapata sobre estaca (Figura 3) e radier estaqueado (Figura 4c).

Figura 3 - Bloco sapata sobre uma estaca.



Fonte: Marques e Marques (2005)

Figura 4 - Sapata estaqueada e Radier estaqueado.



Fonte: Adaptado Velloso e Lopes (2010)

## 2.7 Estaca rotativa-injetada com bulbos

Inicialmente as estacas rotativas-injetadas, também chamadas de estacas escavadas de pequeno diâmetro com fluido estabilizante, foram desenvolvidas em Maceió-AL na década de 80, tendo como o processo executivo das estacas raiz. Sendo executadas mecanicamente por meio de perfuratrizes utilizadas nas investigações de subsolo e perfuração de poços. O processo executivo divide-se em 3 etapas: Perfuração, colocação da armadura e injeção de argamassa. Em terrenos arenosos ou muito moles, submersos, as estacas apresentam armaduras duplas, de modo que entre as armaduras é colocada uma tela de nylon, preservando assim a seção do fuste (Marques; Marques, 2005).

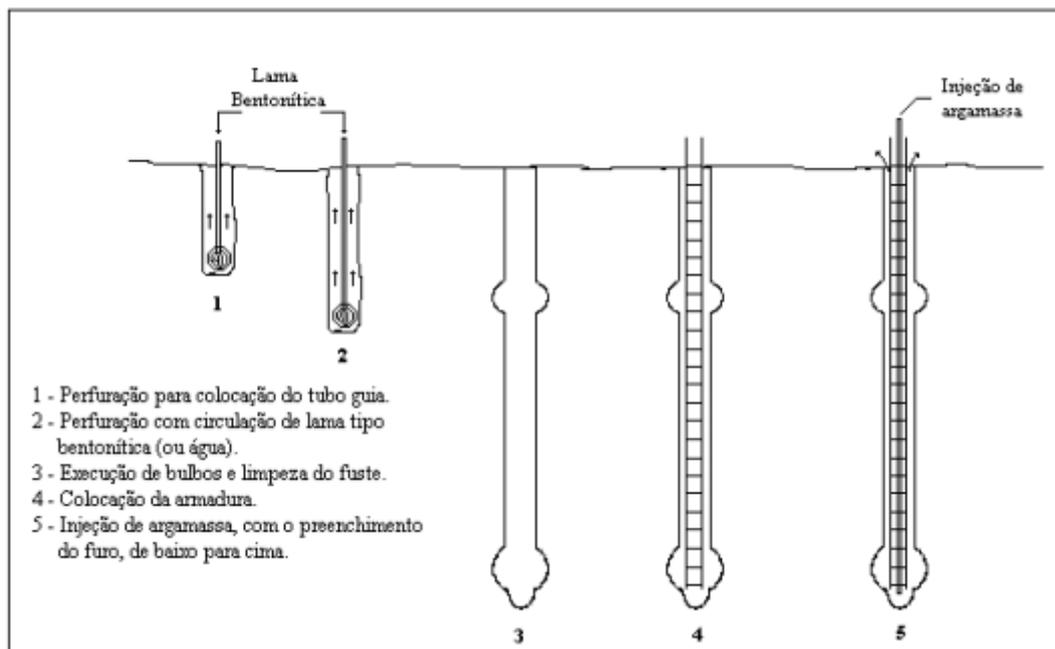
Com a evolução do processo executivo das estacas rotativas-injetadas, através de provas de carga, foi possível constatar o aumento da capacidade de carga da estaca, com a utilização de alargamentos proposital na região de transição de camadas de baixa e altas resistências, esses alargamentos receberam o nome de bulbo, e trabalham como múltiplas bases ao longo do fuste (Marques, 2004).

Ainda segundo Marques, o processo executivo da estaca rotativa-injetada com bulbos é realizado em 5 etapas, sendo elas:

- 1) Perfuração para a colocação do tubo guia: perfuração de um furo um pouco maior que o tubo guia, com profundidade média de 1,5m e a colocação do tubo guia, com diâmetro interno um pouco maior que o nominal da estaca, essa primeira etapa pode ser dispensada quando o lençol freático encontra-se numa profundidade superior a 1,0m em relação à “boca” do furo.

- 2) Perfuração, com circulação de lama bentonítica ou água, à depender do terreno, através de sapatas cortantes, com diâmetro igual ao nominal da estaca até a profundidade projetada.
- 3) Execução dos bulbos, seguidas da limpeza do furo, a execução do bulbos é realizada através da substituição da haste de perfuração por uma haste com furo lateral (horizontal) na extremidade, utilizando o lançamento da lama para a ruptura hidráulica da parede do fuste.
- 4) Colocação da armadura, podendo ser armadura simples ou armadura dupla com nylon.
- 5) Injeção da argamassa, através de um tubo de 38mm, descendo até atingir o fundo da escavação e subindo ocupando o espaço existente, entre o tubo e a parede do furo, transbordando até a superfície. Nesse processo, a lama é empurrada para fora da escavação.

Figura 5 - Etapas de execução da estaca escavada com lama, mecanizada, com bulbos.



Fonte: Marques (2004)

## 2.8 Capacidade de carga de estaca

De acordo com Alonso (2012), a capacidade de carga das estacas é obtida através do menor dos dois valores: resistência estrutural do material que a compõem e resistência do solo que lhe dá suporte. A situação, normalmente, mais crítica é a resistência do solo, por esse motivo não é aconselhável determinar a capacidade de carga apenas pela capacidade resistente estrutural.

A capacidade de carga de uma estaca (Equação 1), em unidades de força, pode ser separada em duas parcelas, onde a primeira parcela (Equação 2) a resistência lateral ou do fuste, enquanto a segunda parcela (Equação 3) é a resistência de ponta. (CINTRA; AOKI, 2010)

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

$$R_L = r_L \cdot A_L \quad (2)$$

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad (3)$$

Onde:

R: capacidade de carga;

R<sub>L</sub>: resistência lateral em unidade de força;

R<sub>p</sub>: resistência de ponta em unidade de força;

r<sub>L</sub>: resistência lateral em unidade de tensão;

A<sub>L</sub>: área lateral da estaca;

r<sub>p</sub>: resistência de ponta em unidade de tensão;

A<sub>p</sub>: área da seção transversal da ponta.

### 2.8.1 Método Décourt-Quaresma (1978)

A estimativa da tensão de adesão ou de atrito lateral (r<sub>L</sub>) é feita com o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste (N<sub>L</sub>), até aquele momento sem nenhuma distinção em relação ao tipo de solo. Onde para o cálculo de N<sub>L</sub> adotam os limites N<sub>L</sub> ≥ 3 e N<sub>L</sub> ≤ 15 e desconsideram os valores que serão utilizados na avaliação da resistência de ponta (CINTRA; AOKI, 2010).

Em 1982, Décourt, transforma os valores tabelados na equação (4):

$$r_L = 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \text{ (kPa)} \quad (4)$$

Além disso estende o limite superior, para estacas de deslocamento e estacas escavadas com lama bentonita, para  $N_L = 50$ , entretanto mantendo  $N_L \leq 15$  para estacas Strauss e tubulões a céu aberto.

Em relação a capacidade de carga junto à ponta ( $R_p$ ) é estimada pela equação 5:

$$r_p = C \cdot N_p \quad (5)$$

Onde:

$N_p$ : é o valor médio do índice de resistência à penetração na ponta, obtido através de três valores: o correspondente ao nível da ponta, anterior e posterior;

$C$ : coeficiente característico do solo (Tabela 2).

Tabela 2 - Coeficiente característico do solo C.

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

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

Décourt (1996) introduz fatores  $\alpha$  e  $\beta$  (Tabela 3 e 4), respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e lateral, resultado a capacidade de carga descrita na Equação 6:

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \cdot A_L \quad (6)$$

Tabela 3 - Valores do fator  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

<b>Tipo de solo</b>	<b>Tipo de estaca</b>				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3	0,85	1,0
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3	0,6	1,0
Areias	0,5	0,5	0,3	0,5	1,0

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 4 - Valores do fator  $\beta$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

<b>Tipo de solo</b>	<b>Tipo de estaca</b>				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	0,5	0,6	1,0	1,5	3,0

Fonte: Décourt (1996)

## 2.8.2 Método Marques (2004)

Trata-se de uma adaptação do método de previsão de capacidade de carga Décourt-Quaresma (1978), onde alguns valores do fator característico do solo (C), nos limites dos valores do SPT e na fórmula de cálculo do atrito lateral, foram ajustados, levando em consideração as características e peculiaridades das estacas escavadas com lama, mecanizadas, com e sem bulbos.

- Para o cálculo das resistências de fuste e de ponta, usam-se as equações 4 e 5 propostas por Décourt em 1978. Enquanto para o cálculo da resistência do bulbo é feito de acordo com a equação 7.

$$r_b = C \cdot N_b \quad (7)$$

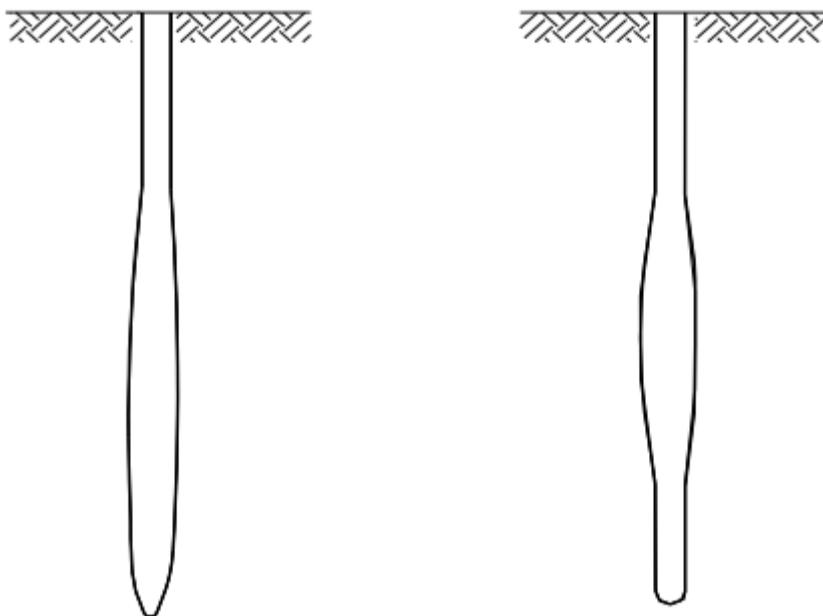
Onde:

$r_b$ : resistência do bulbo em unidade de tensão;

$N_b$ : índice de penetração média do bulbo.

- Para as estacas sem bulbos em camadas de solos muito fofos a pouco compactos, considera-se um aumento médio do diâmetro do fuste da estaca (para fins de cálculo de resistência de apoio), em torno de 50% (30% a 70%), que se inicia e termina nas imediações das divisas entre camadas com as citadas compacidades e camadas com capacidades maiores. Se o afinilamento ocorrer na ponta considera-se que o diâmetro da ponta pode variar entre 1,30 a 1,70 o diâmetro nominal da estaca, a depender dos SPT's (estima-se valores entre 5 e 10). Quando o afinilamento ocorre em algum trecho do fuste distante da ponta, em torno de três vezes o diâmetro do fuste, calcula-se a resistência de ponta com o diâmetro do fuste e o efeito de afinilamento multiplicando-se a capacidade de carga do solo, nas imediações em que ocorre a variação do diâmetro do fuste, pela área da coroa circular. Esta coroa tem o diâmetro interno igual ao nominal da estaca e o externo é igual ao nominal acrescido em torno de 50% (variando entre 30 e 70%). A Figura 7 traz exemplos dessas situações.

Figura 6 - Afinilamento em estacas sem bulbo.



Fonte: Marques (2004)

- Para as estacas com bulbos, o cálculo da resistência de apoio é feito de forma análoga, considerando-se para diâmetro interno da coroa circular, o diâmetro nominal da estaca,  $e$ , o externo, o diâmetro adotado em projeto para o bulbo, que normalmente pode variar entre 1,2 e 2,5 vezes o diâmetro nominal da estaca.
- Limita-se cada SPT, ao longo do fuste, a um valor de 15 no cálculo de resistência lateral, e adota-se  $\beta = 0,85$  como fator de minoração do cálculo de  $R_L$ .
- Quando o bulbo é executado próximo à ponta da estaca (uma distância de até 3 vezes o diâmetro do fuste, da ponta da estaca à base do bulbo, aproximadamente) considera-se bulbo e ponta uma única base de apoio, tornando-se SPT máximo de 15 no cálculo de  $q_b$ . Quando a distância entre bulbo e ponta for maior que a citada, separa-se bulbo e ponta e adota-se SPTs máximos de 20 e 15, para o cálculo de  $r_b$  e  $r_p$ , respectivamente.
- Tanto para estacas com bulbo quanto sem bulbo, estas com afunilamento, a contribuição para a capacidade de carga dos bulbos e do trecho com afunilamento é calculada tomando-se a média entre os dois SPTs ( $N_a$ ), registrados no trecho em que ocorre a variação do diâmetro do fuste, mantendo-se o limite  $N_a = 20$ , para  $N > 20$ .

- Para o cálculo da aderência lateral em Maceió, nos casos específicos de argilas arenosas ou areias argilosas e argilas siltosas e siltes argilosos submersos, através da equação 8.

$$r_L = 10 \cdot \beta \cdot \left(\frac{N_L}{5} + 1\right) (kPa), \text{ com } \beta = 0,82 \text{ e } N_L \leq 15 \quad (8)$$

- Não se considera limite inferior para o SPT, em nenhum caso.
- O fator característico dos solos, ajustados com provas de cargas, deve ser de acordo com a Tabela 5.

Tabela 5 - Valores do fator característico dos solos para Maceió.

	Período Geológico	Tipo de solo	C (kPa)
QUATERNÁRIO		Rocha calcária arenítica, alterada	220 a 300
		Areias (finas e grossas)	190 a 220
		Areias siltosas (com ou sem argila) e Areias cálcicas	140 a 180
		Areias argilosas (com ou sem silte)	100 a 130
		Siltes arenosos (com ou sem argila)	90 a 130
		Silte argiloso (com ou sem areia)	80 a 100
		Argila, Argila siltosa ou arenosa	80 a 90
TERCIÁRIO (FORMAÇÃO BARREIRAS)		Areia argilosa ou Argila arenosa (com ou sem silte)	140 a 160
		Areia siltosa (com ou sem argila)	
		Silte argiloso (com ou sem areia)	130 a 150
		Argila siltosa (com ou sem areia)	

Fonte: Adaptado de Marques (2004)

## 2.9 Sapata assente em rocha reforçada com argamassa

Sapatas são elementos de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele sejam resistidas por armadura dispostas para este fim NBR 6122 (2019). Para Campos (2015), as sapatas podem ser classificadas quanto ao tipo de carga que transfere (Tabela 6). Enquanto a NBR 6118 (2014), classifica sapatas em relação ao seu comportamento estrutural entre sapatas rígidas e flexíveis.

Tabela 6 - Classificação das sapatas quanto ao tipo de carga.

<b>Tipo</b>	<b>Carga que transfere</b>
Isolada	Carga concentrada de um único pilar. Distribui a carga nas duas direções.
Corrida	Carga linear (parede). Distribui a carga em apenas uma direção.
Associada	Carga concentrada de mais de um pilar transferidas através de uma viga que as associa. Utilizada quando há interferência entre duas sapatas isoladas.
Alavancada	Carga concentrada transferida através de viga-alavanca. É utilizada em pilar de divida com o objetivo de centrar a carga do pilar com a área da sapata.

Fonte: Adaptado de Campos (2015)

### 2.9.1 Sapata Isolada

As sapatas isoladas são uma das fundações superficiais mais utilizadas no Brasil, seja por sua fácil execução ou pelo baixo custo, em relação a outras soluções de fundações, são responsáveis por transferir ao solo a carga de um único pilar de maneira centrada, de modo que, seu centro de gravidade coincide com o centro de gravidade do pilar. Para Campos (2015), as sapatas isoladas podem ser classificadas quanto à forma de acordo com o quadro 7.

Tabela 7 - Classificação das sapatas quanto à forma.

<b>Forma</b>	<b>Dimensões</b>
Quadrada	$L = B$
Retangular	$L > B$ e $L \leq 5B$
Corrida	$L > 5B$
Circular	$B = \varnothing$
Trapezoidal	-
Outras formas	-

Fonte: Adaptado de Campos (2015)

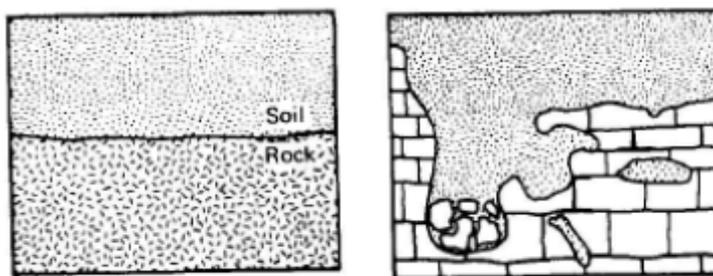
### 2.9.2 Sapata assente em rocha

Em comparação a solos, a maioria das rochas são mais rígidas, resistentes e a transmissão de carga estruturais em rocha, usualmente, garante um suporte satisfatório. Entretanto, para grandes obras, tais como edifícios altos e pilares de viadutos, podem gerar pressões que se aproximem a capacidade de carga da rocha. Em casos em que a capacidade de

carga da rocha é superada, particularmente quando a rocha de fundação é inerentemente fraca, como em calcários porosos, é importante avaliar o comportamento da rocha de fundação diante as solicitações exercidas pela obra (ASSIS, 2013).

A Figura 7 apresenta um comparativo entre dois tipos de condições de estrato rochoso, onde à esquerda é apresentada a condição ideal para utilização da rocha como fundação, demonstrando ser resistente, pouco fraturada e com superfície rochosa suave e horizontal, enquanto, à direita, é apresentado um estrato rochoso irregular e com cavernas.

Figura 7 - Diferentes tipos de condições do estrato rochoso.



Fonte: Goodman (1989)

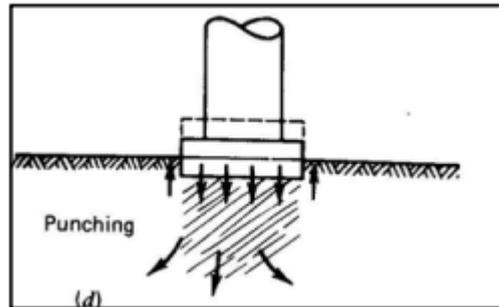
Diante desta problemática o item 7.5.1 da NBR 6122 (2019), determina que para a fixação da tensão admissível ou tensão resistente de cálculo de qualquer elemento de fundação sobre rocha, deve-se considerar suas discontinuidades: falhas, fraturas, xistosidades etc. Ainda ressaltando que em caso de calcário, fica a cargo do projetista de fundações promover estudos especiais.

### 2.9.3 Reforço com argamassa

O calcário, por tratar-se de uma rocha sedimentar carbonática, sofre um processo químico quando exposto a água ácida, como chuva ácida ou água subterrânea carregada com dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) dissolvido. A água ácida reage com o carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) presente na rocha, dissolvendo-o e transformando-o em bicarbonato de cálcio ( $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ ). Pelo bicarbonato de cálcio ser solúvel, esse processo pode causar a dissolução e perda de massa da rocha, bem como a formação de vesículas (cavernas) no interior das rochas.

Segundo Goodman (1989), rochas porosas (com a presença de vesículas) podem ter sua capacidade de carga reduzida e sofrer ruptura por puncionamento apresentado na figura 9.

Figura 8 - Ruptura de uma fundação em rocha por puncionamento.



Fonte: Goodman (1989)

Com esse cenário, uma solução para esse problema é o preenchimento dos vazios com material com capacidade de suporte superior à rocha natural, evitando-se que sob as sapatas existam cavernas que possam vir a reduzir a capacidade de carga da sapata projetada. O material usualmente adotado é a argamassa com resistência a compressão de pelo menos 20 MPa, onde a injeção desse material nos vazios é realizada através de colunas, igualmente espaçadas, por toda projeção da sapata, de modo a otimizar a sua área de influência.

## 2.10 Capacidade de Carga de Sapata

A NBR 6122 (2019) apresenta 2 métodos para verificação da condição de segurança, sendo eles método de valores admissíveis (equações 9 e 10) e método de valores de cálculo (equações 11, 12 e 13), onde o primeiro método consiste na divisão das tensões de rupturas por um fator de segurança global, já o segundo consiste na divisão tensões características de ruptura pelo coeficiente de minoração das resistências, enquanto as solicitações características são multiplicadas pelos coeficientes de majoração das solicitações.

$$P_{adm} = \frac{R_k}{FS_g} \quad (9)$$

$$P_{adm} \geq S_k \quad (10)$$

onde:

$P_{adm}$  : é a tensão admissível de sapata;

$R_k$  : representa as forças ou tensões características de ruptura;

$S_k$  : representa as solicitações características;

$FS_g$  : é o fator de segurança global;

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (11)$$

$$S_d = S_k \cdot \gamma_f \quad (12)$$

$$R_d \geq S_d \quad (13)$$

onde:

$R_d$  : é a tensão resistente de cálculo;

$S_d$  : representa as solicitações de cálculo;

$\gamma_f$  : coeficiente de ponderação dos valores característicos das solicitações;

$\gamma_m$  : coeficiente de ponderação dos valores característicos das resistências;

A NBR 6122 (2019) ainda delimita os procedimentos que podem ser realizados para obtenção da tensão admissível ou tensão resistente de cálculo, devendo ser fixada a partir da utilização e interpretação de um ou mais procedimentos descritos nos itens 7.3.1 a 7.3.3 (estados limite último), além do disposto em 7.4 (estado limite de serviço).

7.3.1 Prova de carga sobre placa Ensaio realizado de acordo com a ABNT NBR 6489, cujos resultados devem ser interpretados de modo a considerar a relação modelo-protótipo (efeito de escala), bem como as camadas influenciadas de solo.

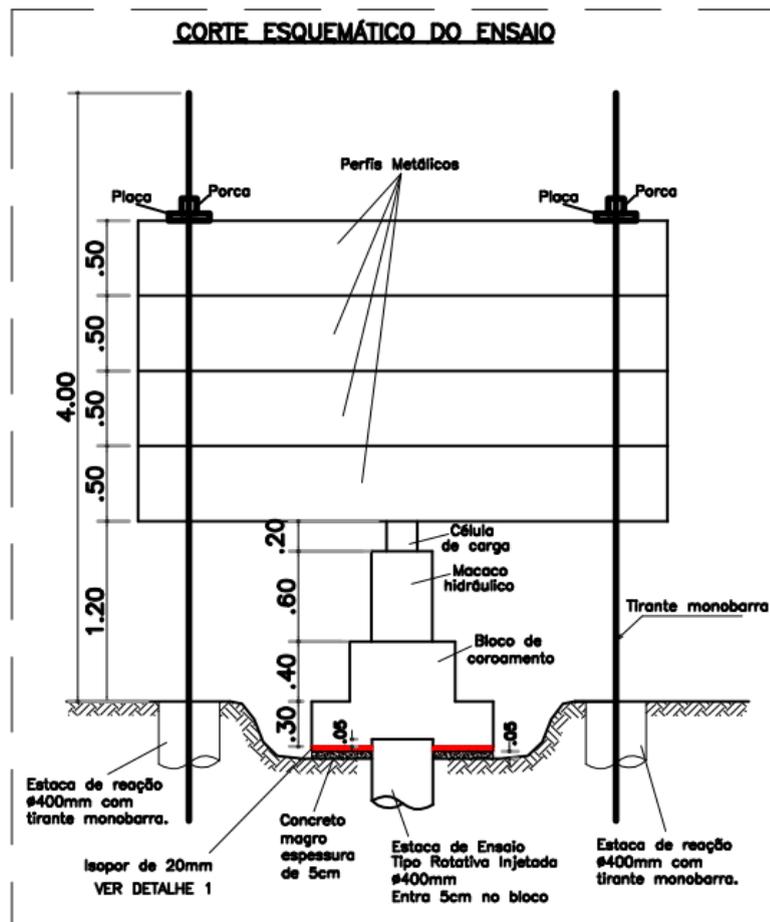
7.3.2 Métodos teóricos Podem ser empregados métodos analíticos (teorias de capacidade de carga) nos domínios de validade de sua aplicação, desde que contemplem todas as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado).

7.3.3 Métodos semiempíricos são métodos que relacionam resultados de ensaios (tais como o SPT, CPT etc.) com tensões admissíveis ou tensões resistentes de cálculo. Devem ser observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais associadas a cada um dos métodos.

## 2.11 Prova de carga estática

Regido pela NBR 12131 (2020), a prova de carga estática é um ensaio realizado em estacas para verificação da deformação e da capacidade de carga de fundações sob carregamento, no qual uma carga é aplicada progressivamente no elemento de fundação com comportamento monitorado. O ensaio é de extrema importância para verificação e comparação dos resultados obtidos nos cálculos de capacidade de carga pelos métodos semi-empíricos. Na Figura 10 pode-se observar um corte esquemático da montagem do ensaio.

Figura 9 - Corte esquemático do ensaio.



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

Este tipo de ensaio torna-se obrigatório a partir de certo número total de estacas do projeto a depender do tipo de estaca utilizada. Com isso, a quantidade de ensaios deve ser

igual a no mínimo 1% do valor total das estacas, arredondando-se para uma casa decimal e em seguida para o número inteiro mais próximo (NBR 6122, 2019)

De acordo com a NBR 6122 (2019), o desempenho do elemento de fundação testado é considerado satisfatório quando atender simultaneamente às seguintes condições:

1. Fator de segurança mínimo igual a 2,00 com relação à carga de ruptura obtida na prova de carga ou por sua extrapolação
2. Recalque na carga de trabalho for admissível pela estrutura

### **2.12 Estudo de Caso de Barbosa (2020)**

Barbosa em 2020 apresentou uma análise de uma solução de fundação para uma obra localizada na mesma região da cidade de Maceió, além disso, o subsolo do terreno de estudo apresentou-se, também, como sendo predominantemente arenoso com a presença de rocha calcária.

A solução de fundação neste projeto foi de estacas escavadas com fluido estabilizante com 0,4m de diâmetro e bulbo com diâmetro aproximado de 0,60m, onde o comprimento da estaca variava de acordo com a presença e nível do impenetrável rochoso. Desse modo, o projeto de fundação foi dividido em 2 tipos de estacas: estaca em solo, estaca em solo-rocha.

No decorrer da execução das estacas, foram coletadas amostras de rocha calcária e realizados ensaios de compressão simples. Obtendo valores da resistência de calcário entre 3,30 e 7,70 MPa.

Entretanto, todas as estacas apresentavam um trecho de pelo menos 3 metros em solo arenoso, e em nenhum caso os blocos de coroamentos ficaram apoiados diretamente em rocha, o que facilitou a solução de fundação adotada.

### **2.13 GEO5**

O Sistema GEO5 é um conjunto de programas para a análise geotécnica, que inclui aplicativos individuais utilizados para a solução de problemas geotécnicos específicos. Uma das mais importantes características do GEO5, é a execução de todos os programas dentro do mesmo ambiente, possibilitando a interligação das informações. O GEO5 é capaz de resolver tarefas como análise de túneis, danos na construção devido à escavação de túneis, estabilidade de taludes rochosos, entre outros. O GEO5, funciona através da comparação de duas soluções independentes, os Métodos Analíticos de Computação e os Métodos de Elementos Finitos.

### 3. ESTUDO DE CASO

#### 3.1 Empreendimento

O empreendimento deste estudo trata-se de um edifício residencial de alto padrão localizado no bairro da Ponta Verde, na cidade de Maceió-AL (Figura 10). O edifício possuirá 18 pavimentos, sendo 3 pavimentos de garagens, 1 pavimento pilotis, 1 pavimento de área de lazer e 13 pavimentos de apartamentos. As unidades terão de 55 m<sup>2</sup> a 125 m<sup>2</sup>, possuindo de 2 quartos a 3 suítes. E com apartamentos nos valores de lançamento de R\$ 915.000,00 a R\$ 1.895.000,00.

Em áreas compartilhadas o edifício contará com horta orgânica, play kids, academia completa, piscina, piscina aquecida, deck, espaço grill, jogos, áreas de convivência e mini quadra.

Figura 10 - Localização do empreendimento.



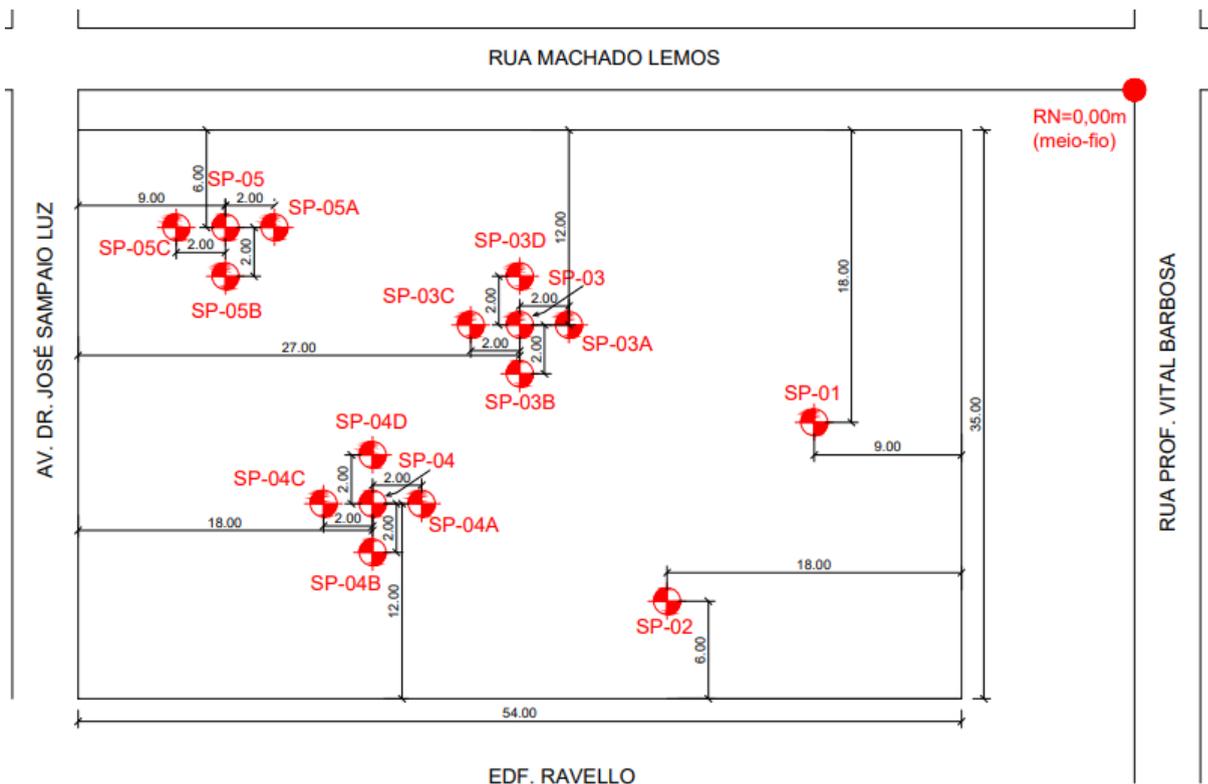
Fonte: Autor (2023)

#### 3.2 Investigação geotécnica

No ano de 2021, foi solicitada uma sondagem preliminar no terreno, inicialmente programada para ser executada com 5 furos de sondagem (SP-01, SP-02, SP-03, SP-04, SP-05). Entretanto, os furos SP-03, SP-04 e SP-05, apresentaram a presença de rocha calcária,

como forma de verificar a continuidade e profundidade, foram realizados furos auxiliares, sem coleta de amostras de solo, denominados (SP-03A, SP-03B, SP-03C, SP-03D, SP-04A, SP-04B, SP-04C, SP-04D, SP-05A, SP-05B e SP-05C) locados conforme a Figura 11 e apresentados no Anexo A, desse modo, totalizando 16 furos de sondagens.

Figura 11 - Croqui da Sondagem realizada no ano de 2021.



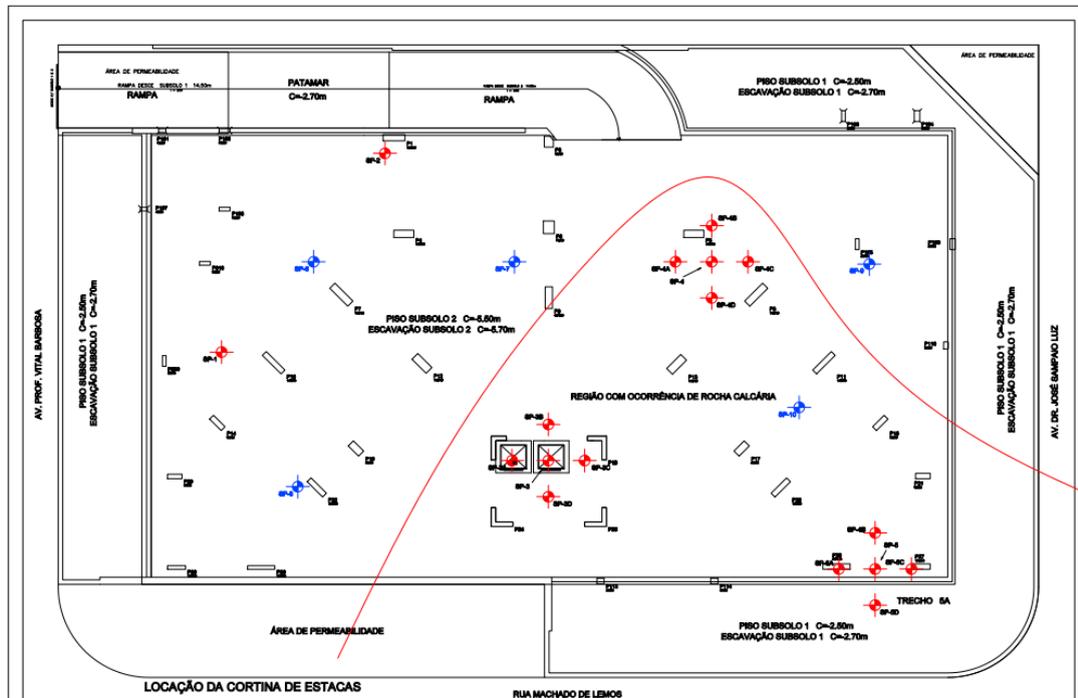
Fonte: AGM Geotécnica (2021)

O ensaio de sondagem a percussão (SPT) forneceu que o nível d'água está localizado a uma profundidade média de 2,27m em relação ao meio fio. As amostras coletadas permitiram a caracterização das camadas do subsolo. Os Furos SP-01 e SP-02 apresentaram uma primeira camada composta por uma areia fina medianamente compacta, seguida de uma camada de areia cálcica de pouco a medianamente compacta e uma camada de areia fina de compacta a muito compacta. Já os furos SP-03, SP-04 e SP-05, como anteriormente mencionado, apresentaram a presença de impenetrável a percussão, nas cotas de 4,80 m, 4,40 m e 4,40 m, respectivamente.

Em 2022, o projeto de fundação foi solicitado pelo cliente, e com isso, foram realizados novos furos de sondagem (SP-06, SP-07, SP-08, SP-09 e SP-10) locados na Figura

12 com a cor azul e apresentados no Anexo B, com o intuito de mapear melhor o subsolo do terreno.

Figura 12 - Localização dos furos realizados em 2022.

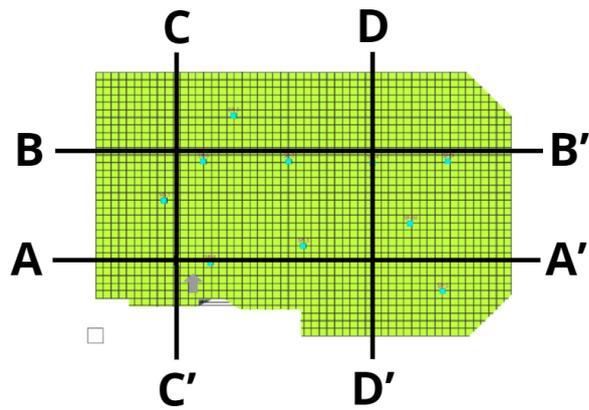


Fonte: AGM Geotécnica (2022)

Nos novos furos realizados, apenas o furo SP-10, se apresentou impenetrável a percussão, na cota de 5,0m, entretanto no furo SP-09, foi caracterizado calcário a partir de 8,0m e com uma espessura de 4,0m.

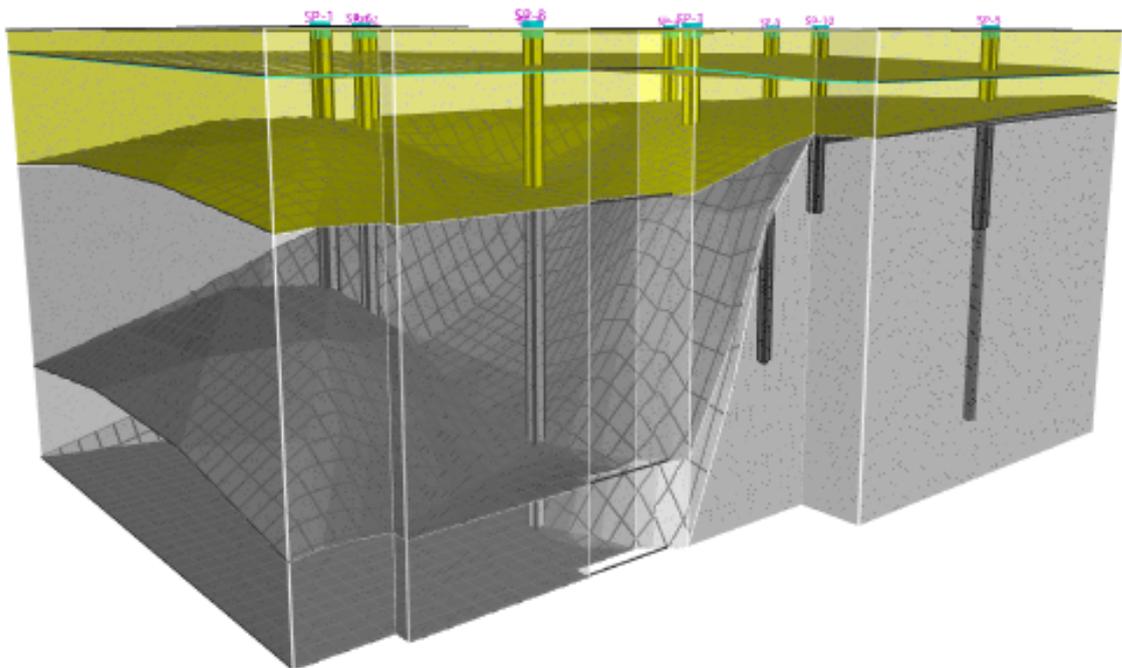
A partir dos relatórios de sondagens obtidos, utilizando o pacote de estratigrafia do software GEO5 2021, foi possível obter-se uma modelagem 3D do subsolo do empreendimento, apresentada nas Figuras 13 e 14, em planta e perspectiva, respectivamente.

Figura 13 - Modelagem 3D em planta.



Fonte: Autor (2023)

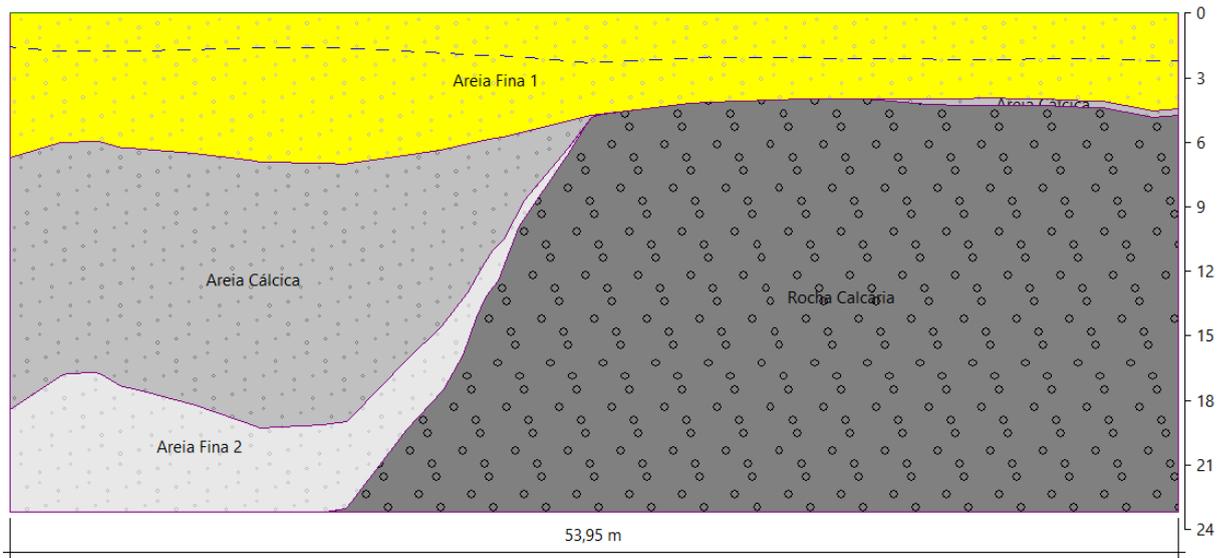
Figura 14 - Modelagem 3D em perspectiva.



Fonte: Autor (2023)

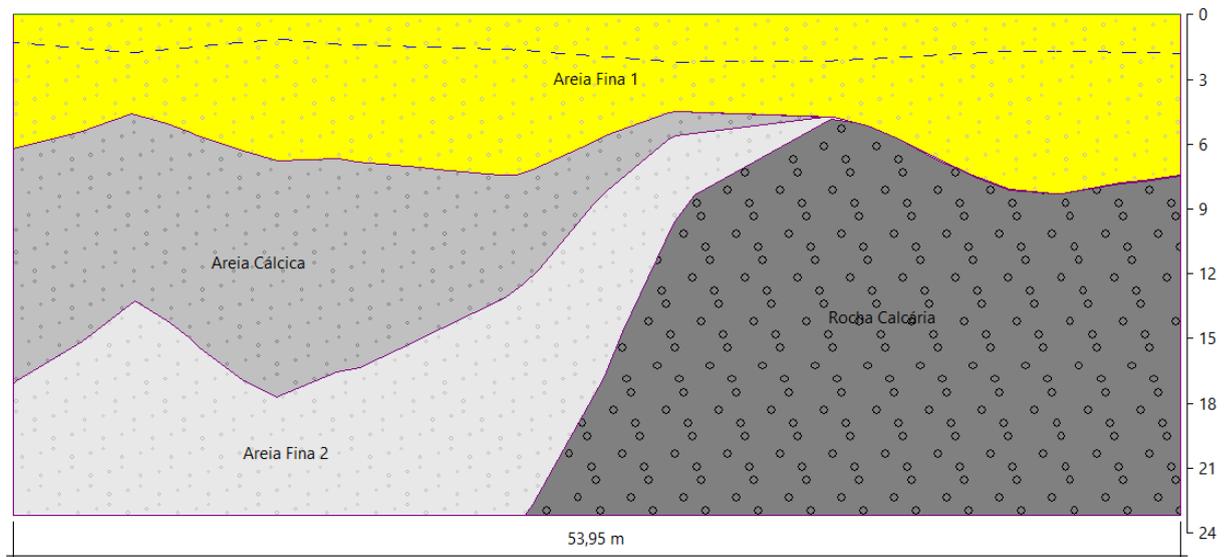
Nas Figuras 15, 16, 17 e 18 são apresentados os perfis estratigráficos, eixos de referências disposto na Figura 13, onde nota-se que 47,5% da projeção da construção está presente em solo arenoso, enquanto 52,5% está presente em substrato rochoso.

Figura 15 - Perfil estratigráfico eixo A-A'.



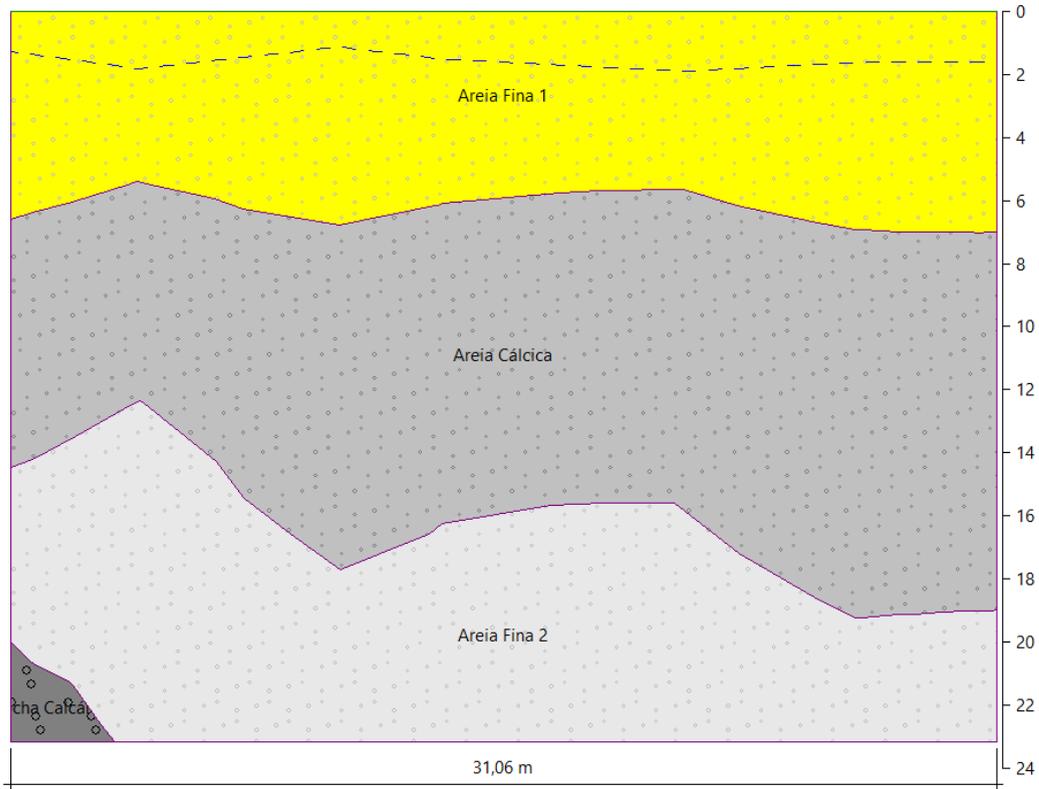
Fonte: Autor (2023)

Figura 16 - Perfil estratigráfico eixo B-B'.



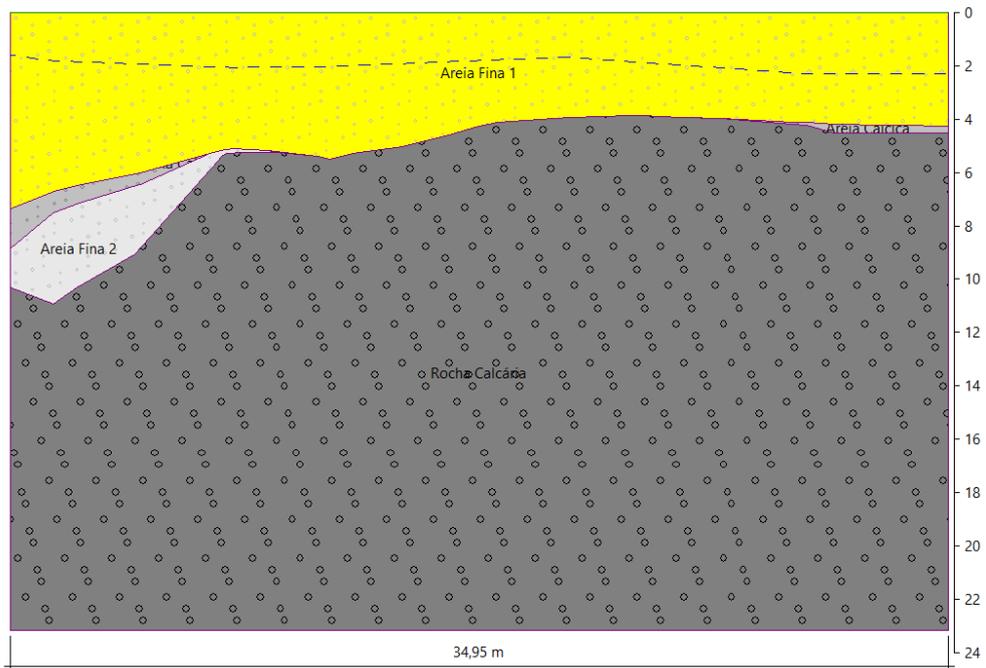
Fonte: Autor (2023)

Figura 17 - Perfil estratigráfico eixo C-C'.



Fonte: Autor (2023)

Figura 18 - Perfil estratigráfico eixo D-D'.



Fonte: Autor (2023)

### 3.3 Cargas do projeto estrutural

A locação e carga dos pilares são fornecidas pela empresa responsável pelo projeto estrutural. O edifício é composto por 47 pilares, que chegam até a fundação, os quais estão numerados e com suas respectivas cargas na Tabela 8. Na segunda coluna estão as cargas máximas dos pilares em toneladas força. Logo após, tratam-se dos momentos resultantes nas direções x e y em toneladas força-metro.

Tabela 8 - Tabela de cargas.

<b>Pilares</b>	<b>Carga Máxima (tf)</b>
<b>P201</b>	7,93
<b>P203</b>	28,29
<b>P204</b>	41,23
<b>B1</b>	621,32
<b>B2</b>	689,64
<b>B3</b>	580,81
<b>B4</b>	804,41
<b>B5</b>	734,50
<b>B6</b>	810,59
<b>B7</b>	739,16
<b>B8</b>	699,71
<b>B9</b>	1254,65
<b>B10</b>	705,95
<b>B11</b>	550,45
<b>B12</b>	1277,24
<b>B13</b>	1209,93
<b>B14</b>	786,18
<b>B15</b>	720,30
<b>B16</b>	828,02
<b>B17</b>	840,04
<b>B18</b>	1444,46

<b>B19</b>	1349,43
<b>B20</b>	970,98
<b>B21</b>	1098,04
<b>B22</b>	348,58
<b>B23</b>	317,53
<b>B24</b>	442,02
<b>B25</b>	474,99
<b>B51</b>	268,99
<b>B52</b>	107,61
<b>B53</b>	138,39
<b>B55</b>	58,19
<b>B57</b>	119,10
<b>B58</b>	264,46
<b>B59</b>	91,78
<b>B60</b>	149,21
<b>B61</b>	182,62
<b>B62</b>	431,33
<b>B104</b>	81,47
<b>B54/56</b>	341,23
<b>B62A</b>	-32,24
<b>B202</b>	38,64
<b>B203</b>	2,47
<b>B205</b>	47,30
<b>B206</b>	42,22
<b>B207</b>	47,81
<b>B208</b>	189,13

Fonte: AGM Geotécnica (2023)

### **3.3 Definição do tipo de fundação**

Como apresentado no item 2.1 deste trabalho, a escolha do tipo ideal de fundação deve-se levar em conta fatores como topografia da área, dados geológicos-geotécnicos, dados da estrutura a construir e dados sobre construções vizinhas e aspectos financeiros.

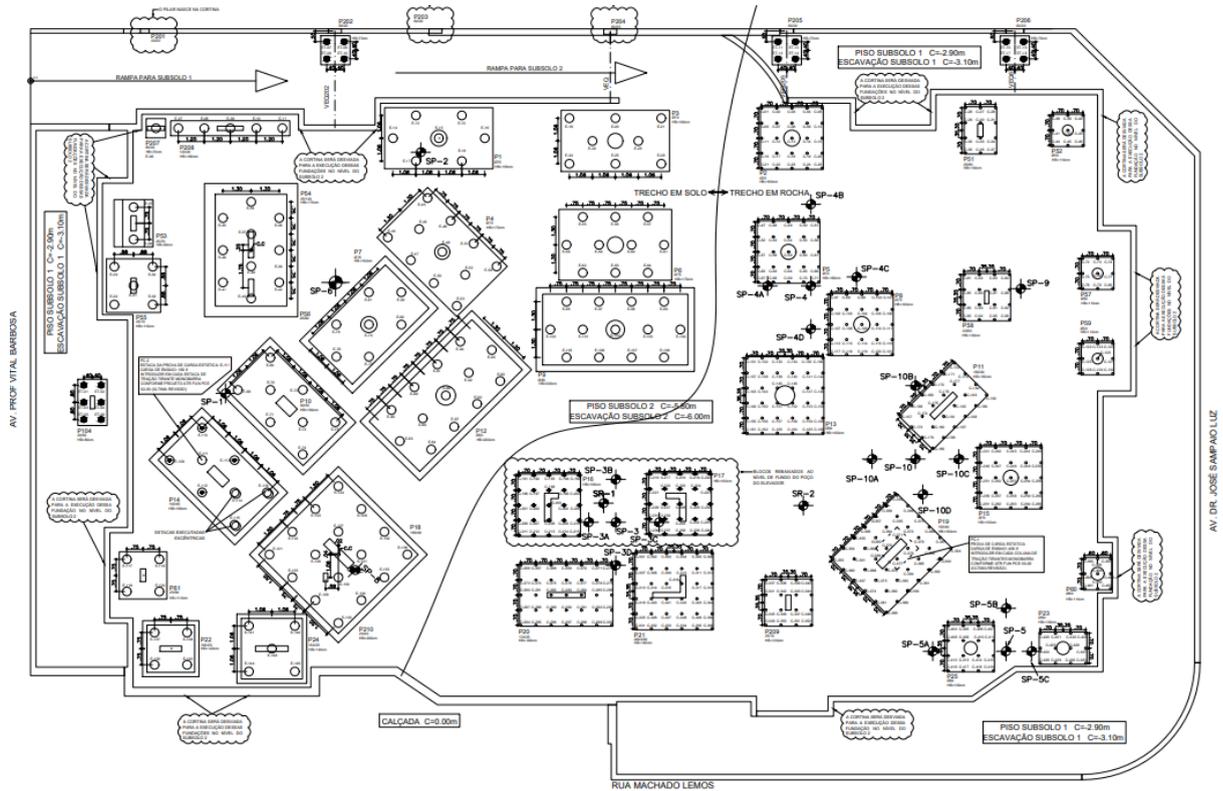
Semelhante ao estudo de caso apresentado por Barbosa (2020), a utilização de estacas pré-moldadas se tornam inviáveis, uma vez que, a obra está localizada em um ambiente urbano e com alta densidade demográfica, e seu processo executivo gera ruídos e vibrações podendo ocasionar em danos nas construções vizinhas. Além disso, a utilização de estacas hélice contínua torna-se ineficiente, uma vez que com a presença de calcário, em quase 50% do terreno, o custo da sua perfuração é bastante oneroso.

Entretanto, diferente de Barboza (2020), o empreendimento desta obra possuirá subsolo duplo, chegando a cota de 6,0 m de profundidade, ocasionando em trechos que todo o solo arenoso será removido, ficando assim a rocha aflorada na superfície da escavação.

Diante desses fatores, optou-se por utilizar-se 2 tipos de soluções de fundações neste terreno, estacas escavadas rotativas injetadas de 0,40 m de diâmetro e comprimento de 10 m com 2 bulbos com diâmetro aproximado de 0,60 m e 1,5 m de comprimento e sapata assente em rocha melhorada com coluna argamassada de 0,1 m de diâmetro e 4,5 m ou 5,9 0m de comprimento.

Na Figura 19, apresenta-se a planta de locação da fundação escolhida, nota-se que para 19 pilares (trecho em solo) serão executadas 137 estacas rotativas injetadas com bulbos, enquanto para 20 pilares (trecho em rocha) serão executados 20 sapatas assente em rocha e um total de 431 colunas argamassadas. Além disso, 3 pilares nascendo diretamente na cortina de contenção e para 4 pilares serão executadas 18 estacas trado manual com 0,25m de diâmetro e 10m de comprimento. O quantitativo das estacas e colunas pode ser visualizado na Tabela 9.

Figura 19 - Planta de localização da fundação.



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

Tabela 9 - Quantitativo das estacas e colunas.

LEGENDA						
ESTACAS	SIMBOLO	Ø (mm)	CARGA ADM. (tf)	COMP. (m)	QUANT.	OBSERVAÇÕES
	○	100	-10 tf	4,50 metros	381	COLUNA ARGAMASSADA
	●	100	-10 tf	5,90 metros	50	COLUNA ARGAMASSADA
	○	400	60 tf -25 tf	10,00 metros	137	ESTACA ROTATIVA INJETADA
	●	250	25 tf -8 tf	10,00 metros	18	ESTACA DE TRADO MANUAL
TOTAL: 586 ESTACAS						

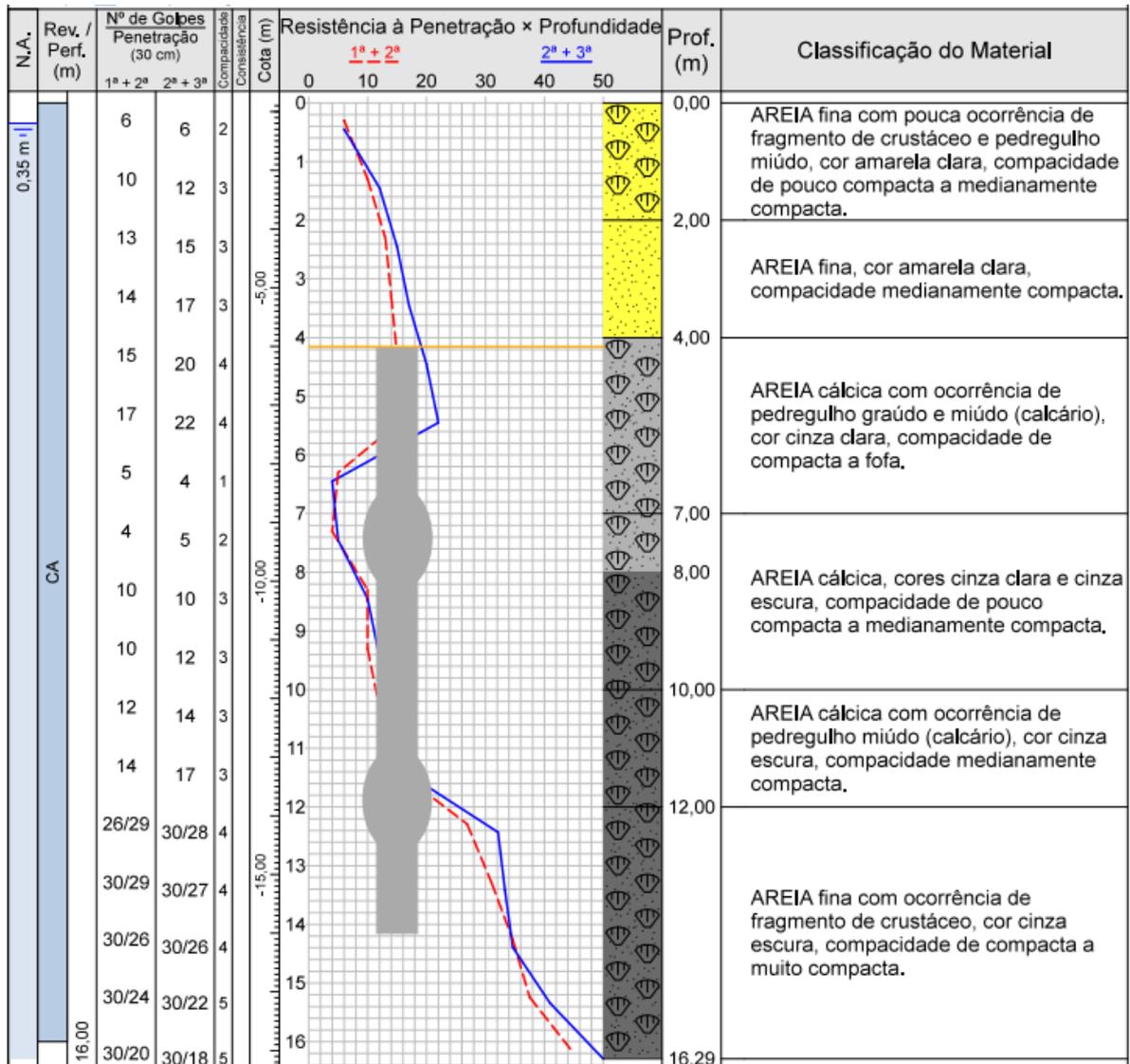
Fonte: AGM Geotécnica (2023)

### 3.4 Cálculo da capacidade de carga das estacas rotativas injetadas com bulbos

Para a estimativa da capacidade de carga das estacas em solo foi utilizado o método de Marques (2004). O cálculo realizado levou em consideração o perfil de sondagem correspondente ao furo SP-01 (Figura 20). Para a obra em questão, estava prevista uma escavação de 4,15 m. Portanto, a estaca foi executada a partir da cota de -4,15 m.

O projeto inicial da estaca foi concebido com apenas um bulbo, o que resultaria em uma capacidade de carga da estaca de 60 tf. Entretanto, como mecanismo para diminuir a diferença de recalque entre os tipos de solução de fundação, estaca em solo arenoso e sapata apoiada em rocha, foi acrescentado mais um bulbo.

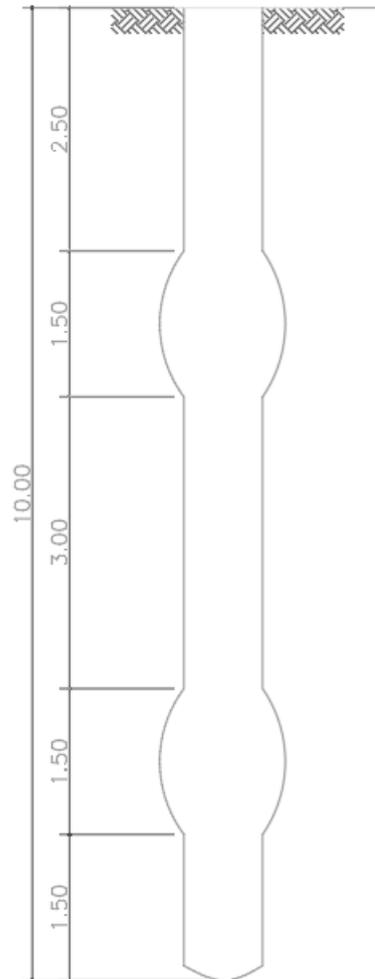
Figura 20 - Perfil do furo SP-01 com esboço da estaca.



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

Dessa forma, o comprimento da estaca foi determinado com 10,00 m com 2 bulbos de 1,50 m de comprimento conforme a Figura 21.

Figura 21 - Detalhe geral da estaca.



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

Feita essas considerações, a resistência lateral é dada por:

$$\overline{N}_L = \frac{20 + 22 + 12 + 14 + 17}{5} = 17 \text{ golpes} > 15 \Rightarrow \overline{N}_L = 15 \text{ golpes}$$

$$A_L = \pi \cdot d \cdot L = \pi \cdot 0,40 \cdot 5,5 = 6,91 \text{ m}^2$$

$$r_L = 10 \cdot \left(\frac{\overline{N}_L}{3} + 1\right) = 10 \cdot \left(\frac{15}{3} + 1\right) = 60 \text{ kPa}$$

$$R_L = r_L \cdot A_L = 60 \cdot 6,91 = 414,66 \text{ kN}$$

Na resistência de ponta foram somadas as parcelas referente à resistência do bulbo 2 e a da ponta. Para o cálculo foram feitas algumas considerações:

- Diâmetro externo do bulbo = 0,60m.
- $C = 220\text{kPa}$  para areias finas e grossas.

$$\overline{N}_{b2} = \overline{N}_p = \frac{36 + 33,33 + 34,62}{3} = 34,62 \text{ golpes} > 15 \Rightarrow \overline{N}_{b2} = \overline{N}_p = 15 \text{ golpes}$$

$$A_{b2} = \pi \cdot (r_e^2 - r_i^2) = \pi \cdot (0,3^2 - 0,2^2) = 0,16 \text{ m}^2$$

$$A_p = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,4^2}{4} = 0,126 \text{ m}^2$$

$$r_{b2} = r_p = C \cdot \overline{N}_p = 220 \cdot 15 = 3300 \text{ kPa}$$

$$R_{b2} = r_{b2} \cdot A_{b2} = 3300 \cdot 0,16 = 528 \text{ kN}$$

$$R_p = r_p \cdot A_p = 3300 \cdot 0,126 = 415,80 \text{ kN}$$

Para o bulbo 1, foram utilizadas as mesmas considerações anteriores, resultando em uma resistência de bulbo dada por:

$$\overline{N}_{b1} = \frac{4 + 5 + 10}{3} = 6,911 \text{ golpes}$$

$$A_{b1} = \pi \cdot (r_e^2 - r_i^2) = \pi \cdot (0,3^2 - 0,2^2) = 0,16 \text{ m}^2$$

$$r_{b1} = r_p = C \cdot \overline{N}_p = 220 \cdot 6,911 = 1520,42 \text{ kPa}$$

$$R_{b1} = r_{b2} \cdot A_{b2} = 1520,42 \cdot 0,16 = 243,27 \text{ kN}$$

Então, a carga de ruptura das estacas em solo é dada pela Equação 6. Onde  $\alpha = 1,00$  para solos intermediários e estaca injetada sob altas pressões e  $\beta = 0,85$  de acordo com Marques (2004):

$$R = \alpha \cdot R_{b1} + \alpha \cdot R_{b2} + \alpha \cdot R_p + \beta \cdot R_L$$

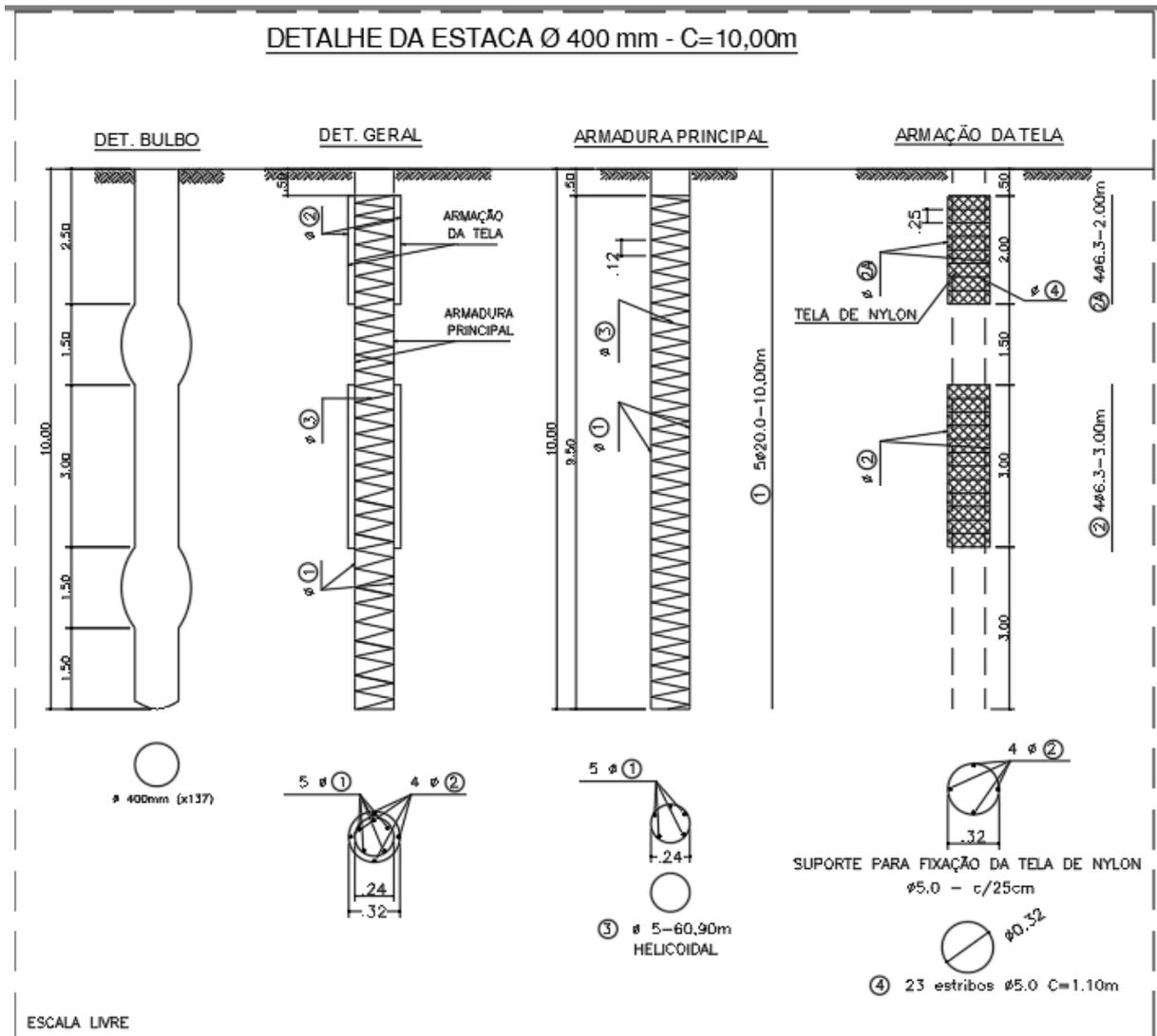
$$R = 1,0 \cdot 243,27 + 1,0 \cdot 528 + 1,0 \cdot 415,80 + 0,85 \cdot 414,66 = 1539,53 \text{ kN}$$

Aplicando o fator de segurança igual a 2,00, tem-se a capacidade de carga das estacas:

$$\overline{R} = \frac{1539,53}{2} = 769,76 \text{ kN} \approx 77 \text{ tf}$$

O método de Marques (2004) forneceu uma capacidade de carga para a estaca com 2 bulbos de 77 tf, entretanto o projetista manteve a limitação da carga de trabalho das estacas 60 tf, desse modo, o segundo bulbo executado terá como função apenas diminuir o recalque na carga de trabalho. Na figura 22 é apresentado o detalhamento da estaca rotativa injetada com bulbos.

Figura 22 - Detalhe da estaca rotativa injetada com bulbos



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

### 3.5 Cálculo da capacidade de carga das sapatas

Por tratar-se de uma fundação com sapata assente em rocha, a capacidade de carga da fundação foi adotada baseada na literatura e experiência do projetista, desse modo, ficou definida a tensão admissível com o valor de 10 kgf/cm<sup>2</sup>, valor considerado conservador para

fundações em rocha. Na Tabela 10, pode-se observar a determinação da geometria das sapatas.

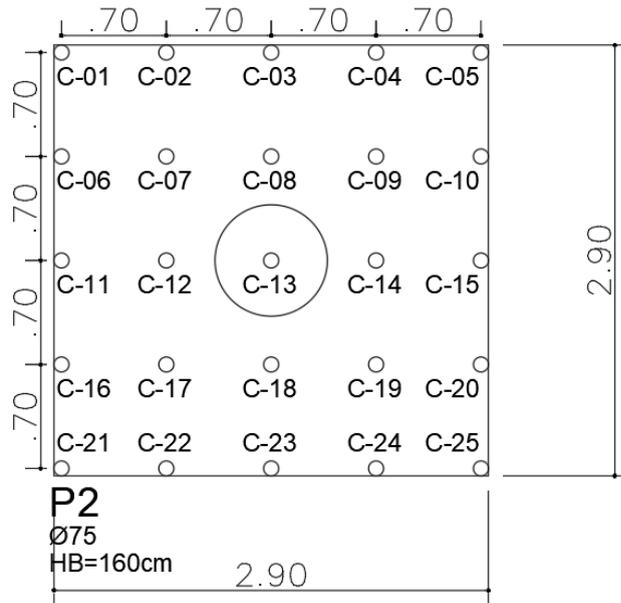
Tabela 10 - Determinação da geometria das sapatas.

<b>Pilares</b>	<b>Carga (tf)</b>	<b>Área Mínima (m<sup>2</sup>)</b>	<b>B Adotado (m)</b>	<b>L Adotado (m)</b>	<b>Área Adotada (m<sup>2</sup>)</b>
<b>B2</b>	689,64	6,90	2,90	2,90	8,41
<b>B5</b>	734,50	7,35	2,90	2,90	8,41
<b>B8</b>	699,71	7,00	2,90	2,90	8,41
<b>B11</b>	550,45	5,50	2,20	3,60	7,92
<b>B13</b>	1209,93	12,10	3,60	3,60	12,96
<b>B15</b>	720,30	7,20	2,90	2,90	8,41
<b>B16</b>	828,02	8,28	2,90	2,90	8,41
<b>B17</b>	840,04	8,40	2,90	2,90	8,41
<b>B19</b>	1349,43	13,49	3,60	4,30	15,48
<b>B20</b>	970,98	9,71	2,90	4,30	12,47
<b>B21</b>	1098,04	10,98	3,60	3,60	12,96
<b>B23</b>	317,53	3,18	1,50	2,20	3,30
<b>B25</b>	474,99	4,75	2,20	2,20	4,84
<b>B51</b>	268,99	2,69	1,50	2,20	3,30
<b>B52</b>	107,61	1,08	1,50	1,50	2,25
<b>B57</b>	119,10	1,19	1,50	1,50	2,25
<b>B58</b>	264,46	2,64	2,20	2,20	4,84
<b>B59</b>	91,78	0,92	1,50	1,50	2,25
<b>B60</b>	149,21	1,49	1,30	1,50	1,95

Fonte: Autor (2023)

Como as sapatas vão possuir uma malha de 700 x 700 mm de colunas argamassadas, as dimensões de base e largura da sapata foram determinadas em múltiplos de 700 mm somados com 50 mm de cobrimento de cada lado. Na figura 23, é apresentada a sapata do pilar 2, mostrando a malha das colunas argamassadas e suas dimensões em planta.

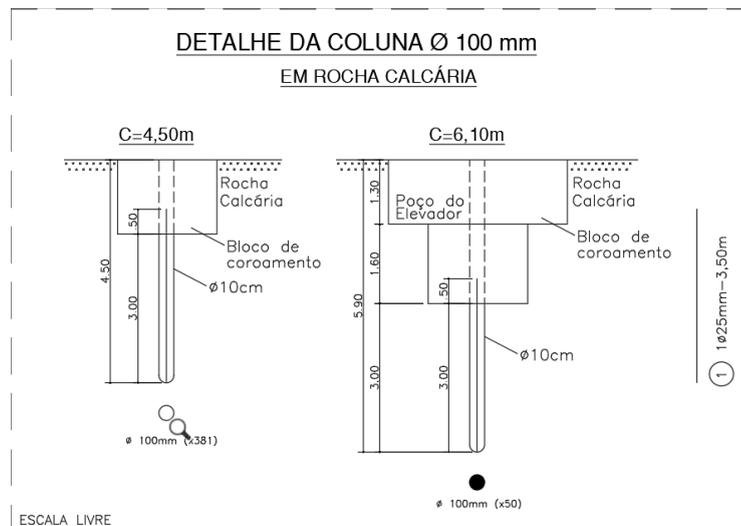
Figura 23 - Sapata do pilar 2.



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

As colunas argamassadas tem como objetivo preencher os possíveis vazios e vesículas da rocha calcária, como uma forma de garantir sua capacidade de suporte. As colunas argamassadas foram executadas com o comprimento de 4,50m, exceto nas sapatas do poço do elevador, onde será necessário um arrasamento maior da estaca, ficando assim com 6,10m. O detalhamento dessas colunas pode ser observado na Figura 24.

Figura 24 - Detalhamento da coluna argamassada.



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

### 3.6 Execução da fundação

Para a execução das estacas, pela demanda do construtor, foram utilizadas duas equipes, compostas por uma perfuratriz (Figura 25) e pelo menos 3 operadores. Cada frente de trabalho teve uma produtividade média de 3 estacas por dia.

Figura 25 - Perfuratriz da estaca rotativa injetada



Fonte: Autor (2023)

A perfuração foi executada com diferentes peças cortantes. A Figura 26 mostra o tricô utilizado para perfurar a rocha e a sapata cortante para perfurar o solo, enquanto a Figura 27 apresenta a haste com o furo horizontal utilizada para execução dos bulbos.

Figura 26 - Peças utilizadas na execução das estacas.



Fonte: AGM Geotécnica (2019)

Figura 27 - Haste com furo horizontal.



Fonte: Autor (2023)

A argamassa utilizada foi determinada com  $F_{ck} = 20$  MPa, com consumo de cimento não inferior a  $600 \text{ kg/m}^3$ , fator água/cimento entre 0,5 e 0,6 e traço de 1:1,5 (1 saco de cimento : 60 litros de areia). O processo de preparo da argamassa foi realizado in loco através de misturadores elétricos (Figura 28).

Figura 28 - Misturador elétrico.

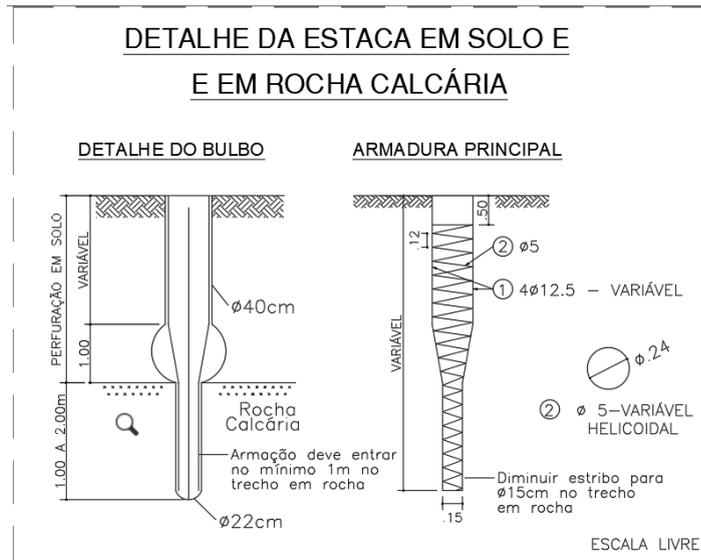


Fonte: Autor (2023)

Toda a etapa de execução da fundação foi monitorada, anotando-se os comprimentos das estacas, tanto o atingido em solo quanto em rocha, e o sobreconsumo de cimento. Dessa forma pode-se controlar e verificar se os comprimentos atingidos em campos estavam suficientes para os que foram projetados e também verificar o preenchimento das cavernas nas rochas calcárias.

Mesmo na parte do terreno onde foi definido solo arenoso, foi encontrado rocha calcária durante a perfuração das estacas, para esses casos, onde o comprimento da estaca não pode ser executado em sua totalidade, foi proposto um remodelamento na estaca (Figura 29), onde foi executado um bulbo na transição do trecho de areia e rocha, além da ponta da estaca ficar confinada em pelo menos 1,0 m na rocha.

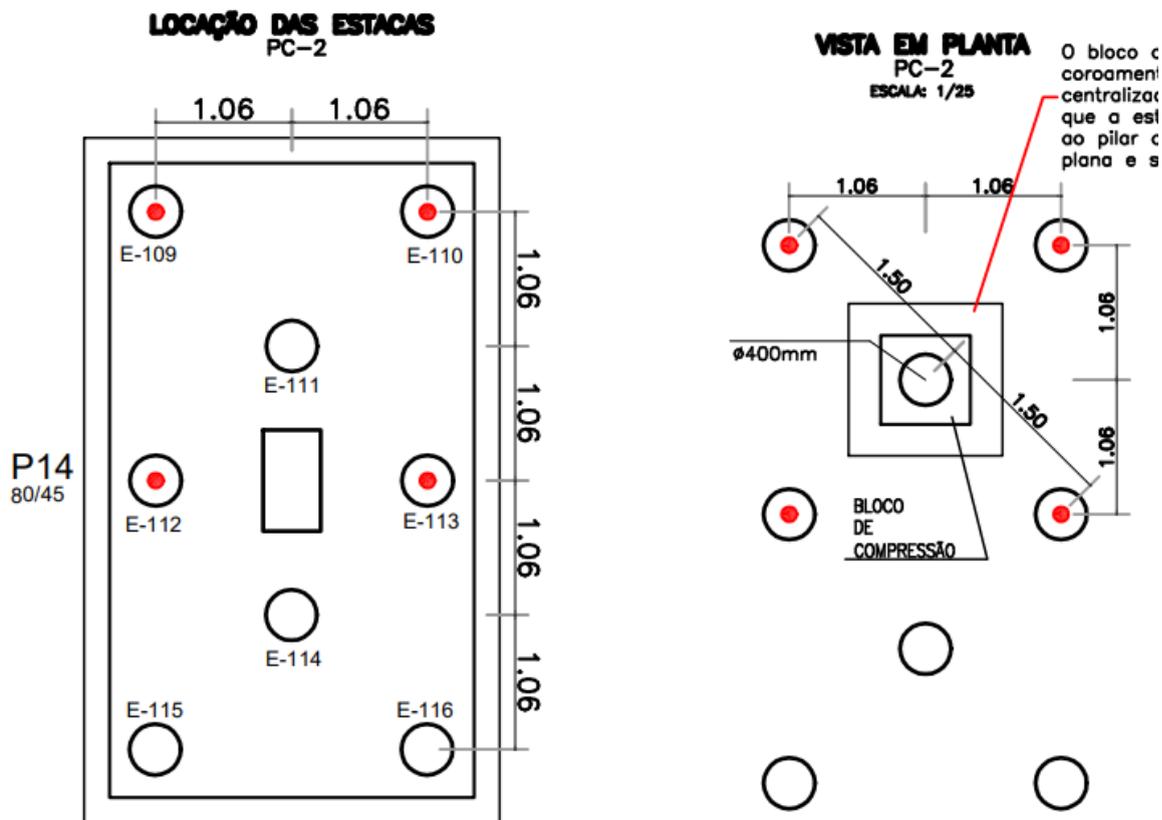
Figura 29 - Detalhe da estaca em solo e em rocha.



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

Como o projeto foi em estacas rotativas-injetadas, as quais foram criadas a partir de sucessivas mudanças no processo executivo da estaca raiz, o número de provas de carga estática previsto leva em consideração o critério adotado em norma para a estaca raiz. Sendo assim, a NBR 6122/2022 indica que a partir de 75 estacas a execução do ensaio torna-se obrigatória. A Tabela 9 mostra que o número total de estacas rotativas foi de 137. Então, calculando 1% desse valor, obtém-se que é necessário realizar 1 prova de carga. O ensaio previsto foi realizado nas estacas que compõem o bloco do pilar 14, conforme a Figura 30 indica. A estaca ensaiada e as estacas para sistema de reação foram as estacas padronizadas no projeto, exceto pelo fato das estacas do sistema de reação serem armadas com tirante monobarra para uma carga máxima de tração de 50 tf.

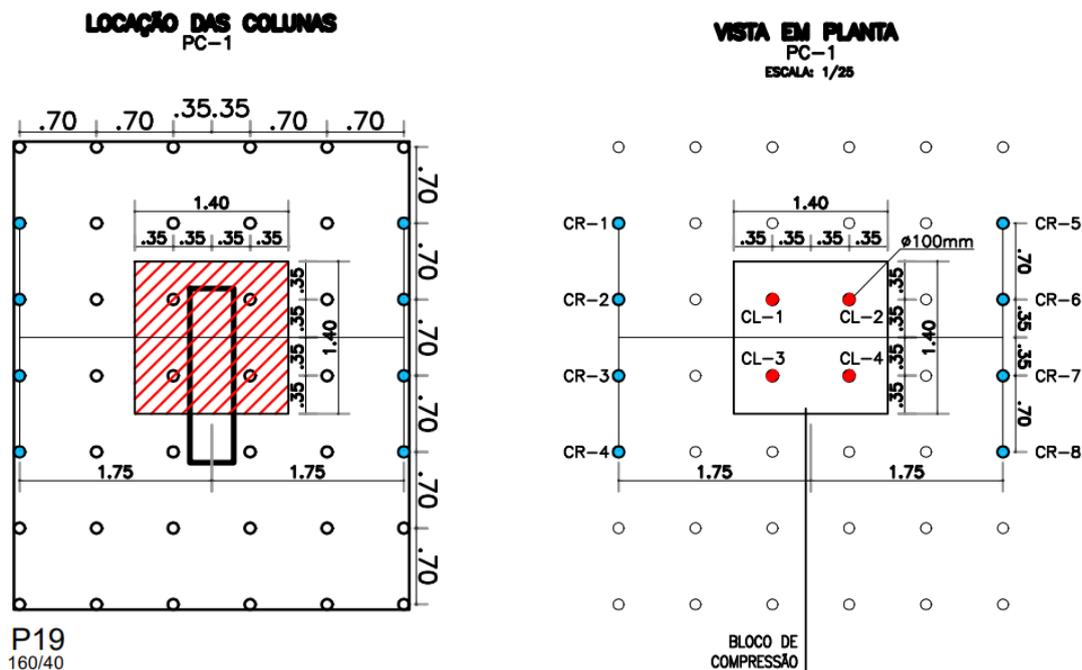
Figura 30 - Locação de estacas teste e bloco de compressão.



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

Como forma de validar a adoção da tensão admissível do conjunto “Sapata + colunas” sendo  $100 \text{ tf/m}^2$ , foi realizado 1 ensaio de prova de carga vertical à compressão, conforme a NBR 6489/2019. O ensaio foi realizado na sapata do pilar 19, conforme a Figura 31 indica. O bloco ensaiado tinha dimensões de  $1,4\text{m} \times 1,4\text{m}$ , assente sobre rocha calcária com melhoramento de 4 colunas de argamassa, enumeradas de CL-1 até CL-4, com diâmetro de  $0,1 \text{ m}$  e comprimento de  $4,5\text{m}$ . As colunas foram distribuídas uniformemente numa malha de  $700 \times 700 \text{ mm}$ . Para sistema de reação foram utilizadas oito colunas argamassadas, enumeradas de CR-1 até CR-8, com diâmetro de  $0,10 \text{ m}$  e comprimento de  $8,0\text{m}$ , armadas com tirante monobarra para uma carga máxima de tração de  $50 \text{ tf}$ .

Figura 31 - Locação das colunas e bloco de compressão.



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

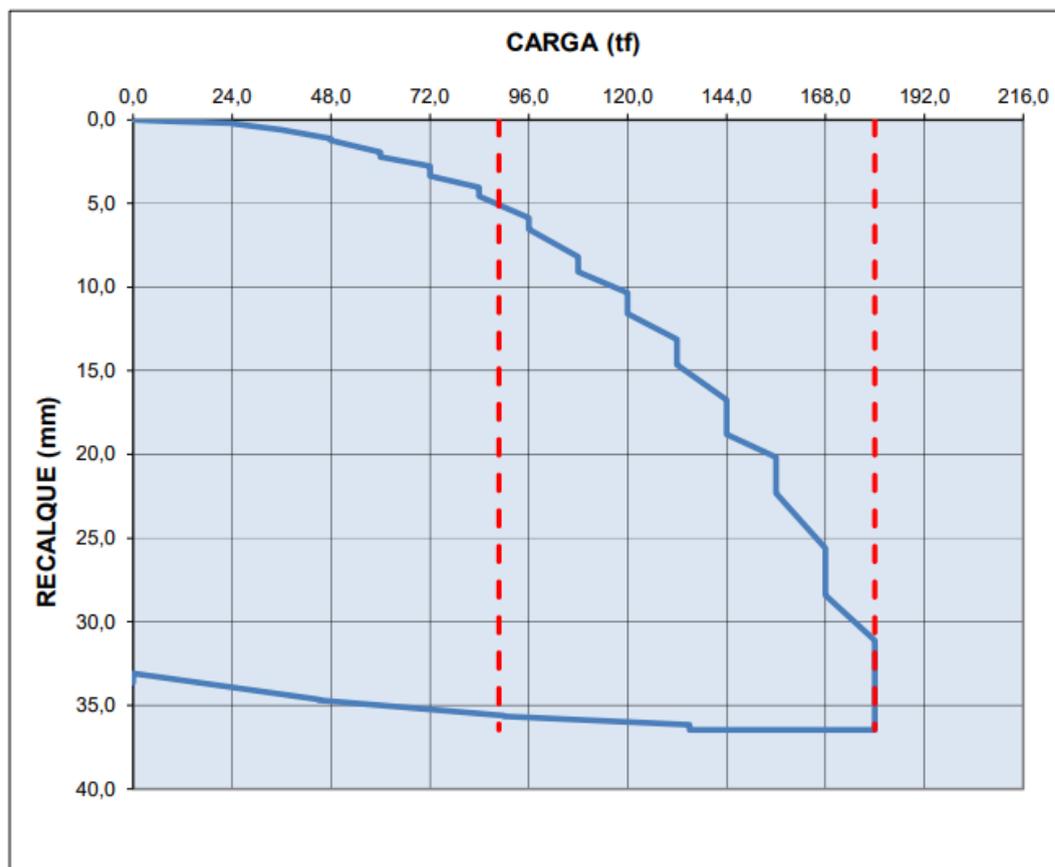
## 4. RESULTADOS

### 4.1 Prova de carga em solo

A prova de carga estática foi realizada com carregamento dividido em 15 estágios, com tempo mínimo de duração de 30 minutos para cada estágio, desse modo, em cada estágio houve um acréscimo na carga de 12 tf. Durante cada estágio, foram medidos os recalques correspondentes aos tempos de 5, 10, 15 e 30 minutos. Com os dados obtidos em campo, foi possível montar as curvas de carga x recalque.

Na Figura 32 tem-se a curva carga x recalque da prova de carga em solo. Nela, a carga máxima aplicada do ensaio foi de 180 tf, 3 vezes a carga de trabalho da estaca, e o recalque total foi de 36,47 mm.

Figura 32 - Curva de carga recalque da prova de carga em solo



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

Feita a extrapolação da curva pelo método de Van der Veen (1953), obteve-se uma carga de ruptura correspondente a 198 tf. Aplicando-se a carga o coeficiente de segurança igual a 2,0, prescrito pela NBR 6122/2019, tem-se  $P_{adm} = 99$  tf.

Considerando que a carga de trabalho da estaca + bloco sapata é de 88,8 tf, foi encontrado na curva do ensaio um recalque correspondente de 5,07 mm. Este valor é perfeitamente satisfatório, uma vez que este tipo de estrutura admite recalques da ordem de 20 mm.

Portanto, conclui-se que o desempenho das estacas rotativas injetadas com bulbos em solo arenoso atende tanto aos critérios de ruptura quanto ao de recalques admissíveis.

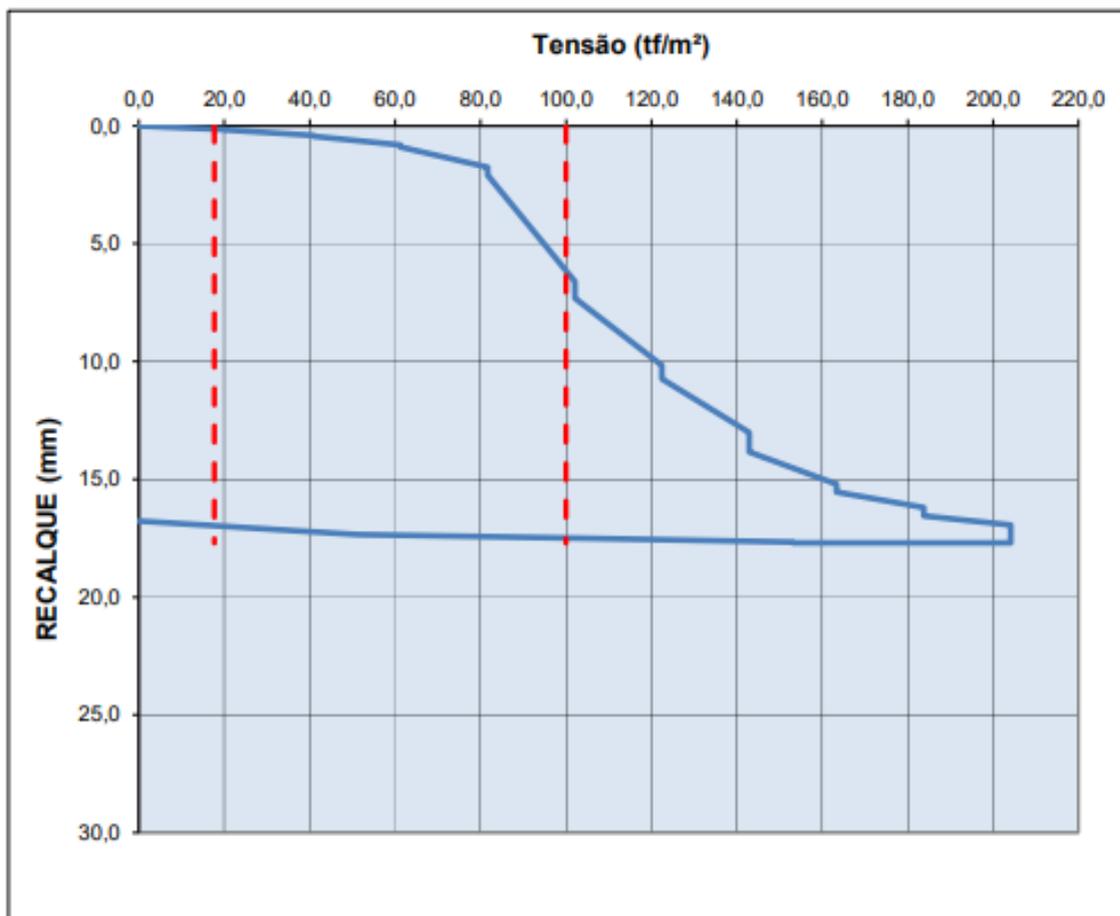
#### 4.2 Prova de carga em rocha

A prova de carga estática foi realizada com carregamento dividido em 10 estágios, com tempo mínimo de duração de 30 minutos para cada estágio, desse modo, em cada estágio

houve um acréscimo na carga de 20 tf. Durante cada estágio, foram medidos os recalques correspondentes aos tempos de 5, 10, 15 e 30 minutos. Com os dados obtidos em campo, foi possível montar as curvas de tensão x recalque.

Na Figura 33 tem-se a curva tensão x recalque da prova de carga em solo. Nela, a tensão máxima aplicada do ensaio foi de 204 tf/m<sup>2</sup>, 2 vezes a tensão de trabalho da sapata, e o recalque total foi de 17,70 mm.

Figura 33 - Curva tensão recalque da prova de carga em rocha.



Fonte: AGM Geotécnica (2023)

Devido ao comportamento quase linear da curva tensão x recalque nos quatro últimos estágios de carregamento, não foi possível utilizar os métodos de extrapolação para determinação da tensão de ruptura do conjunto. Aplicando-se o coeficiente de segurança igual a 2,0, prescrito pela NBR 6122/2019, encontramos  $P_{adm} = 102,05$  tf/m<sup>2</sup>.

Considerando que a tensão de trabalho do conjunto “estaca + bloco sapata” é de 100,00 tf/m<sup>2</sup>, foi encontrado na curva do ensaio um recalque correspondente de 6,46 mm. Este

valor é perfeitamente satisfatório, uma vez que este tipo de estrutura admite recalques da ordem de 20mm.

Portanto, conclui-se que o desempenho das sapatas assente em rocha calcária melhorada com colunas argamassadas atende tanto aos critérios de ruptura quanto ao de recalques admissíveis.

### **4.3 Compatibilidade das soluções de fundações**

Analisando os recalques obtidos nas cargas de trabalho dos dois tipos de soluções de fundações, nota-se um recalque diferencial de apenas 1,39 mm, desse modo, além do desempenho individual satisfatório de cada tipo de fundação executada, apresenta-se também uma compatibilidade de recalques entre as duas soluções.

## **5. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

### **5.1 Conclusões**

A região praieira da cidade de Maceió-AL tem se destacado pela construção de edifícios cada vez mais altos e com arquitetura mais arrojada, atrelado a isso, o subsolo da região, geralmente composto por solos arenosos, apresentam características únicas, como camada de alta compactação em cotas superficiais, seguidas de uma grande queda de resistência, baixo lençol freático e a possibilidade da presença de rochas sedimentares (arenito e calcário). Pensando nisso, soluções de fundações não convencionais surgem para otimizar e viabilizar a construção desses empreendimentos.

Assim, o grande desafio da obra abordada neste estudo de caso foi contornar os problemas inerentes à presença de rocha calcária no nível da execução do subsolo do edifício, que através de 24 furos de sondagem, foi constatada em mais da metade da sua área de projeção. Desse modo, foram adotadas dois tipos de fundações, uma para a parcela do terreno em solo arenoso e uma para a parcela do terreno em substrato rochoso.

Para o trecho em substrato rochoso foram executadas 19 sapatas, com dimensões variando de 1,3 m até 4,30 m, além disso, foi confeccionada, na base das sapatas, uma malha de 700 x 700 mm de colunas argamassadas com 0,1 m de diâmetro e 4,5 m de comprimento, a fim de melhorar a rocha calcária, preenchendo possíveis cavernas e vesículas. Para o dimensionamento foi adotado uma tensão admissível na rocha calcária melhorada de 100

tf/m<sup>2</sup>. O ensaio de prova de carga estática, garantiu a tensão admissível adotada, uma vez que, obteve para uma carga máxima de 204 tf/m<sup>2</sup> um recalque total de 17,70 mm e uma tensão admissível de 102,05 tf/m<sup>2</sup>, maior do que a adotada.

Para o trecho em solo arenoso foram executadas 137 estacas rotativas injetadas com 0,4 m de diâmetro, 10 m de comprimento e 2 bulbos com 0,6 m de diâmetro e 1,5 m de comprimento. A capacidade de carga da estaca foi estimada em 77 tf, entretanto, o projetista adotou uma capacidade de carga de 60 tf, a fim de compatibilizar o recalque do trecho em solo com o trecho em rocha. O ensaio de prova de carga estática, garantiu a capacidade de carga adotada, uma vez que obteve para uma carga máxima de 180 tf, um recalque total de 36,47 mm e uma carga de ruptura de 99 tf, maior do que a adotada.

Por fim, para a carga de trabalho da estaca foi encontrado um recalque correspondente de 5,07 mm, enquanto para a tensão de trabalho da sapata um recalque correspondente de 6,46 mm. Assim, conclui-se que as soluções de fundações adotadas neste trabalho apresentam desempenho que atende tanto os critérios de ruptura quanto ao de recalques admissíveis de maneira isolada e em conjunto.

## **5.1 Sugestões para trabalhos futuros**

Como sugestão para trabalhos futuros e complementação deste, sugere-se a realização de estudos de casos adicionais na mesma região da cidade de Maceió-AL, a fim de ampliar e conhecer práticas de soluções de fundações locais. Também seria benéfico considerar a avaliação de casos comparativos para identificar melhores práticas e tendências para soluções de fundações com solos arenosos com a presença de rocha calcária. Além disso, a exploração de novas variáveis, metodologias ou abordagens de análise pode enriquecer ainda mais a compreensão do tema. Por fim, estudos futuros podem se concentrar na aplicação de soluções inovadoras e tecnologias disruptivas para abordar os desafios identificados. Essas direções potenciais para pesquisas futuras visam contribuir para a evolução contínua do conhecimento neste campo e fornecer subsídios para aprimoramentos práticos e estratégicos.

## REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. Dimensionamento de fundações profundas. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2012. 158 p.
- AGM Geotécnica LTDA. Projeto de fundações - Locação, Forma e Armação de Estacas, Maceió, 2023.
- AGM Geotécnica LTDA. Relatório técnico de prova de carga - PC-1/Sapata com colunas argamassadas, Maceió, 2023.
- AGM Geotécnica LTDA. Relatório técnico de prova de carga - PC-2/Est-111, Maceió, 2023.
- ASSIS, André P., PhD. Mecânica das Rochas. Apostila do curso básico. G.AP-AA001/13. Brasília, DF: janeiro 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio. 2 ed. Rio de Janeiro, 2020. 28 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6489: Solo - Prova de carga estática - fundação direta. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8036: Programa de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131: Estacas - Prova de carga estática - Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- BARBOSA, L. C. Estudo de Caso: Análise do Projeto de Fundação em Estaca Escavada de Pequeno Diâmetro Com Bulbos e Ponta Apoiada em Solo e em Rocha. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió.
- CAMPOS, J. C de. Elementos de fundações em concreto. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 544 p.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p..

Departamento de Geologia Sedimentar e Ambiental da Universidade de São Paulo. Rochas sedimentares: calcário. Disponível em:

<https://didatico.igc.usp.br/rochas/sedimentares/calcario/>. Acesso em: 05 mai. 2023.

Goodman, R.E. Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons, New York, USA, 562 p, 1989.

Grupo de Estudos Espeleológicos Bambuí. Geologia Cársica. Disponível em:

<https://bambuiespeleo.wordpress.com/geologia-carstica/>. Acesso em: 05 mai. 2023.

MARQUES, J. A. F. Estudos de Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro, com Bulbos, Instrumentadas em Profundidade, em Terrenos Sedimentares. 2004. 319 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004

MARQUES, J. A. F. Execução e Previsão de Capacidade de Carga de Estacas Rotativas Injetadas. 1997. 124 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997

MARQUES, J. A. F. & Marques, A. G. Prática de Fundações no Estado de Alagoas. In: GUSMÃO, A. D.; FILHO, G. J.; OLIVEIRA, J. T. R.; MAIA, G. B. Geotecnia no Nordeste. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2005.

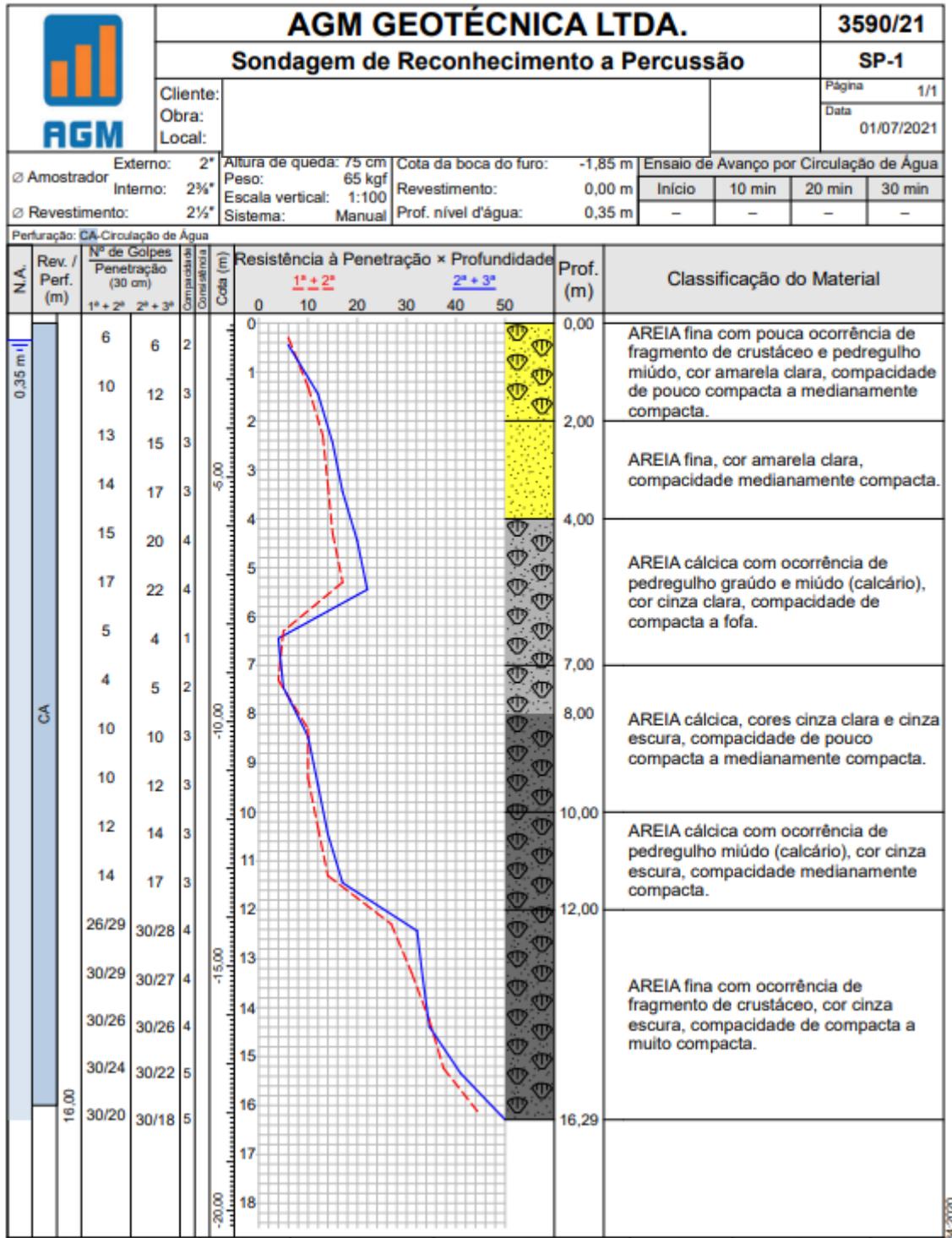
MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. Patologia das Fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. 243 p.

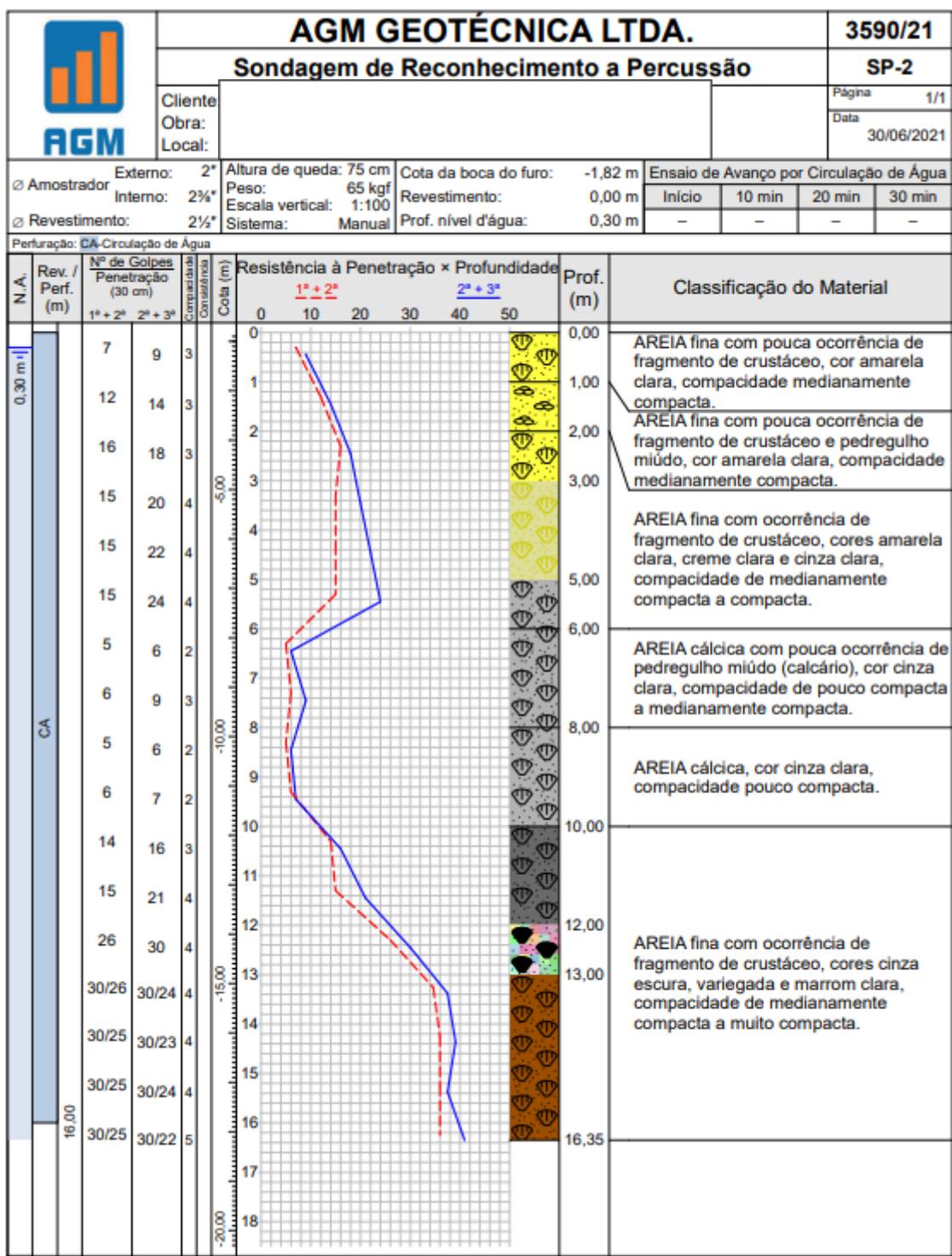
SCHNAID, F. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: Procedures of Third International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Zurich Proceedings...v.2 , p 84-90, 1953.

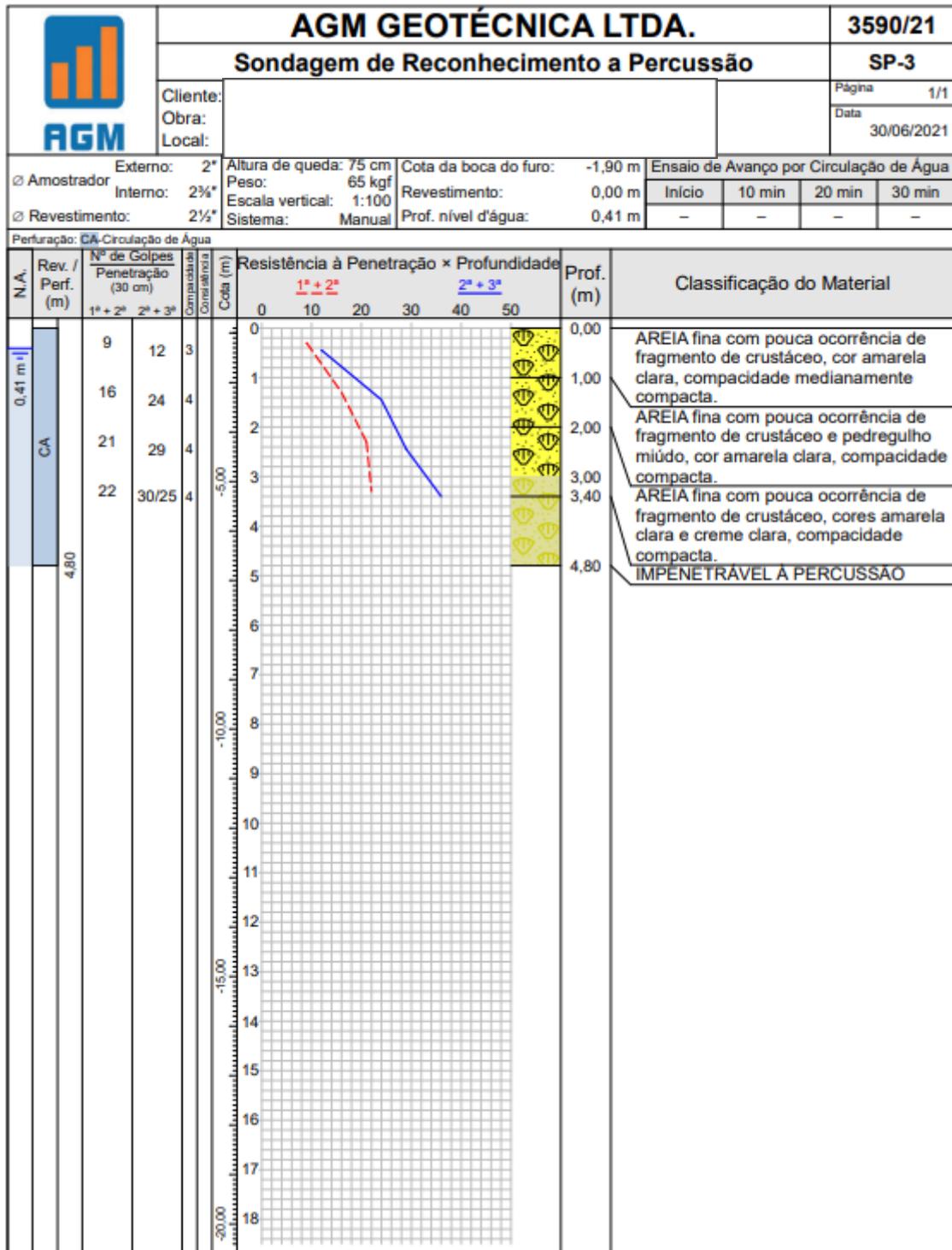
VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Fundações: Critérios de Projeto | Investigação do Subsolo | Fundações Superficiais | Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 366 p.

ANEXO A





84/2020





# AGM GEOTÉCNICA LTDA.

3590/21

## Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-3A

Cliente: \_\_\_\_\_  
 Obra: \_\_\_\_\_  
 Local: \_\_\_\_\_

Página 1/1  
 Data 30/06/2021

<input type="checkbox"/> Amostrador Externo: 2" Interno: 2 1/2" <input type="checkbox"/> Revestimento: 2 1/2"	Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual	Cota da boca do furo: -1,90 m Revestimento: 0,00 m Prof. nível d'água: 0,41 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água				
				Início	10 min	20 min	30 min
				-	-	-	-

Perfuração: CA-Circulação de Água

N.º A.	Rev. / Perf. (m)	N.º de Golpes Penetração (30 cm)			Consistência	Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade						Prof. (m)	Classificação do Material	
		1.º + 2.º	2.º + 3.º	3.º + 4.º			0	10	20	30	40	50			
0,41 m	CA	-	-	-		0,00								0,00	PERFURAÇÃO REALIZADA APENAS PARA VERIFICAR O IMPENETRÁVEL  Obs.: IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO A 3,80m.
						3,80								3,80	
						-5,00									
						-10,00									
						-15,00									
						-20,00									
						-25,00									
						-30,00									

BOL 0000

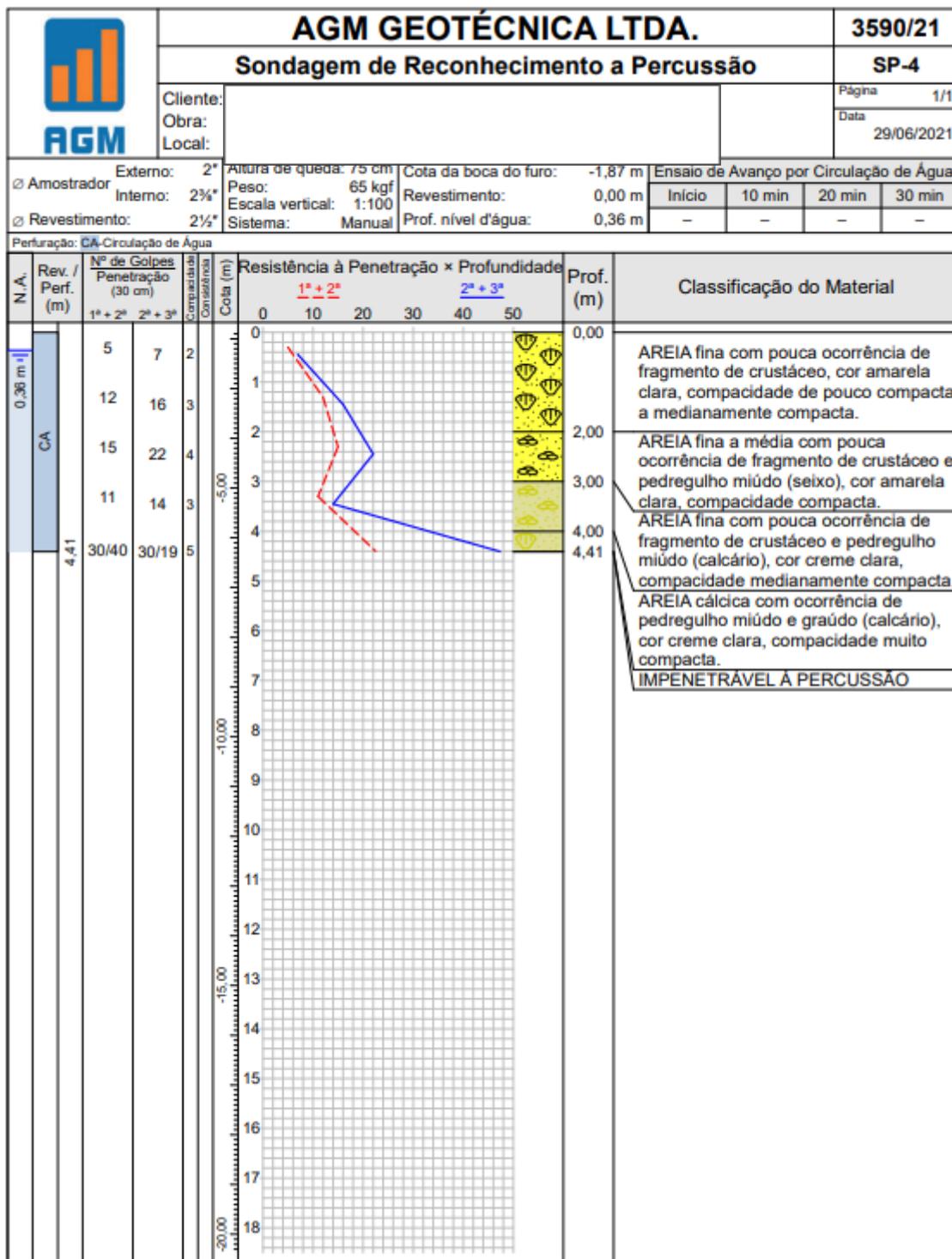
		<b>AGM GEOTÉCNICA LTDA.</b>				<b>3590/21</b>											
		<b>Sondagem de Reconhecimento a Percussão</b>				<b>SP-3B</b>											
		Cliente: Obra: Local:				Página 1/1 Data 30/06/2021											
Amostrador Externo: 2" Interno: 2 1/2" Revestimento: 2 1/2"		Altura de queda: 7,5 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual		Cota da boca do furo: -1,90 m Revestimento: 0,00 m Prof. nível d'água: 0,40 m		Ensaio de Avanço por Circulação de Água <table border="1"> <tr> <th>Início</th> <th>10 min</th> <th>20 min</th> <th>30 min</th> </tr> <tr> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> </table>				Início	10 min	20 min	30 min	-	-	-	-
Início	10 min	20 min	30 min														
-	-	-	-														
Perfuração: CA-Circulação de Água																	
N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)		Compactação Consistência	Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade					Prof. (m)	Classificação do Material					
		1ª + 2ª	2ª + 3ª			0	10	20	30	40			50				
0,40 m	CA	-	-		0						0,00	PERFURAÇÃO REALIZADA APENAS PARA VERIFICAR O IMPENETRÁVEL  Obs.: IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO A 2,90m.					
	2,90				2,90						2,90						
					-5,00												
					-10,00												
					-15,00												
					-20,00												

		AGM GEOTÉCNICA LTDA.				3590/21							
		Sondagem de Reconhecimento a Percussão				SP-3C							
Cliente:						Página 1/1							
Obra:										Data 30/06/2021			
Local:													
Externo: 2" Interno: 2½" Revestimento: 2½"						Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual		Cota da boca do furo: -1,93 m Revestimento: 0,00 m Prof. nível d'água: 0,42 m		Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
						Início	10 min	20 min	30 min				
						-	-	-	-				
Perfuração: CA-Circulação de Água													
N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)		Comparação Constatada	Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade					Prof. (m)	Classificação do Material	
		1ª + 2ª	2ª + 3ª			1ª + 2ª		2ª + 3ª					
0,42 m	CA	-	-		0	10	20	30	40	50	0,00	PERFURAÇÃO REALIZADA APENAS PARA VERIFICAR O IMPENETRÁVEL  Obs.: IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO A 3,25m.	
	3,25										3,25		
					-5,00								
					-10,00								
					-15,00								
					-20,00								

154\_2020

	<b>AGM GEOTÉCNICA LTDA.</b>				<b>3590/21</b>								
	<b>Sondagem de Reconhecimento a Percussão</b>				<b>SP-3D</b>								
	Cliente: Obra: Local:							Página 1/1 Data 30/06/2021					
⊕ Amostrador Externo: 2" Interno: 2 3/4" ⊕ Revestimento: 2 1/2"	Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual	Cota da boca do furo: -1,90 m Revestimento: 0,00 m Prof. nível d'água: 0,41 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água				Início 10 min 20 min 30 min						
Perfuração: CA-Circulação de Água													
N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)		Consistência	Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade					Prof. (m)	Classificação do Material	
		1ª + 2ª	2ª + 3ª			0	10	20	30	40			50
0,41 m	CA	-	-		0,00							0,00	PERFURAÇÃO REALIZADA APENAS PARA VERIFICAR O IMPENETRÁVEL  Obs.: IMPENETRÁVEL À PERCUSSÃO A 3,55m.
	3,55				3,55								
					-5,00								
					-10,00								
					-15,00								
					-20,00								

15/12/2020

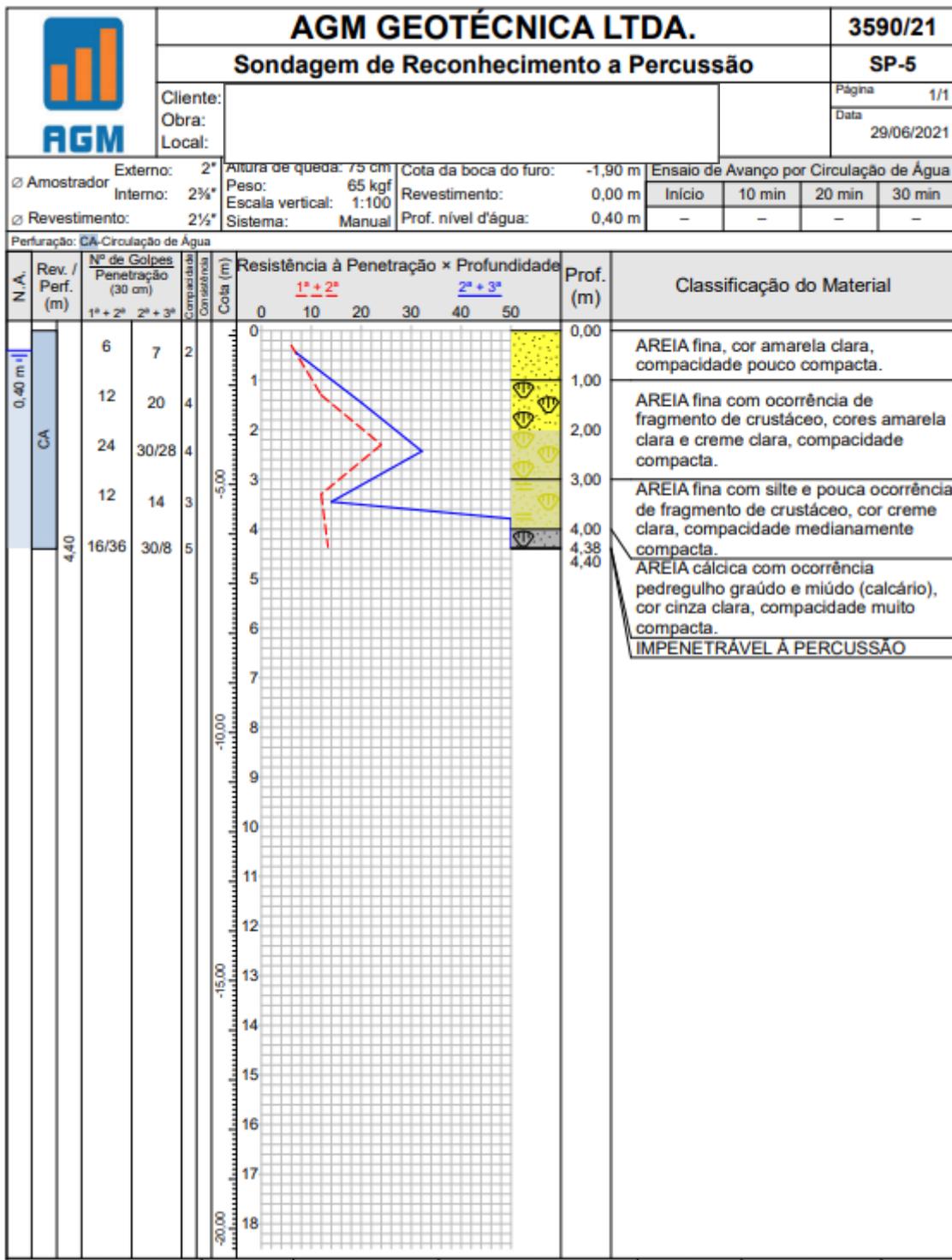


	<b>AGM GEOTÉCNICA LTDA.</b>				<b>3590/21</b>									
	<b>Sondagem de Reconhecimento a Percussão</b>				<b>SP-4A</b>									
	Cliente: Obra: Local:				Página 1/1 Data 29/06/2021									
Externo: 2* Interno: 2 1/2* Revestimento: 2 1/2*	Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual	Cota da boca do furo: -1,87 m Revestimento: 0,00 m Prof. nível d'água: 0,35 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água											
				Início	10 min	20 min	30 min							
				-		-								
Perfuração: CA-Circulação de Água														
N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)		Comparação Consistência	Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade					Prof. (m)	Classificação do Material		
		1ª + 2ª	2ª + 3ª			0	10	20	30	40			50	
0,35 m	CA	-	-		0,00									
	3,30				3,30									PERFURAÇÃO REALIZADA APENAS PARA VERIFICAR O IMPENETRÁVEL
					-5,00									
					-10,00									
					-15,00									
					-20,00									
					-25,00									
					-30,00									
					-35,00									
					-40,00									
					-45,00									
					-50,00									

	<b>AGM GEOTÉCNICA LTDA.</b>				<b>3590/21</b>							
	<b>Sondagem de Reconhecimento a Percussão</b>				<b>SP-4B</b>							
	Cliente: Obra: Local:				Página 1/1 Data 29/06/2021							
Ⓞ Amostrador Externo: 2" Interno: 2 1/2" Ⓞ Revestimento: 2 1/2"	Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual	Cota da boca do furo: -1,87 m Revestimento: 0,00 m Prof. nível d'água: 0,40 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água									
				Início	10 min	20 min	30 min					
					-	-	-	-				
Perfuração: CA-Circulação de Água												
N.º A.	Rev. / Perf. (m)	N.º de Golpes Penetração (30 cm)			Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade					Prof. (m)	Classificação do Material
		1.º + 2.º	2.º + 3.º	Consistência		0	1.º + 2.º	2.º + 3.º	30	40		
0,40 m	CA	-	-		0						0,00	PERFURAÇÃO REALIZADA APENAS PARA VERIFICAR O IMPENETRÁVEL  Obs.: IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO A 3,00m.
	3,00				-5,00						3,00	
					-10,00							
					-15,00							
					-20,00							

	<b>AGM GEOTÉCNICA LTDA.</b>				<b>3590/21</b>											
	<b>Sondagem de Reconhecimento a Percussão</b>				<b>SP-4C</b>											
	Cliente: Obra: Local:							Página 1/1 Data 29/06/2021								
<input checked="" type="checkbox"/> Amostrador	Externo: 2" Interno: 2 3/4" <input checked="" type="checkbox"/> Revestimento: 2 1/2"	Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual	Cota da boca do furo: -1,85 m Revestimento: 0,00 m Prof. nível d'água: 0,42 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água				<table border="1"> <tr> <td>Início</td> <td>10 min</td> <td>20 min</td> <td>30 min</td> </tr> <tr> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> </table>	Início	10 min	20 min	30 min	-	-	-	-
Início	10 min	20 min	30 min													
-	-	-	-													
Perfuração: CA - Circulação de Água																
N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Gólpes Penetração (30 cm)		Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade					Prof. (m)	Classificação do Material					
		1ª + 2ª	2ª + 3ª		0	10	20	30	40			50				
0,42 m	CA	-	-	0,00							0,00	PERFURAÇÃO REALIZADA APENAS PARA VERIFICAR O IMPENETRÁVEL  Obs.: IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO A 3,30m.				
	3,30			3,30							3,30					
				-5,00												
				-10,00												
				-15,00												
				-20,00												



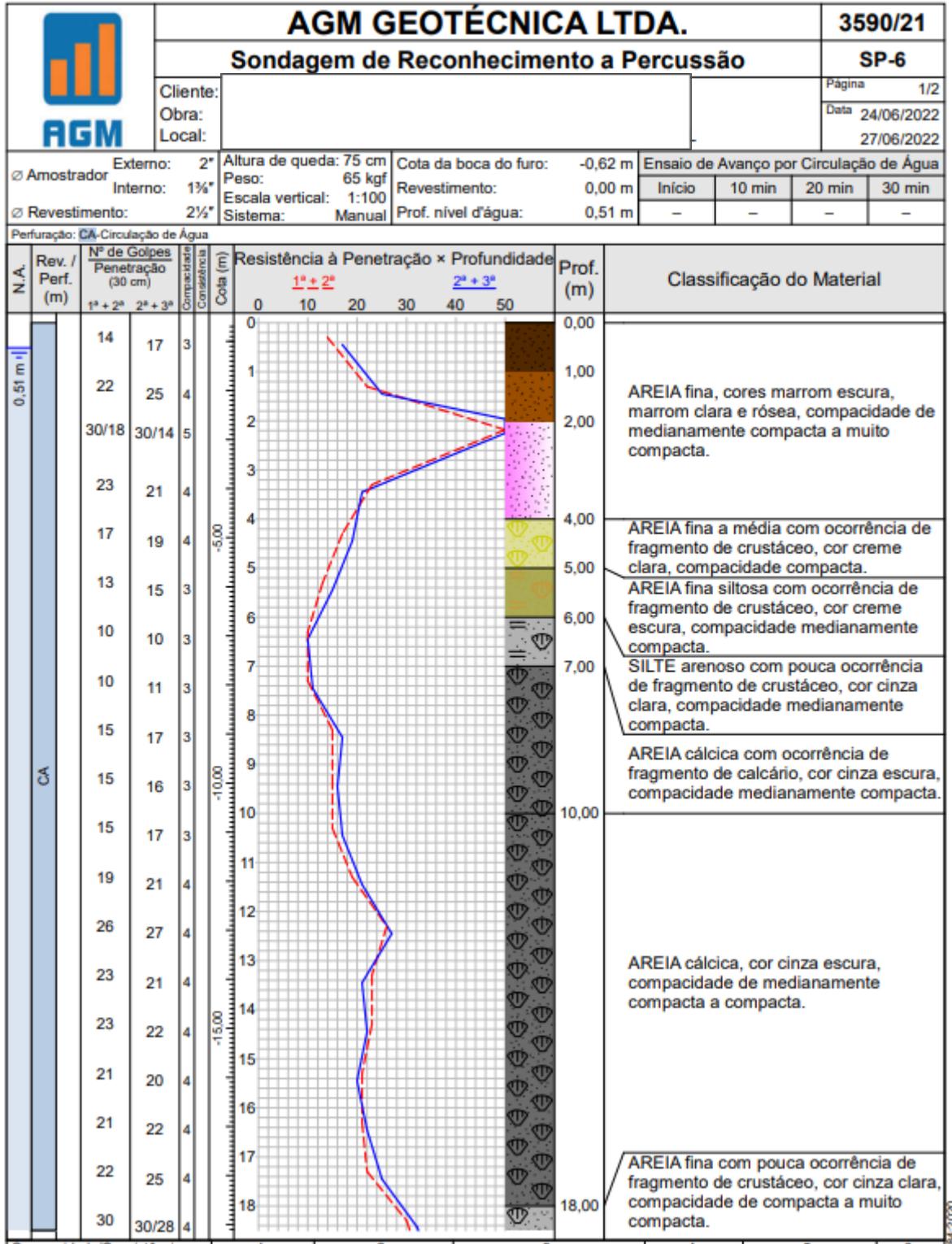


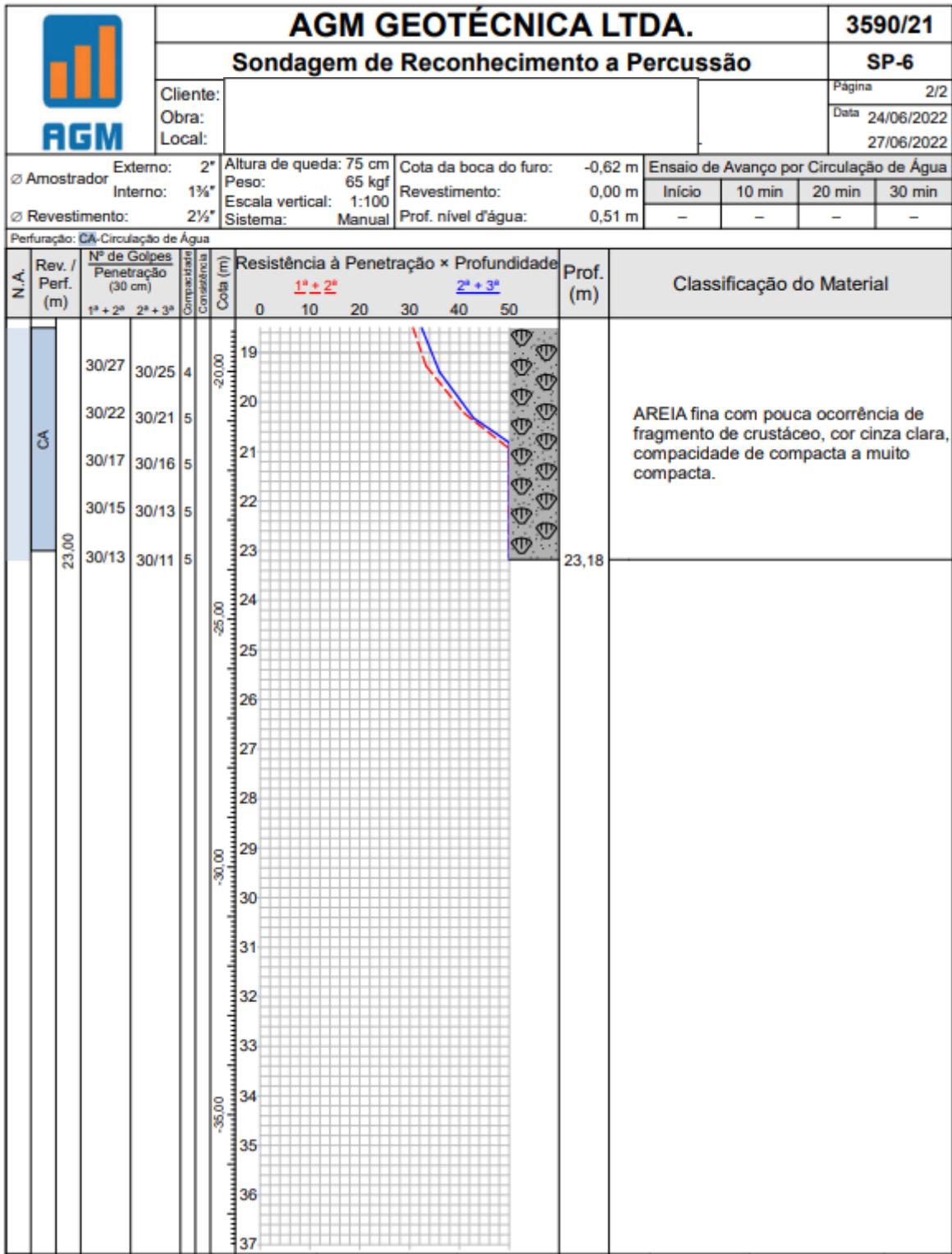
	<b>AGM GEOTÉCNICA LTDA.</b>				<b>3590/21</b>								
	<b>Sondagem de Reconhecimento a Percussão</b>				<b>SP-5A</b>								
	Cliente: Obra: Local:				Página 1/1 Data 29/06/2021								
Externo: 2* Interno: 2 1/2* Revestimento: 2 1/2*	Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual	Cota da boca do furo: -1,90 m Revestimento: 0,00 m Prof. nível d'água: 0,40 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água										
				Início	10 min	20 min	30 min						
				-		-							
Perfuração: CA-Circulação de Água													
N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)			Cota (m)	Resistência à Penetração x Profundidade					Prof. (m)	Classificação do Material	
		1ª + 2ª	2ª + 3ª	3ª + 4ª		0	10	20	30	40			50
0,40 m	CA	-	-	-	0,00							0,00	PERFURAÇÃO REALIZADA APENAS PARA VERIFICAR O IMPENETRÁVEL  Obs.: IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO A 3,20m.
	3,20				3,20							3,20	
					-5,00								
					-10,00								
					-15,00								
					-20,00								

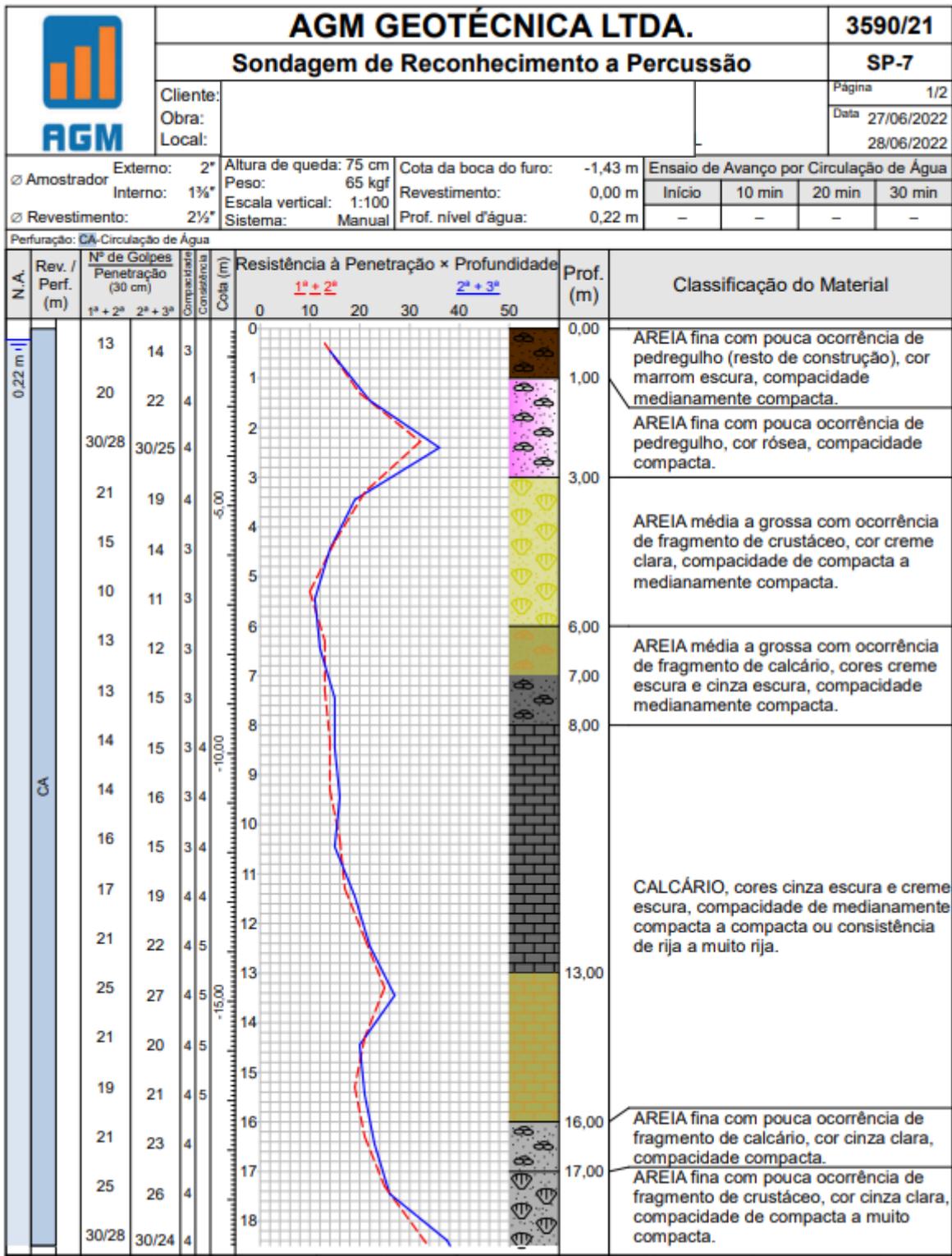
	<b>AGM GEOTÉCNICA LTDA.</b>				<b>3590/21</b>											
	<b>Sondagem de Reconhecimento a Percussão</b>				<b>SP-5B</b>											
	Cliente: Obra: Local:				Página 1/1 Data 29/06/2021											
Externo: 2" Interno: 2 1/2" Revestimento: 2 1/2"	Altura de queda: 75 cm Peso: 65 kgf Escala vertical: 1:100 Sistema: Manual	Cota da boca do furo: -1,90 m Revestimento: 0,00 m Prof. nível d'água: 0,45 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água													
			<table border="1"> <tr> <th>Início</th> <th>10 min</th> <th>20 min</th> <th>30 min</th> </tr> <tr> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> </tr> </table>		Início	10 min	20 min	30 min	-	-	-	-				
Início	10 min	20 min	30 min													
-	-	-	-													
Perfuração: CA-Circulação de Água																
N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)		Consistência	Cota (m)	Resistência à Penetração × Profundidade					Prof. (m)	Classificação do Material				
		1ª + 2ª	2ª + 3ª			0	10	20	30	40			50			
0,45 m	CA	-	-		0,00							0,00	PERFURAÇÃO REALIZADA APENAS PARA VERIFICAR O IMPENETRÁVEL  Obs.: IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO A 2,70m.			
	2,70				2,70							2,70				
					-5,00											
					-10,00											
					-15,00											
					-20,00											

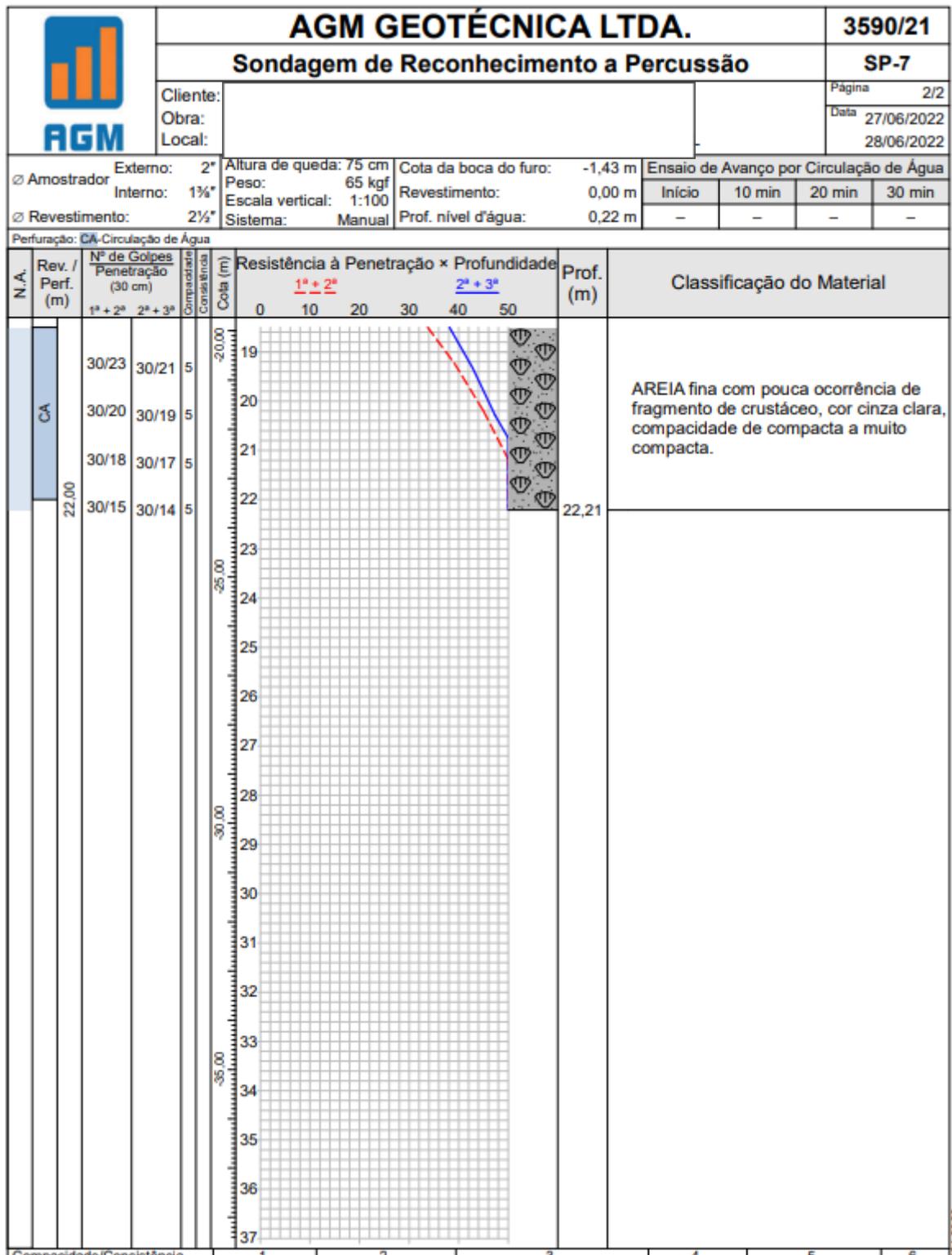


ANEXO B

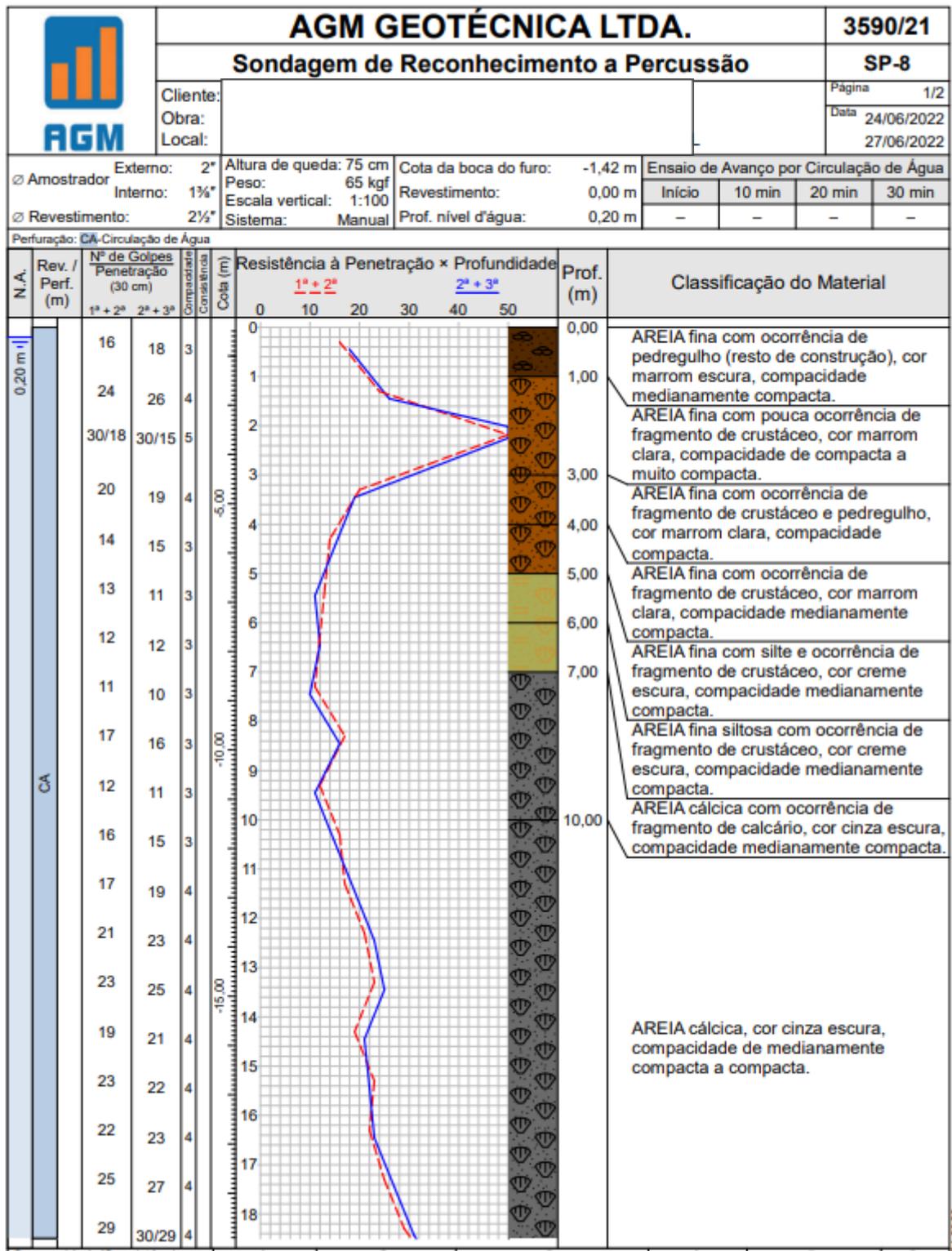


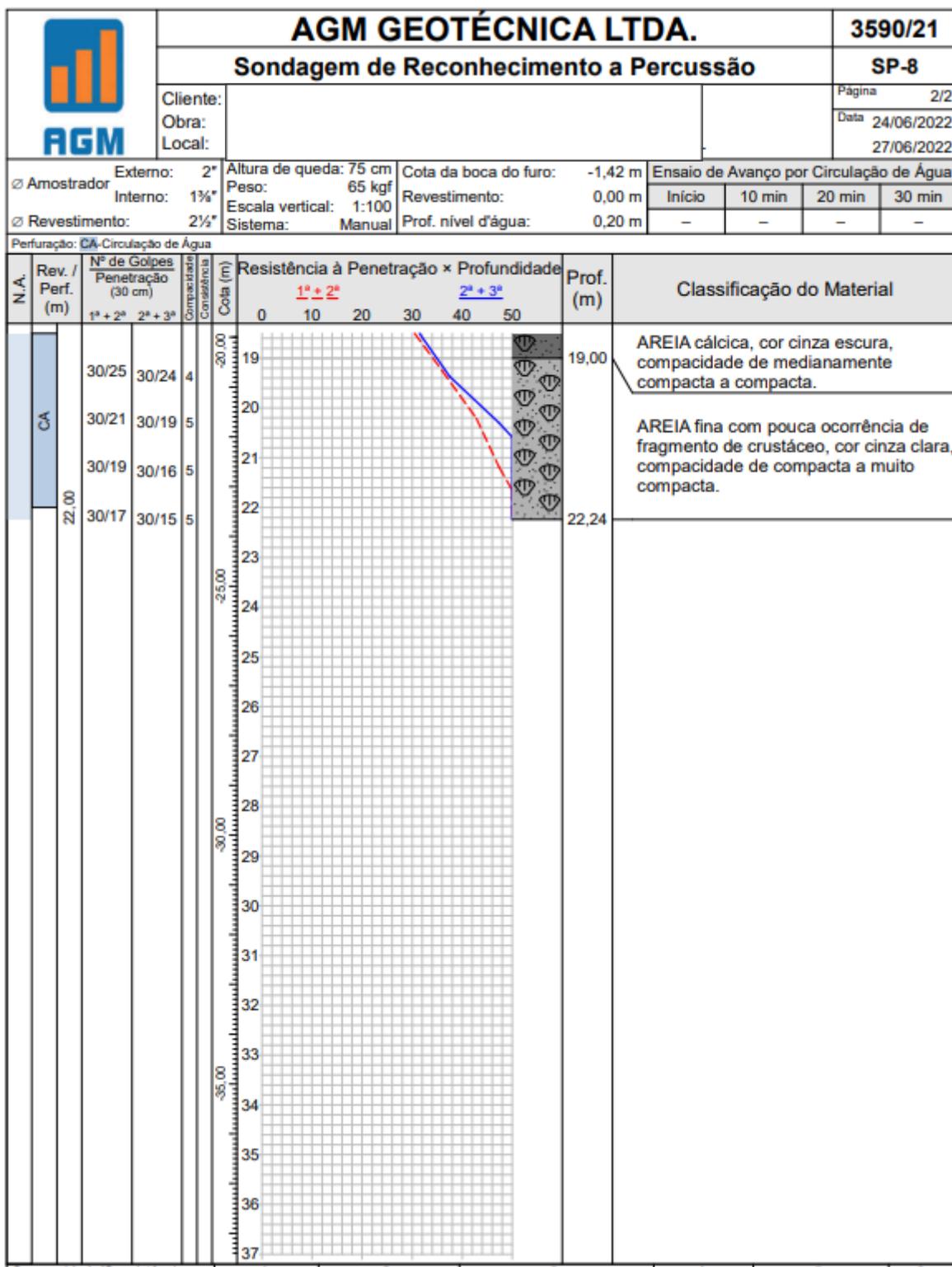


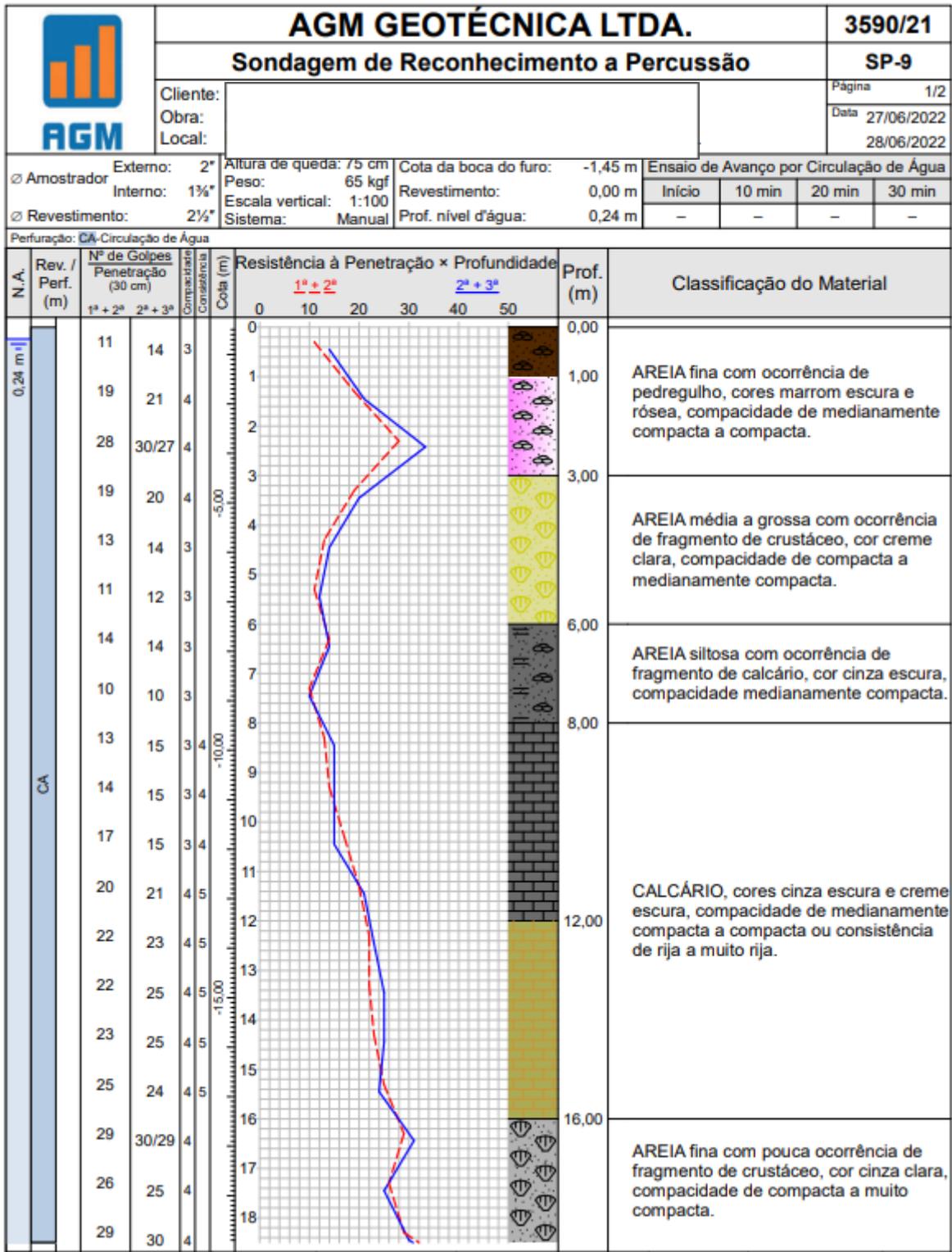




184-2020

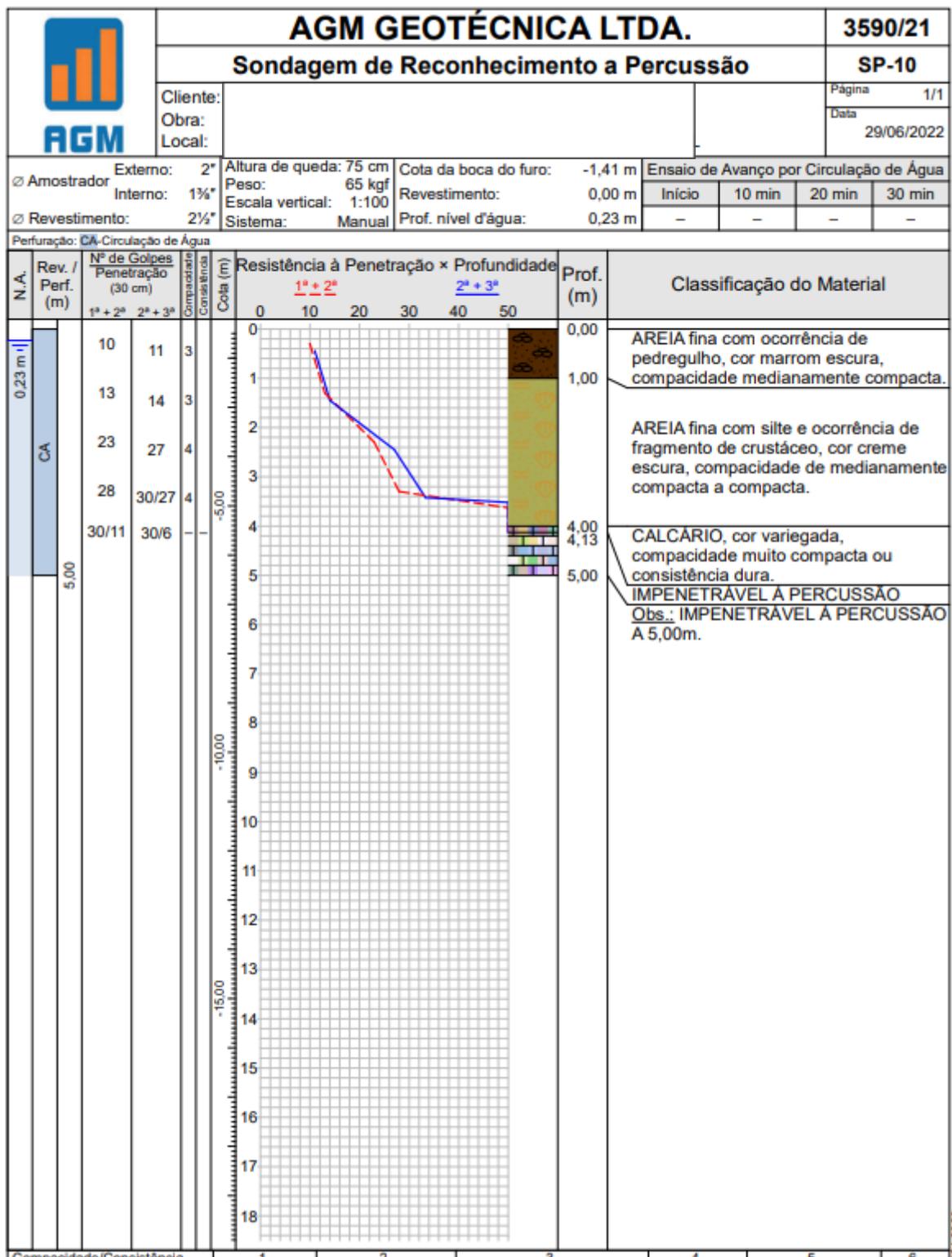






842020





164/2020



# AGM GEOTÉCNICA LTDA.

3590/21

## Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-10A

Cliente:  
Obra:  
Local:

Página 1/1  
Data 29/06/2022

<input checked="" type="checkbox"/> Amostrador <input checked="" type="checkbox"/> Revestimento:	Externo: 2"	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: —	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Interno: 1 1/2"	Peso: 65 kgf	Revestimento: 0,00 m	Início	10 min	20 min	30 min
		Escala vertical: 1:100	Prof. nível d'água: Não medido	—	—	—	—
		Sistema: Manual					

Perfuração: CA-Circulação de Água

N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)		Comparação Consistência	Resistência à Penetração × Profundidade						Prof. (m)	Classificação do Material						
		1ª + 2ª	2ª + 3ª		1ª + 2ª			2ª + 3ª										
					0	10	20	30	40	50	0,00							
Não medido	CA	—	—								0,00	<p>PERFURAÇÃO REALIZADA APENAS PARA VERIFICAR O IMPENETRÁVEL.</p> <p>Obs.: IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO A 4,30m.</p>						
	4,30			4,30														

34-20121



# AGM GEOTÉCNICA LTDA.

3590/21

## Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-10B

Cliente:

Obra:

Local:

Página 1/1

Data  
29/06/2022

Ø Amostrador	Externo: 2"	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: —	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Interno: 1½"	Peso: 65 kgf	Revestimento: 0,00 m	Início	10 min	20 min	30 min
Ø Revestimento: 2½"		Escala vertical: 1:100	Prof. nível d'água: Não medido	—	—	—	—
		Sistema: Manual					

Perfuração: CA - Circulação de Água

N.A.	Rev. / Perf. (m)	Nº de Golpes Penetração (30 cm)		Consistência	Resistência à Penetração × Profundidade						Prof. (m)	Classificação do Material								
		1ª + 2ª	2ª + 3ª		1ª + 2ª			2ª + 3ª												
					0	10	20	30	40	50										
Não medido	CA	—	—								0,00	PERFURAÇÃO REALIZADA APENAS PARA VERIFICAR O IMPENETRÁVEL.								
	4,10																	4,10	Obs.: IMPENETRÁVEL A PERCUSSÃO A 4,10m.	

29/06/2022

