

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS ROCHA DE SOUZA

INVESTIGAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÃO
UNIFAMILIAR NA CIDADE DE GAROPABA/SC

SÃO LEOPOLDO
2018

Lucas Rocha de Souza

**INVESTIGAÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS EM EDIFICAÇÃO
UNIFAMILIAR NA CIDADE DE GAROPABA/SC**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil, pelo Curso de
Engenharia Civil da Universidade do Vale
do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Dr. Felipe Gobbi Silveira

São Leopoldo

2018

Dedico este trabalho a todos que, de alguma forma sentem-se parte da minha vida e da minha jornada acadêmica. Àqueles que mais felizes ficam com o meu sucesso e que estarão ao meu lado frente aos obstáculos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu Professor Dr. Eng. Felipe Gobbi Silveira, orientador deste trabalho, pela dedicação, pelos conhecimentos passados ao longo desta jornada e pela parceria frente aos desafios enfrentados.

Aos amigos e colegas do laboratório de Mecânica dos Solos e Construção Civil da Unisinos por toda a paciência e boa vontade durante a execução dos ensaios.

Agradeço ao pessoal da Incorporadora e Construtora Marselha, pela oportunidade de estágio e pela confiança durante minha passagem pela empresa, principalmente ao grande amigo e colega de faculdade Arthur, hoje Engenheiro Civil.

Aos amigos de verdade, que ao longo da vida me proporcionaram grandes momentos e dividiram comigo felicidades e angústias, com menção honrosa aos parceiros e amigos de faculdade André e Cristiano, por estarmos juntos desde o início desta caminhada. E agradeço ao meu “irmão” Musstafá, por tornar tudo mais leve e por partilhar diversos momentos ao meu lado.

Agradeço aos colegas de faculdade e às demais pessoas que, de alguma forma, contribuíram para a elaboração deste trabalho.

Agradeço à minha família, tios, primos, Dindo Cláudio, pelo incentivo. À minha Dinda e segunda mãe Gilda pelos conselhos, preocupações e pelo apoio infinito. E especialmente aos meus pais, Cléo e Leila, por serem minha base, pelo carinho e amor incondicionais, e que tornaram, sem sombra de dúvidas, tudo isso possível. Amo vocês.

Agradeço à minha namorada e parceira de todas as horas, Keyla, por estar ao meu lado e me incentivar sempre. Te amo muito.

RESUMO

Este trabalho versa sobre o estudo de caso realizado em casa unifamiliar na cidade de Garopaba, Santa Catarina, com o intuito de investigar a ocorrência de manifestações patológicas presentes na mesma, avaliando os aspectos do solo da região onde a edificação está inserida do ponto de vista geotécnico e da relação entre as ações humanas e da natureza na origem do problema constatado. Isso através de metodologia que aborda desde o embasamento teórico, passando pela análise das anomalias que motivaram o início desta pesquisa e a elaboração de um plano de investigação geotécnica capaz de coletar dados em ensaios de campo, entrevistas e documentos, fazendo com que o mapeamento das manifestações patológicas forneça a contextualização necessário para o melhor entendimento da situação. O estudo também visa compreender, por meio da comparação entre ensaio laboratorial (compressão edométrica) e carga aplicada nas fundações da residência, o comportamento que gerou tais problemas que levaram a pressupor a presença de recalques diferenciais e constata que, de fato, houve a interferência da mudança na morfologia urbana do loteamento assim como a influência das características do pacote de solo identificado como problemático – com potencial de iniciar e concluir seu adensamento primário em poucos meses e ocasionar recalque máximo de mais de 40 mm (o que, neste caso, não chega a preocupar do ponto de vista estrutural), mas também provocar distorções angulares da ordem de 1/100 que afetam premissas básicas arquitetônicas e trazem prejuízos financeiros ao patrimônio. Por fim, conclui-se que este trabalho contribui de fato com uma metodologia que obteve êxito no que se propôs e com o crescimento profissional daquele que o desenvolveu e para com aquele que o lê, servindo de base para outras investigações e outras possíveis continuações acerca do tema.

Palavras-chave: Manifestações patológicas. Movimentos de massa. Investigação geotécnica. Recalque diferencial. Adensamento.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Região de Garopaba/SC em Carta Geológica	16
Figura 2 – Isoietas médias anuais da região de Garopaba/SC	18
Figura 3 – Casos famosos de movimentação das fundações	21
Figura 4 – Classificação de fissuras em alvenaria	23
Figura 5 – Ilustração da definição das formas de recalque	25
Figura 6 – Relação distorção x ocorrências	26
Figura 7 – Célula de adensamento	28
Figura 8 – Resultado típico do ensaio de compressão edométrica	29
Figura 9 – Processos de Casagrande e Pacheco Silva	30
Figura 10 – Coeficiente de adensamento pelo Método de Taylor	31
Figura 11 – Coeficiente de adensamento pelo Método de Casagrande.....	33
Figura 12 – Curva de adensamento	34
Figura 13 – Superposição de tensões.....	36
Figura 14 – Bulbo de tensões.....	36
Figura 15 – Fundação em aterro por erro de especificação de projeto	37
Figura 16 – Efeito do rebaixamento do Nível D'água	39
Figura 17 – Insuficiência de informações na investigação do subsolo	40
Figura 18 – Interferência de matacões no processo construtivo de sondagens.....	41
Figura 19 – Interação da vegetação com a estrutura	44
Figura 20 – Fissuras características do movimento em fundações centrais	45
Figura 21 – Fissuras características do movimento em fundações de canto	45
Figura 22 – Fissuramento de edificação assente parte sobre aterro.....	46
Figura 23 – Localização da edificação	47
Figura 24 – Camadas do solo residual.....	48
Figura 25 – Representação de queda e escorregamento de detritos.....	50
Figura 26 – Tipo de movimento em razão da sua velocidade	52
Figura 27 – Evidências de rastejo	53
Figura 28 – Elementos de uma corrida de terra	54
Figura 29 – Elementos de um escorregamento de massa	56
Figura 30 – Superfícies de ruptura de um escorregamento translacional	56
Figura 31 – Escorregamentos rotacionais sucessivos	58
Figura 32 – Escorregamentos mistos.....	58

Figura 33 – Processo erosivo e vossorocamento.....	59
Figura 34 – Caso de erosão subterrânea retrogressiva	60
Figura 35 – Periculosidade de acordo com acúmulo de chuva	62
Figura 36 – Benefícios e funcionamento do balanço hídrico em encosta florestada.	64
Figura 37 – Tipos de trado convencionais.....	66
Figura 38 – Ilustração da execução do ensaio SPT	69
Figura 39 – Resistividade de um material	73
Figura 40 – Configuração típica do ensaio.....	74
Figura 41 – Etapas da metodologia de pesquisa	76
Figura 42 – Representação gráfica manifestações patológicas – externo frente	82
Figura 43 – Representação gráfica manifestações patológicas – externo fundos.....	83
Figura 44 – Representação gráfica manifestações patológicas – interno	83
Figura 45 – Representação gráfica manifestações patológicas – interno fundos.....	84
Figura 46 – Mapeamento de evidências	88
Figura 47 – Comparação entre imagens aéreas de 2004 e 2006	90
Figura 48 – Localização das casas visitadas para entrevista.....	92
Figura 49 – APA da Baleia Franca.....	93
Figura 50 – Representação gráfica do perfil geotécnico do terreno	95
Figura 51 – Gráfico índice de vazios x tensão – Ensaio 02.....	99
Figura 52 – Coeficiente de adensamento através do gráfico	100
Figura 53 – Estrutura de concreto armado 3D frente	103
Figura 54 – Estrutura de concreto armado 3D fundos.....	103
Figura 55 – Mapa das sapatas	104
Figura 56 – Curva recalque em função do tempo – sapata S10	107

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografia 1 – Amostrador-padrão <i>Raymond</i>	69
Fotografia 2 – Ensaio em execução e equipamento utilizado	81
Fotografia 3 – Drenagem superficial – marcador 2	89
Fotografia 4 – Cratera causada pelo fluxo d'água – marcador 3.....	89

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Problemas típicos em fundações diretas.....	39
Quadro 2 – Periculosidade de árvores quanto à extração de água.....	43
Quadro 3 – Rocha-mãe e seu respectivo solo residual.....	49
Quadro 4 – Agentes deflagradores de movimento de massa	61
Quadro 5 – Fatores que influenciam a resistência à penetração – solos granulares	70
Quadro 6 – Métodos geelétricos e seus parâmetros físicos analisados.....	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Danos causados na edificação em virtude dos recalques diferenciais	26
Tabela 2 – T x U para adensamento pela Teoria de Terzaghi	35
Tabela 3 – Classificação dos solos pelo N_{SPT}	71
Tabela 4 – Massa Específica Real dos Grãos.....	97
Tabela 5 – Índices Físicos Ensaio Edométrico.....	98
Tabela 6 – Coeficiente de adensamento – Ensaio 01	101
Tabela 7 – Coeficiente de adensamento – Ensaio 02	102
Tabela 8 – Recalque nas sapatas	106
Tabela 9 – Distorções Angulares	109

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO	14
1.2 PROBLEMA	14
1.3 OBJETIVOS	14
1.3.1 Objetivo Geral	14
1.3.2 Objetivos Específicos	14
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	15
2.1 ÁREA DE ESTUDO	15
2.1.1 Geomorfologia	15
2.1.2 Geologia	16
2.1.3 Clima	17
2.2 LEVANTAMENTO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS	18
2.2.1 O Recalque nas Fundações e suas Consequências	20
2.2.1.1 Danos Causados pelo Movimento das Fundações	22
2.2.1.1.1 Danos Arquitetônicos	22
2.2.1.1.2 Danos à Funcionalidade	22
2.2.1.1.3 Danos à Estrutura	22
2.2.1.2 Caracterização de Fissuras e Trincas	23
2.2.1.3 Controle de Fissuras e Trincas	24
2.2.2 Identificação de Recalque nas Fundações	24
2.2.2.1 Distorção Gerado por Recalque Diferencial	25
2.2.2.2 Recalque Inicial ou Elástico	27
2.2.2.3 Recalque por Escoamento Lateral	27
2.2.2.4 Recalque por Adensamento	27
2.2.2.4.1 Ensaio de Compressão Edométrica – Adensamento	27
2.2.2.4.2 Parâmetros Obtidos Através do Ensaio	28
2.2.2.4.3 Recalque ao Longo do Tempo	34
2.2.3 Causas Deflagradoras de Recalques em Fundações	35
2.2.3.1 Deficiências na Interação Solo-estrutura	35
2.2.3.1.1 Fundação Sobre Aterro	37
2.2.3.1.2 Rebaixamento do Lençol Freático	38
2.2.3.2 Investigação Geotécnica Deficiente	39

2.2.3.3 Solos Colapsíveis	41
2.2.3.4 Solos Expansíveis	42
2.2.3.5 Escavações Junto à Divisa.....	42
2.2.3.6 Influência da Vegetação para a Instabilidade de Fundações	43
2.2.4 Efeitos Causados por Movimento das Fundações.....	44
2.3 MOVIMENTAÇÃO DE MASSA	46
2.3.1 Talude e Solo nas Proximidades da Edificação	47
2.3.1.1 Talude Natural.....	47
2.3.1.2 Solo Residual	48
2.3.1.3 Solo Coluvionar	49
2.3.2 Definição dos Tipos de Movimentos de Massa e suas Características.....	49
2.3.2.1 Queda de Blocos e Detritos.....	49
2.3.2.2 Subsidiências	50
2.3.2.3 Escoamentos.....	51
2.3.2.3.1 <i>Rastejo</i>	51
2.3.2.3.2 <i>Corridas</i>	53
2.3.2.4 Escorregamentos	55
2.3.2.4.1 <i>Escorregamentos Translacionais</i>	56
2.3.2.4.2 <i>Escorregamentos Rotacionais</i>	57
2.3.2.5 Erosão	58
2.3.3 Agentes de Alteração em Parâmetros de Resistência do Solo	60
2.3.3.1 Relação da Pluviosidade com os Movimentos de Massa.....	61
2.3.3.2 Relação da Cobertura Vegetal com os Movimentos de Massa	63
2.4 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	64
2.4.1 Métodos Diretos	65
2.4.1.1 Sondagem a Trado.....	65
2.4.1.2 Sondagem por Trincheira	67
2.4.1.3 SPT (Standard Penetration Test)	68
2.4.2 Métodos Indiretos	71
2.4.2.1 Métodos Geofísicos – Método Geoelétrico.....	72
3 METODOLOGIA	76
3.1 CORPOS DE PROVA PARA O ENSAIO DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA... 78	78
3.1.1 Preparação do Equipamento e Procedimento do Ensaio	79
3.1.2 Descrição do Equipamento	80

3.2 COMPILAÇÃO DAS INFORMAÇÕES PARA CONCLUSÃO	81
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	82
4.1 MAPEAMENTO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS	82
4.1.1 Fatores Importantes para o Levantamento de Subsídios	84
4.1.1.1 Anomalias com Inclinações	84
4.1.1.2 Anomalias Horizontais	85
4.1.1.3 Anomalias com Subsistência do Piso.....	86
4.1.1.4 Anomalias em Geral	86
4.1.2 Hipóteses dos Agentes Causadores das Manifestações Patológicas	87
4.2 EVIDÊNCIAS DAS AÇÕES DE AGENTES DE ALTERAÇÃO NO SOLO	87
4.3 ENTREVISTAS E PESQUISA POR DOCUMENTOS IMPORTANTES	91
4.3.1 Entrevista a Moradores	91
4.3.2 Documentos Importantes	93
4.4 RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	94
4.4.1 Ensaio de Campo	94
4.4.2 Perfil Geotécnico do Terreno	94
4.4.3 Resultados do Ensaio de Compressão Edométrica.....	96
4.4.3.1 Índices Físicos do Solo.....	96
4.4.3.2 Coeficiente de Adensamento e Recalque pelo Ensaio Edométrico.....	98
4.5 ESTIMATIVA DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NAS SAPATAS.....	102
4.6 RECALQUE NAS FUNDAÇÕES.....	105
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	111
REFERÊNCIAS.....	113
APÊNDICE A – MAPEAMENTO MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS	118
APÊNDICE B – DOCUMENTO UTILIZADO NAS ENTREVISTAS	127
APÊNDICE C – GRÁFICOS A PARTIR DO ENSAIO EDOMÉTRICO	129
APÊNDICE D – RELATÓRIO DE CARGAS ALTO QI EBERICK	143
APÊNDICE E – GRÁFICOS RECALQUE <i>VERSUS</i> TEMPO	145
ANEXO A – PLANTA BAIXA E LOCALIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO.....	148
ANEXO B – ZOOM MAPA GERAL GAROPABA/SC	151
ANEXO C – BOLETIM TÉCNICO SONDA GEM SPT	153

1 INTRODUÇÃO

O crescimento populacional das cidades litorâneas de Santa Catarina é um fenômeno bem conhecido ao longo do tempo. Por consequência, as *casas de praia*, como são chamadas as residências temporárias no período do verão, foram sendo construídas e, congruentemente ao mercado da construção civil aquecido, tomaram o espaço onde até poucos anos atrás era somente vegetação e cursos d'água.

Com esta alta demanda do ano de 2005 até meados de 2014, houve drásticas interferências na paisagem através da ação do ser humano – leia-se construções com pouca investigação do subsolo ou nenhum controle da ocupação e carregamento deste. Com partes altas e baixas de morros sendo abertas para viabilizar obras de pavimentação, canalizações sendo executadas e movimentação de máquinas constantes, os primeiros moradores começaram a perceber alterações em suas moradias a cada nova temporada que passavam pela cidade.

A edificação na qual este documento se apoia para a realização das investigações encontra-se no sopé de um dos morros mais conhecidos da cidade catarinense de Garopaba – o Morro do Silveira. De um dos lados da montanha, tem-se a Praia do Silveira e, do outro, um loteamento de casas que iniciou suas atividades, recebendo as primeiras edificações e moradores no ano de 2003. Portanto, datam de mais de quinze anos atrás os primeiros processos de desmatamento e de modificação do solo original, tendo em vista que as obras foram tendo progresso no sentido centro ao bairro.

A casa em questão foi finalizada em dezembro de 2005, erguida sobre terreno na, até então, última rua do Loteamento Panorâmico, já que havia um projeto de implantação de uma nova rua que acabou por não ser executada. A mesma foi a primeira obra erguida na rua e, por isso, a primeira a sofrer as consequências de alguns fatores externos e problemas de execução.

Desta forma o presente trabalho trata da investigação destes fatores e qual a influência dos métodos executivos aplicados na estrutura de fundação que ocasionaram em manifestações patológicas indesejadas pelos moradores desta edificação.

1.1 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho delimita-se a analisar o problema de manifestações patológicas em uma residência no município de Garopaba, Santa Catarina.

1.2 PROBLEMA

O problema está baseado em descobrir a real (ou as reais) causas da movimentação do solo e/ou estrutura em estudo e quais as consequências promovidas por esse fenômeno em relação à estabilidade da estrutura da edificação.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Analisar as causas e os efeitos da movimentação de solo na fundação e contenção de uma edificação unifamiliar situada na cidade de Garopaba/SC, em loteamento localizado próximo à encosta de um morro que proporciona um ambiente extremamente propício à ocorrência de ações advindas de fenômenos da natureza, podendo ser potencializados pela região geológica na qual a edificação está construída.

1.3.2 Objetivos Específicos

- a) mapear as manifestações patológicas da edificação;
- b) identificar as fontes causadoras das manifestações patológicas na residência através da associação de diversas formas e fontes de dados;
- c) analisar o solo da região identificando suas características e parâmetros, bem como suas limitações físicas;

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Devido à posição do terreno em questão no contexto geotécnico, existe grande probabilidade que estas manifestações patológicas oriundas da movimentação das fundações tenha relação com um movimento de massa de maior escala, por isso, este capítulo trata sobre uma revisão da literatura quanto a estes movimentos.

A fundamentação teórica estará baseada nos conceitos de movimentação de massa, discriminando suas peculiaridades de acordo com a forma como ocorrem, conforme o tipo de solo. Esses estudos se relacionam com as características do local de estudo de maneira a se comparar as ocorrências na região com as fontes bibliográficas consultadas, associados com a explanação acerca de métodos consagrados de investigação geotécnica com a intuição de guarnecer a metodologia aplicada na análise das manifestações patológicas (fator que iniciou este estudo de caso).

2.1 ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo deste trabalho está compreendida na cidade de Garopaba, Santa Catarina. De acordo com o site oficial de Garopaba (2015), a cidade está localizada no litoral sul do estado. A norte e a oeste, limita-se por Paulo Lopes, ao sul por Imbituba e a leste pelo oceano atlântico. De acordo com as informações geodésicas disponibilizadas pelo aplicativo Google Earth (2017), as coordenadas do município são Latitude 28°01'38" Sul e Longitude 48°36'56" Oeste.

A população no último Censo realizado em 2010 era de 18.138 habitantes e a população estimada de garopabenses em 2017 é de 22.082 pessoas. (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE), 2017).

O município possui característica montanhosa, fazendo com que suas praias sejam todas enseadas delimitadas por formações rochosas.

2.1.1 Geomorfologia

Segundo a Carta 15 – Ilha de Santa Catarina, do Ministério do Meio Ambiente (2017) – a geomorfologia da cidade de Garopaba pertence à Planície Costeira.

De acordo com Horn Filho (2003), esta planície se divide em três seções: Norte, Central e Sul. A região em estudo está contida no setor Central, tendo como embasamento dominante, em Garopaba, a formação granítica. Denominada como Província Costeira (subdivisão da planície em questão), a cidade possui morfologia com praias de costa estreita, enseadas (circundadas por morros) e formação de dunas.

2.1.2 Geologia

Tomando como referência o morro no qual a edificação está próxima, nota-se a necessidade de uma investigação geotécnica criteriosa, tendo em vista que, de acordo com a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM (2017), em sua Carta Geológica folha Criciúma, a zona central de garopaba (ponto laranja no mapa a seguir) possui predominância da formação Cinturão Dom Feliciano – Batólito de Florianópolis – caracterizado por um complexo granito-gnáissico e granitoides sintranscorrentes. Mais especificamente, conforme mostra a figura 1, há grande presença de Granito Paulo Lopes (Npl). Porém, como a edificação em análise se encontra mais próxima à Ponta do Galeão, há a ocorrência de Depósitos Praia Marinho Eólico (QHb) da Laguna-Barreira Holocênica e Depósito Praia Marinho Eólico (QPb) da Laguna-Barreira Pleistocênica.

Figura 1 – Região de Garopaba/SC em Carta Geológica



Fonte: Adaptado de CPRM (2017).

A formação Granito Paulo Lopes é definida por:

Npl – Granito Paulo Lopes - Monzogranitos e granodioritos; localizadamente sienogranitos leucocráticos (região costeira), de cor cinza a cinza-claro. Porfiroclásticos a porfíricos (raros) com fenoclastos de feldspato alcalino (2cm a 6cm, 40% a 80% de teor em vol.), lenticulares e prismáticos, predominando sobre uma matriz média a fina, rica em biotita (de < 5% a 20%), que envolve os pórfiros e define uma foliação/ bandamento, quase sempre marcante, vertical. Constituem augen-gnaiss, milonitos, protomilonitos, até raros termos sem orientação, dispostos em bandas com espessuras desde centimétricas até com dezenas de metros. Mineralogia de rocha metaluminosa com biotita ± hornblenda e acessórios allanita ± titanita, zircão e opacos. Fluxo ígneo presente em intensidades variáveis. (CPRM, 2017).

Enquanto os Depósitos Praial Marinho e Eólico, Laguna-Bareira Holocênica são descritos como:

QHb – Depósitos Praial Marinho e Eólico: areias marinhas quartzosas, esbranquiçadas, finas a médias, bem selecionadas, com estratificações planoparalela com mergulho suave em direção ao mar. Parcialmente recobertas por sedimentação eólica que se apresenta como depósitos eólicos mantiformes ou dunas transgressivas, com direção preferencial de NE para SW. Ocorrência de depósitos eólicos atuais de retrabalhamento de depósitos arenosos pleistocênicos. (CPRM, 2017).

E, por fim, o Depósito Marinho e Eólico, Laguna-Barreira Pleistocênica, que é assim descrito:

QPb – Depósito Praial Marinho e Eólico: areias marinhas quartzosas, finas a médias, amarelo-claras a acastanhadas, eventualmente contendo estruturas do tipo estratificação cruzada acanalada (3D), espinha de peixe (herringbone) e tubos fósseis de *Callichirus major*. Areias quartzosas eólicas que recobrem os terraços marinhos muitas vezes enriquecidas em matriz secundária composta por argilas e óxidos de ferro. (CPRM, 2017).

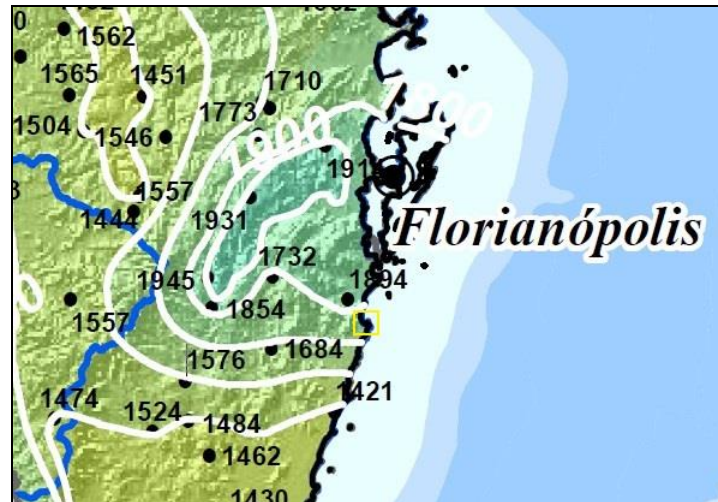
2.1.3 Clima

Santa Catarina possui clima subtropical tendo, por característica, verões curtos, com altas temperaturas e com altos índices de pluviosidade de acordo com a CPRM (2017), que também disponibiliza, dentre outros materiais, o mapa indicativo do mês mais chuvoso de inúmeros pontos do país através do Atlas Pluviométrico do Brasil. Para a região de Garopaba este mês é fevereiro.

Também segundo o CPRM (2017), por meio do mapa de isoietas anuais no mapa geodiversidade do Brasil, a precipitação de chuva anual média da cidade fica

entre 1700 e 1800 milímetros conforme mostra a figura 2 com a cidade destacada em amarelo.

Figura 2 – Isoietas médias anuais da região de Garopaba/SC



Fonte: CPRM (2017).

2.2 LEVANTAMENTO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Segundo Thomaz (2000), é um trabalho árduo afirmar determinada causa para uma manifestação patológica. Assim como uma pessoa vai ao médico ao deparar-se com algum sintoma de uma determinada doença, o doutor não tem elementos suficientes para assegurar um diagnóstico exato do paciente com apenas uma consulta. São necessários então exames e uma investigação mais aprofundada.

Chand (1979 apud THOMAZ, 2000) diz que não raramente uma trinca pode ter como origem variadas causas; assim como várias trincas podem ter uma única origem. E, não obstante isso, algumas configurações podem se apresentar de maneira tão complexa que precisam de um novo levantamento de todos os projetos da obra, somado a pareceres de especialistas e testes laboratoriais podendo, ainda assim, jamais serem apurados com certeza total.

Lichtenstein (1986) divide e estrutura um método em fases para a solução de uma patologia. Essas fases são três:

- a) levantamento de subsídios: isso implica no acúmulo de informações, de forma organizada, tal que proporcionem o total entendimento do caso.

Inclui-se nisso dados obtidos por meio de vistorias, levantamento histórico do dano e da edificação – chamado de *anamnese* – e resultados de ensaios laboratoriais;

- b) diagnóstico da situação: basicamente saber como e porque as manifestações patológicas ocorreram;
- c) definição de conduta: encaminhar a prescrição do que deve ser feito para solucionar o problema, incluindo materiais e estimativa de desempenho.

De acordo com o BRE – Building Research Establishment (1978 apud THOMAZ, 2000, p. 152), há uma investigação de fatores que devem ser feitas no local, que são:

- a) incidência, configuração, comprimento, abertura e localização da trinca;
- b) idade aproximada da trinca, do edifício e época em que foi construído;
- c) se a mesma aprofunda-se por toda a espessura do componente trincado;
- d) se trinca semelhante aparece em componente paralelo ou perpendicular àquele em exame;
- e) se trinca semelhante aparece em pavimentos contíguos;
- f) se trinca semelhante aparece em edifício vizinho;
- g) se o aparecimento da trinca é intermitente ou se a sua abertura varia sazonalmente;
- h) se a trinca já foi reparada anteriormente;
- i) se ocorreu alguma modificação profunda nas cercanias da obra;
- j) se no entorno da trinca aparecem outras manifestações patológicas, como umidade, descolamentos, manchas de ferrugem e de bolor, eflorescências etc.;
- k) se nas proximidades da trinca existem tubulações ou eletrodutos embutidos;
- l) se existem na obra caixilhos comprimidos;
- m) se as trincas manifestam-se preferencialmente em alguma das fachadas da obra;
- n) se existem deslocamentos relativos (para fora ou para dentro) na superfície do componente trincado;
- o) se a abertura da trinca é constante ou se ocorre estreitamento numa dada direção;
- p) se a trinca é acompanhada por escamações indicativas de cisalhamento;
- q) se está ocorrendo condensação ou penetração de água de chuva para o interior do edifício;
- r) se o edifício está sendo corretamente utilizado.

As fundações de uma edificação têm por objetivo transmitir as cargas oriundas de seu carregamento para o solo de forma que este consiga absorver tais esforços sem que haja nenhuma deformação prejudicial a estrutura da construção. E para que isso aconteça, as etapas que antecedem a execução da obra (a fundação em si) são de primordial importância, pois conhecer o solo e suas características

quando submetidos à sobrecarga confere ao projeto dados fundamentais para uma boa técnica, menor custo e principalmente maior segurança aos usuários. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

É também bastante comum que, em casas unifamiliares de porte menor, essas investigações da base sejam feitas de maneira insuficiente, no momento em que serão feitos os blocos, as sapatas ou outro tipo de estrutura adotado. Não raras vezes, esta etapa é, sequer, levada em consideração, podendo trazer alguns problemas futuramente. Por consequência, quando há o surgimento de qualquer problema deste feitio, é necessário, segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), que haja a investigação com todo o pessoal envolvido desde o projeto, primeiras escavações, métodos executivos envolvidos e materiais empregados muito baseado em informações lembradas simplesmente pela memória do profissional (nos casos das residências mais simples) e baseado em memoriais descritivos e executivos quando de obras de maior envergadura.

Também de acordo com Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), o custo médio das fundações representam em torno de 4% do total da obra. Valor este que pode se elevar muito caso seja ignorada as etapas de investigação, bem como causar grandes litígios para se chegar as causas e responsáveis pelos problemas que a estrutura pode vir a apresentar. Afirmam também que muitas empresas já faliram em função deste tipo de problema, já que seu nome e os dos profissionais envolvidos ficam bastante degradados frente à opinião pública.

Não só a sobrecarga pode ser a causa da ocorrência de manifestações patológicas quando mal dimensionada a estrutura. A falta de informações relevantes sobre o subsolo pode esconder alguns comportamentos atípicos provocados pelas características de alguns solos chamados de “problemáticos” – os expansivos e colapsíveis, por exemplo. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

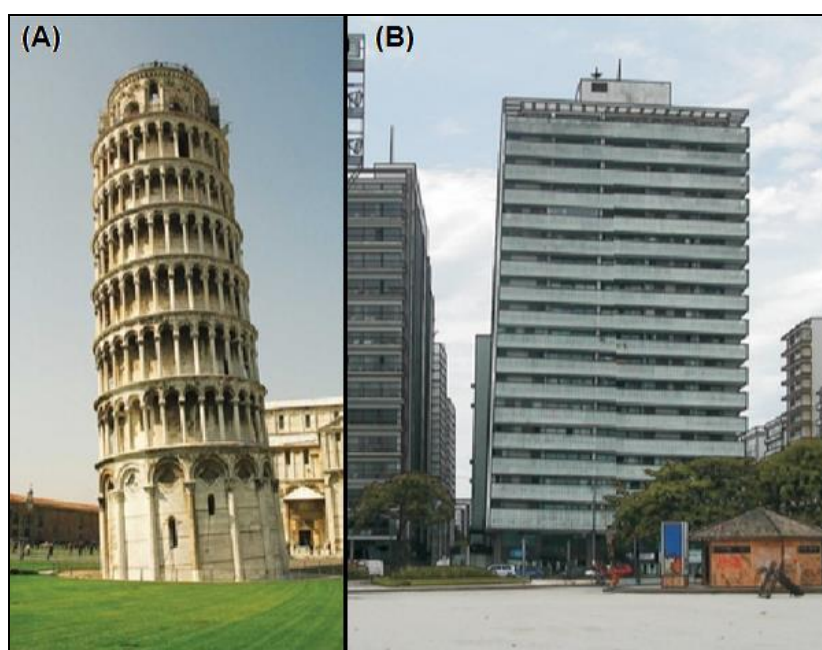
2.2.1 O Recalque nas Fundações e suas Consequências

A principal característica da presença de inconformidades relacionadas à má execução ou mau dimensionamento de uma estrutura é, incontestavelmente, o surgimento de fissuras. Isso ocorre quando as tensões geradas pela movimentação normal da edificação ultrapassam os limites de resistência dos componentes estruturais da mesma. A movimentação das fundações deve ser encarada como

uma resposta da estrutura ao carregamento ao qual a edificação está sendo submetida. Ou seja, toda e qualquer tipo de fundação apresentará algum tipo de acomodação no solo de forma esperada. O problema, de fato, se encontra no momento em que este assentamento da estrutura foge do que foi estimado. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

A figura 3 exemplifica dois dos casos mais famosos que já foram exaustivamente estudados como, por exemplo, a Torre de Pisa, na Itália (A) e os desaprumos dos prédios de Santos, Brasil (B). Ambos os casos são famosos pela ocorrência de recalque diferencial (tema abordado na sequência deste trabalho).

Figura 3 – Casos famosos de movimentação das fundações



Fonte: Milititsky, Consoli e Schnaid (2008, p. 10).

Nos dois casos o surgimento de manifestações patológicas é preocupante. Em (A) pelo aspecto estético e em (B) pela habitabilidade e segurança dos moradores e demais pessoas das cercanias do prédio. De modo geral, uma fundação apropriada apresenta fator de segurança à ruptura e ao recalque com boa margem, mas de forma ajustada aos custos do projeto. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

2.2.1.1 Danos Causados pelo Movimento das Fundações

De acordo com Teixeira e Godoy, os danos causados em função da movimentação das fundações estão divididos em três grupos, brevemente expostos a seguir.

2.2.1.1.1 Danos Arquitetônicos

São os danos visíveis a qualquer pessoa e agridem a estética da edificação. Causam algum desconforto ao usuário já que, para um observador leigo, trincas, rebaixamento do nível do piso, desaprumo de paredes apresentam um aspecto de insegurança e iminência de um colapso – mesmo que nestes casos essa possibilidade, normalmente, não exista. (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

2.2.1.1.2 Danos à Funcionalidade

Estes danos estão relacionados àqueles que afetam o uso da construção. Sendo assim, quando se vê pisos com alteração na declividade – afetando o escoamento correto para os ralos – rompimento de tubulações e alteração de suas inclinações (recalque total), trincas que permitam a passagem de umidade ou portas e janelas emperradas (recalque diferencial), está-se diante de um dano que prejudica a função para a qual aquele determinado elemento foi pensado. (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

2.2.1.1.3 Danos à Estrutura

Como o próprio título sugere, são danos que afetam diretamente a estrutura da construção, comprometendo a sua estabilidade e podendo, inclusive, causar o colapso da mesma. Deflagrada a instabilidade, há a necessidade da realização de um reforço no elemento afetado, bem como a investigação das causas. (TEIXEIRA; GODOY, 1998).

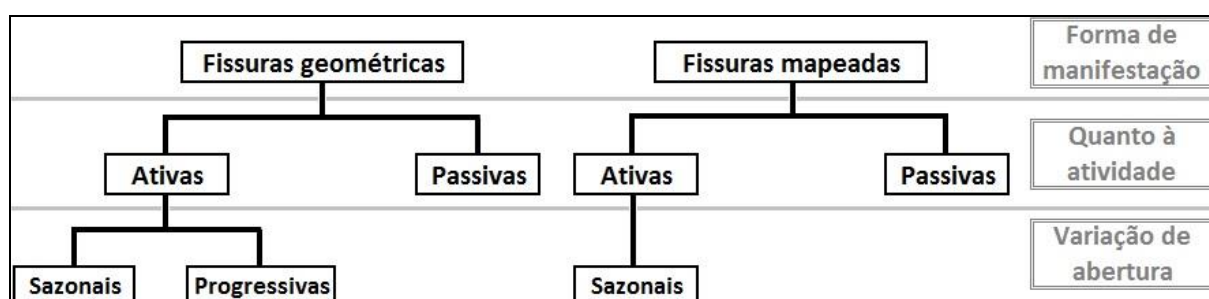
2.2.1.2 Caracterização de Fissuras e Trincas

É importante caracterizar fissura e trinca. Fissuras são patologias que afetam a superfície do elemento e torna-se um caminho para que intempéries penetrem e ataquem o interior da estrutura. É basicamente o alívio de tensões geradas no próprio material ou na superfície de contato entre materiais diferentes. Já as trincas são caracterizadas por dividirem o material em duas ou mais partes tendo, assim maiores espessuras que as fissuras. (SOUZA; RIPPER, 1998 apud FRANCO; NIEDERMEYER, 2017).

Entende-se através da NBR 15575-2 (ABNT, 2013) que aberturas com até 0,5mm são denominadas fissuras e, acima disso, até 1mm, denominam-se trincas. Espessuras maiores que isso se encaixam no que se pode chamar de rachaduras ou fendas.

A figura 4 mostra graficamente a classificação quando à forma da manifestação, à atividade e variação da abertura.

Figura 4 – Classificação de fissuras em alvenaria



Fonte: Sahade (2005 apud CORSINI, 2010).

Segundo Corsini (2010), as fissuras podem ser divididas em geométricas e mapeadas. As geométricas surgem nos elementos da alvenaria ou na junta de assentamento dos blocos, enquanto as mapeadas têm característica superficial e formam um *desenho* semelhante a um mapa. As mapeadas normalmente são fruto de má dosagem da argamassa de revestimento, retração da mesma ou excesso de desempenho. Tanto as geométricas quanto as mapeadas ainda se subdividem em ativas e passivas quanto à sua atividade, sendo as ativas aquelas que variam sua espessura (a avaliação da causa dessas variações é que define se as fissuras são oriundas de um problema estrutural ou apenas da variação de temperatura) e as

passivas não (normalmente são consideradas estabilizadas e por isso não trazem risco à estrutura). Mas voltando ao caso das ativas, se estas aumentarem seu tamanho ao longo do tempo, recebem a nomenclatura de progressivas e, essas sim, devem ser estudadas antes de reparadas pois, em muitos casos, tem origem em problemas estruturais, enquanto as denominadas sazonais são aquelas que variam conforme a temperatura e umidade.

2.2.1.3 Controle de Fissuras e Trincas

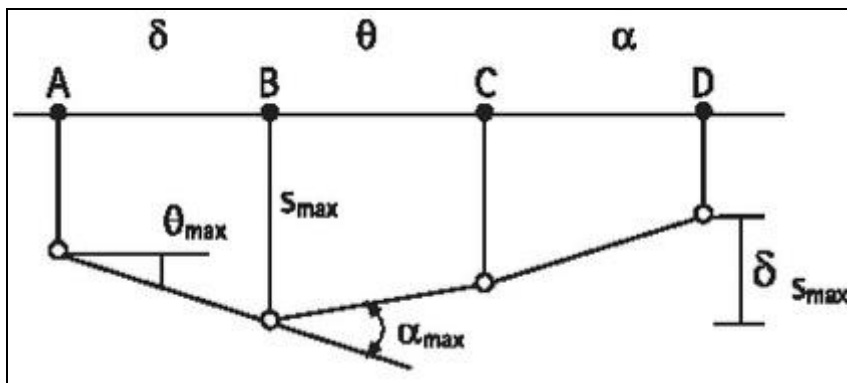
Uma maneira bastante simples e eficaz para controlar se uma fissura/trinca está ativa ou não, é com a aplicação de selo de gesso ou placa de vidro anotando-se a data em que foi aplicado. Deve-se então acompanhar o comportamento da fissura ou trinca e observar se o selo de gesso ou placa de vidro se rompeu. Isso acontecendo, toma-se nota desta data e repete-se o método. Caso a nova ruptura ocorra em um menor tempo decorrido em relação à primeira experiência, possivelmente a manifestação patológica está se acelerando. O colapso do selo ou placa sucedendo em um período maior pode ser um indicativo de estabilização da fissura/trinca. (SANTOS, 2014).

Outro método básico é a utilização de fissurômetro, disponível no mercado em uma série de réguas com linhas de larguras conhecidas ou em equipamento digital como uma espécie de lupa que incide luz sobre a superfície e permite a visualização semelhante a um monóculo com medidas reguláveis em sua lente. Assim, baseado na comparação entre a fissura e o dispositivo utilizado, anota-se também as datas das verificações a fim de diagnosticar o aumento e respectiva atividade da manifestação patológica.

2.2.2 Identificação de Recalque nas Fundações

O recalque em uma fundação pode se apresentar de formas diferentes. Milititsky, Consoli e Schnaid (2008) utilizam a imagem de Burland e Wroth (1975) para melhor identificar alguns tipos de movimentos relacionados ao recalque. Essa identificação está ilustrada na figura 5 onde há a presença de recalque (s), recalque diferencial (δ_s), rotação (θ) e deformação angular (α).

Figura 5 – Ilustração da definição das formas de recalque



Fonte: Burland e Wroth (apud MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008, p. 17).

Aproveitando a imagem acima apresentada, pode-se inserir o que diz Santos (2014), onde conceitua que o recalque absoluto de uma estrutura é o resultado de seu deslocamento vertical, mas que, ao haver diferença nesse deslocamento entre dois pontos da fundação, caracteriza-se o recalque diferencial e, a partir dele, há o surgimento das rotações e deformações angulares.

2.2.2.1 Distorção Gerado por Recalque Diferencial

Thomaz (2000) cita que um dos parâmetros para a mensuração dos danos que ocorrem na estrutura é a distorção angular, calculada pela relação entre o recalque diferencial e a distância entre os dois pontos avaliados. Analisando isso, ele apresenta a tabela 1, de Bjerrum (1967), que relaciona o a distorção com o nível de manifestação patológica prevista.

Tabela 1 – Danos causados na edificação em virtude dos recalques diferenciais

Distorção angular	Ocorrências previstas
1/600	→ Possibilidade de trincas em estruturas contraventadas por peças diagonais
1/500	→ Limite de segurança para obras que não podem apresentar trincas
1/300	→ Possibilidade de ocorrência das primeiras trincas em alvenarias e paredes em geral → Início de problemas com operação de pontes rolantes
1/250	→ Limite a partir do qual a inclinação de prédios altos, por efeito dos recalques, começa a ser visível
1/150	→ Trincas com grandes aberturas começam a surgir em paredes e alvenarias → Surgimento de danos nas peças estruturais

Fonte: Bjerrum (1967 apud THOMAZ, 2000, p. 128).

Na mesma linha, Gobbi (2017) compila na figura 6 os danos prováveis de acordo com a distorção angular previstas por Bjerrum e por Vargas e Silva.

Figura 6 – Relação distorção x ocorrências



Fonte: Bjerrum (1967 apud GOBBI, 2017) e Vargas e Silva (1973 apud GOBBI, 2017)

Fundações assentes sobre solos argilosos não devem ultrapassar o limite de 40 mm no que diz respeito à recalques diferenciais e não chegar à 65 mm para recalques totais em sapatas isoladas. (SKEMPTON; MACDONALD, 1956 apud MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

2.2.2.2 Recalque Inicial ou Elástico

O recalque elástico consiste no movimento do solo imediatamente após o acréscimo de carga sobre a estrutura baseado na premissa básica de que todo material se deforma quando há a aplicação de uma carga. (CAPUTO, 1995).

2.2.2.3 Recalque por Escoamento Lateral

Este tipo de recalque acontece quando partículas de solo não coesivo migram de regiões onde a tensão solicitante é alta para regiões de baixas solicitações. Desta forma, o movimento acontece do meio para as extremidades. (REBELLO, 2008 apud SANTOS, 2014).

2.2.2.4 Recalque por Adensamento

Este tipo de recalque tem início, como o próprio nome diz, pelo adensamento do solo. Ou seja, quando há a expulsão da água pelo processo de carregamento do maciço pela estrutura, a pressão desta sobrecarga diminui o índice de vazios do solo que acaba por diminuir seu volume aparente gerando o movimento. (SANTOS, 2014). Marangon (2013) afirma que não se espera este comportamento em solos não sedimentares, pois por estarem sobre sua rocha de origem, apresentam um nível d'água baixo. Por outro lado, em solos argilosos sedimentares, este nível é elevado o que permite o efeito de drenagem lenta já que são pouco permeáveis – o que caracteriza o adensamento.

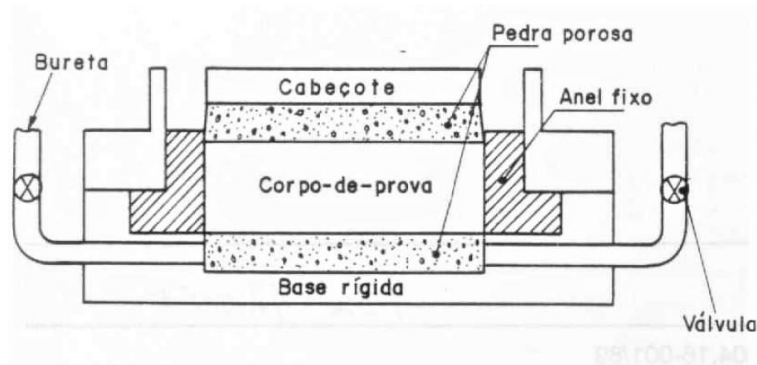
2.2.2.4.1 Ensaio de Compressão Edométrica – Adensamento

Segundo Pinto (2000), este ensaio se configura por haver um confinamento lateral proporcionado por anel metálico que restringe qualquer movimentação horizontal da amostra e que, ao ser carregada verticalmente simula o seu

comportamento quando sobrecarregado na superfície, mesmo admitindo um carregamento em uma pequena área – caso de uma sapata.

Ainda conforme Pinto (2000), a amostra é confinada na célula de compressão entre duas pedras porosas para que se permita a evasão de água. A fração de solo confinada é então carregada axialmente por etapas e registram-se as deformações causadas por essa tensão aplicada em diversos intervalos de tempo até que cessem praticamente. A cada 24h, essa tensão é duplicada e novamente registradas as deformações ao longo do tempo até que se aplique a carga suficiente para a análise desejada. A redução da altura ao final de cada carregamento permite calcular o índice de vazios para cada tensão efetiva aplicada, obtendo-se assim, o índice de compressão (C_c), o índice de recompressão (C_r) e o coeficiente de adensamento (C_v). A célula de adensamento padrão utilizada com anel fixo está mostrado na figura 7.

Figura 7 – Célula de adensamento



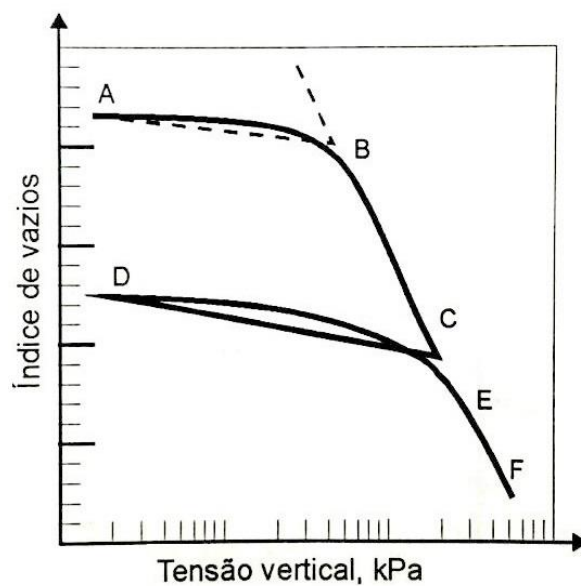
Fonte: ABNT (1990, p. 2).

2.2.2.4.2 Parâmetros Obtidos Através do Ensaio

O gráfico gerado ao final de todos os estágios de carregamento da amostra relaciona índice de vazios em função da tensão (em quilopascal) a qual foi submetida a amostra. Isso permite visualizar com maior clareza (devido a escala logarítmica) o ponto em que a tensão denominada de pré-adensamento é atingida. Ponto este que significa a tensão que a amostra de solo teoricamente já foi solicitada anteriormente – é identificada pelo símbolo σ'_{vm} . A figura 8 expõe um resultado típico do ensaio, onde a curva AB representa o trecho de pré-

adensamento, C_r e C_c , que são, respectivamente, a inclinação do trecho AB como índice de recompressão e a inclinação do trecho BC tomado como o índice de compressão. Os resultados destes dois índices são obtidos pela equação 1 (exemplificada como C_c), sendo a fração da variação do índice de vazios (identificado pela letra e) pela variação do logaritmo da tensão entre dois pontos da mesma reta. (PINTO, 2000).

Figura 8 – Resultado típico do ensaio de compressão edométrica



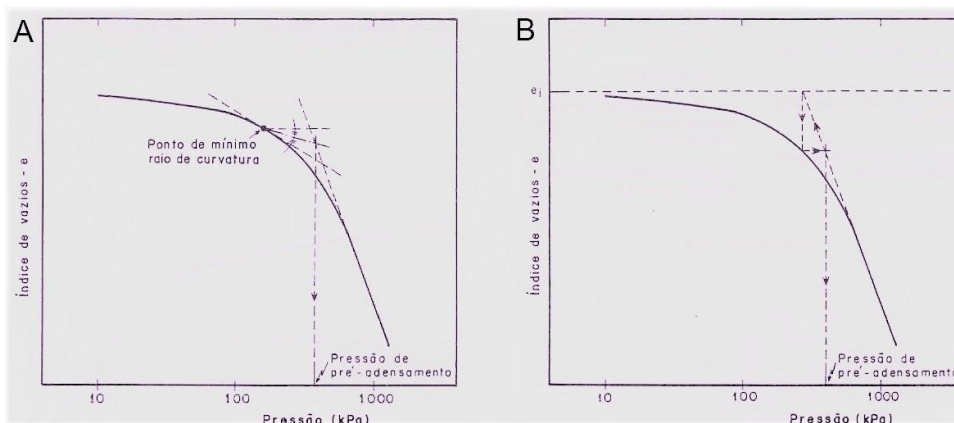
Fonte: Pinto (2000, p. 125).

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} = \frac{(e_1 - e_2)}{(\log \sigma_2 - \log \sigma_1)}$$

(1)

Para a obtenção da tensão de pré-adensamento (σ_{vm}), a NBR 12007 (ABNT, 1990) apresenta o Processo de Casagrande e o Processo de Pacheco Silva, expostos na figura 9.

Figura 9 – Processos de Casagrande e Pacheco Silva



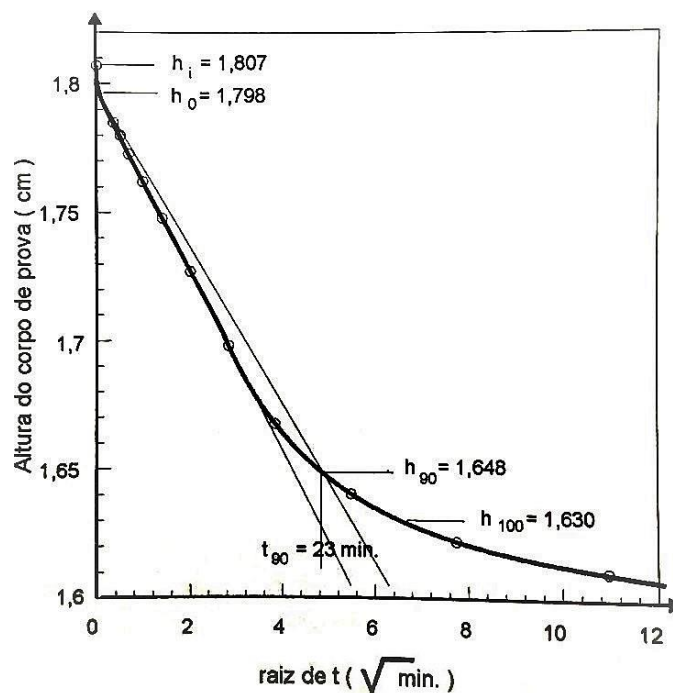
Fonte: ABNT (1990, p. 10-11).

Observando a figura 9, pelo Processo de Casagrande – (A) na figura – deve-se encontrar na curva índice de vazios *versus* tempo, o ponto que corresponda ao mínimo raio de curvatura e por este ponto traçar uma linha paralela ao eixo das abcissas e uma reta tangente à curva. Por fim, traçar a bissetriz do ângulo formado entre as duas e, onde houver a interseção da bissetriz com o prolongamento da reta virgem, este ponto corresponde à pressão de pré-adensamento. Tendo o mesmo objetivo, o Processo de Pacheco Silva – (B) na figura – consiste em traçar uma ordenada que passe pelo valor do índice de vazios inicial (e_i) e prolongar a reta virgem da curva. No ponto de interseção entre a ordenada e_i e o prolongamento, traça-se uma reta vertical até tocar a curva do ensaio e neste ponto traçar uma outra reta horizontal. A interceptação desta linha horizontal com o prolongamento do trecho virgem corresponderá à tensão de pré-adensamento do ensaio. (PINTO, 2000).

Pinto (2000) também explica o Método de Taylor para se chegar ao coeficiente de adensamento, calculado pela equação 2. O método consiste em colocar os dados do ensaio em função da raiz quadrada do tempo (em minutos) e a partir do seu trecho reto – conforme mostrado na figura 10 – traçar uma linha. A interseção desta linha com o eixo das ordenadas indica a altura inicial do corpo de prova (H_d), fazendo com que a compressão inicial (diferença entre h_i e h_0 na figura 10) seja desconsiderada. Este h_0 define o início do adensamento inicial de onde parte uma nova reta com coeficiente angular 15% maior, definindo outra linha. A interseção desta linha com a curva do ensaio indica o ponto em que ocorre 90% do

adensamento. Obtendo o valor correspondente no eixo das abcissas em raiz quadrada do tempo ($\sqrt{t_{90}}$), deve-se elevar este valor ao quadrado para se chegar ao tempo em que ocorreu de fato (t_{90}) e calcular o coeficiente de adensamento (C_v) em centímetros quadrados por segundo. Importante ressaltar que cada estágio de carga deve ter seu próprio cálculo C_v e que este é um parâmetro do solo, teoricamente, e apenas teoricamente, invariável.

Figura 10 – Coeficiente de adensamento pelo Método de Taylor



Fonte: Pinto (2000, p. 149).

$$C_v = \frac{0,848 \cdot H_d^2}{t_{90}} \quad (2)$$

Pinto (2000) explica o Método de Casagrande (figura 11) também para se chegar ao coeficiente de adensamento que consiste em desenhar a curva de carregamento de cada estágio com o eixo das ordenadas expressando a altura do corpo de prova em milímetros e as abcissas com a escala logarítmica do tempo em minutos. Ao traçar uma reta tangente pelo trecho que define a compressão primária

e outra pelo trecho de compressão secundária, a interseção de ambas indica a altura H_{100} que representa 100% do adensamento primário.

Após este passo, deve-se determinar o ponto que corresponde a 0% de adensamento através da escolha de duas alturas do corpo de prova (H_1 e H_2) com tempos t_1 e t_2 sendo t_1 25% de t_2 . O valor de H_0 é obtido através da equação 3.

$$H_0 = H_1 + (H_1 - H_2) \quad (3)$$

A NBR 12007 (1990, p. 7) traz a seguinte nota: "Para que este processo seja válido, a variação de altura, correspondente ao t_2 , deve ser maior do que 1/4, mas menor do 1/2, da variação total de altura no estágio de pressão considerado".

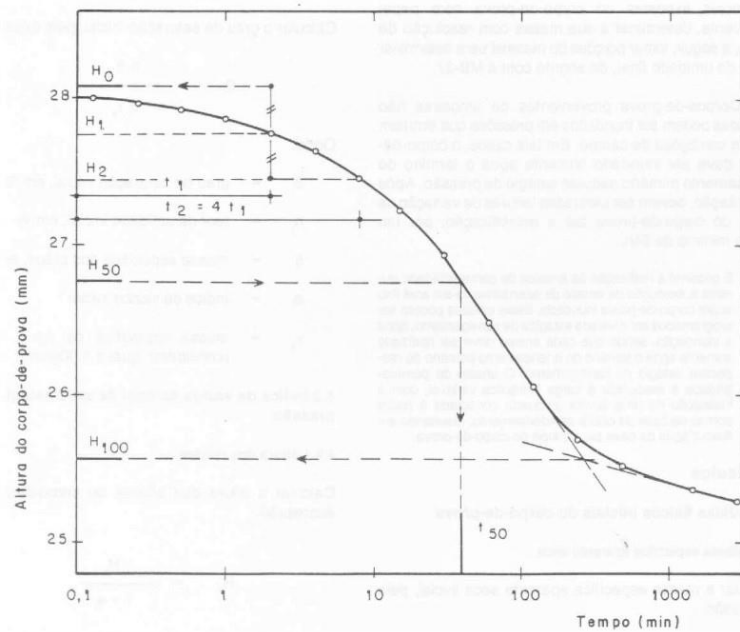
A altura correspondente a 50% do adensamento primário do corpo de prova é definida, segundo Pinto (2000), pelo ponto médio de H_{100} e H_{50} , através da equação 4.

$$H_{50} = \frac{H_0 + H_{100}}{2} \quad (4)$$

Para o cálculo do C_v resta determinar o tempo correspondente à 50% do adensamento primário, que nada mais é que o valor da abcissa de H_{50} . Por fim, o coeficiente de adensamento é obtido pela equação 5 em cm^2/s .

$$C_v = \frac{0,197 \cdot (0,5 \cdot H_{50})^2}{t_{50}} \quad (5)$$

Figura 11 – Coeficiente de adensamento pelo Método de Casagrande



Fonte: ABNT (1990, p. 6).

O cálculo do recalque se dará pela expressão geral para solos sobre-adsensados, conforme a equação 6.

$$\rho = \frac{H}{1 + e_1} \cdot \left(C_r \cdot \log \frac{\sigma_{vm}}{\sigma_i} + C_c \cdot \log \frac{\sigma_f}{\sigma_{vm}} \right) \quad (6)$$

Onde: ρ : recalque total [mm];

H : altura inicial do corpo de prova [mm];

e_i : índice de vazios inicial;

C_r : índice de recompressão;

σ_{vm} : tensão de pré-adensamento [kPa];

σ_i : tensão efetiva inicial do solo [kPa];

σ_f : tensão efetiva final do solo [kPa];

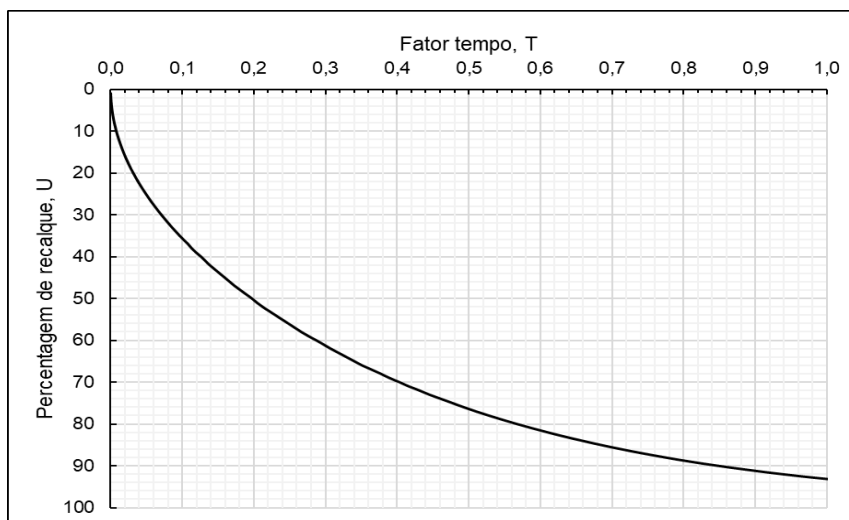
C_c : índice de compressão.

2.2.2.4.3 Recalque ao Longo do Tempo

Pinto (2000) relata que a Teoria de Terzaghi define que o fenômeno de adensamento se desenvolve de forma semelhante em todos os solos adensáveis. A variação está no tempo em que as deformações ocorrerão. Isso se define pelo coeficiente de adensamento (C_v), pelas características do solo e pela geometria (leia-se altura da camada) que se traduz como distância de percolação ou altura de drenagem (H_d).

A figura 12 representa a curva da *Porcentagem de Recalque* em função do tempo, fator T, ao passo que a tabela 2 relaciona numericamente os valores observados nessa curva. Essa porcentagem representa o grau de adensamento médio (U), ou seja, como todos os recalques por adensamento se desenvolvem. Caso o solo seja bastante deformável, a deformação vertical será maior, mas a curva indica a porcentagem e não o valor absoluto. Da mesma maneira que se o solo tiver um H_d mais elevado e impermeabilidade alta, o recalque será menor, porém será regido pela mesma curva T x U. O que a conecta ao tempo real é o coeficiente de adensamento. (PINTO, 2000).

Figura 12 – Curva de adensamento



Fonte: Pinto (2000, p. 140).

Tabela 2 – T x U para adensamento pela Teoria de Terzaghi

U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T
1	0,0001	21	0,0346	41	0,1320	61	0,2970	81	0,5880
2	0,0003	22	0,0380	42	0,1380	62	0,3070	82	0,6100
3	0,0007	23	0,0415	43	0,1450	63	0,3180	83	0,6330
4	0,0013	24	0,0452	44	0,1520	64	0,3290	84	0,6580
5	0,0020	25	0,0491	45	0,1590	65	0,3400	85	0,6840
6	0,0028	26	0,0531	46	0,1660	66	0,3510	86	0,7120
7	0,0038	27	0,0572	47	0,1730	67	0,3640	87	0,7420
8	0,0050	28	0,0616	48	0,1810	68	0,3770	88	0,7740
9	0,0064	29	0,0660	49	0,1890	69	0,3890	89	0,8090
10	0,0078	30	0,0707	50	0,1970	70	0,4030	90	0,8480
11	0,0095	31	0,0755	51	0,2040	71	0,4160	91	0,8910
12	0,0113	32	0,0804	52	0,2120	72	0,4310	92	0,9380
13	0,0133	33	0,0855	53	0,2210	73	0,4450	93	0,9920
14	0,0154	34	0,0908	54	0,2300	74	0,4610	94	1,0540
15	0,0177	35	0,0962	55	0,2390	75	0,4770	95	1,1280
16	0,0201	36	0,1020	56	0,2480	76	0,4930	96	1,2190
17	0,0227	37	0,1080	57	0,2570	77	0,5100	97	1,3350
18	0,0254	38	0,1130	58	0,2660	78	0,5280	98	1,5000
19	0,0283	39	0,1190	59	0,2760	79	0,5470	99	1,7810
20	0,0314	40	0,1260	60	0,2870	80	0,5670	100	∞

Fonte: Pinto (2000, p. 141).

2.2.3 Causas Deflagradoras de Recalques em Fundações

Algumas das causas mais relevantes e que geralmente iniciam o processo de recalque em uma fundação são apresentadas neste subcapítulo, levando em conta aspectos importantes dentro do tema.

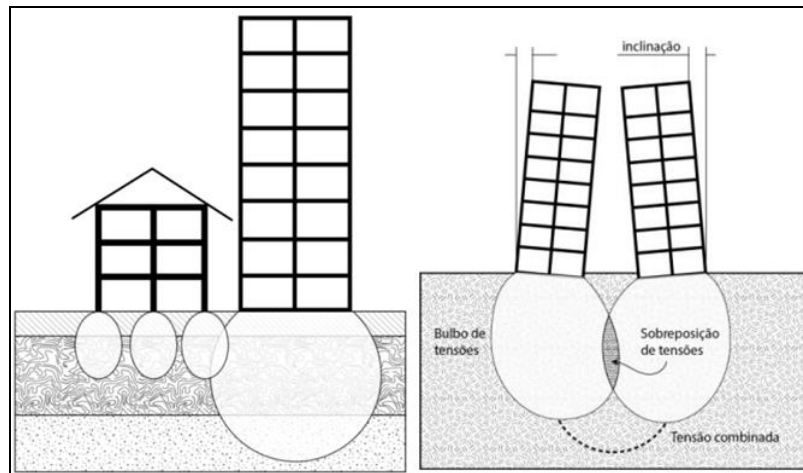
2.2.3.1 Deficiências na Interação Solo-estrutura

Fenômeno indesejado e comumente visto é o recalque gerado pela superposição de pressões. Isso acontece quando o cálculo é feito estaca por estaca, ou seja, como se cada uma atuando isoladamente, mas que, quando executadas, distribuem suas cargas sobre uma mesma região, aumentando a tensão solicitante no solo, como pode ser visto no exemplo da figura 13. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Pinto (2000) relata que, quando uma carga é aplicada em uma sapata sobre uma área bem definida do terreno, gera-se não só tensões sob a projeção de sua

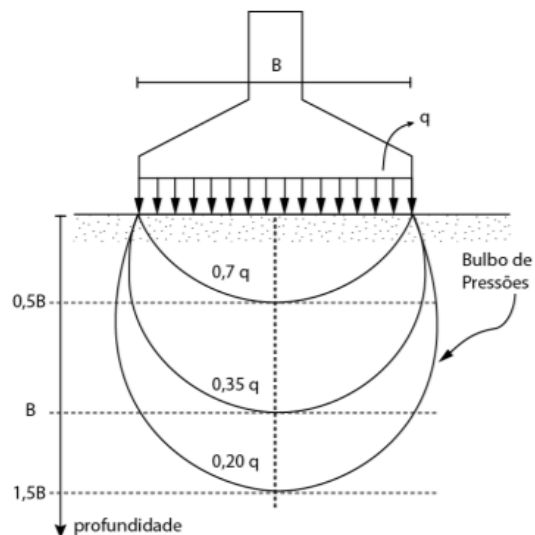
base, mas também há o aumento de pressão nas laterais, formando o bulbo de tensões. A figura 14 mostra a abrangência deste bulbo e como a carga se dissipa ao longo da profundidade.

Figura 13 – Superposição de tensões



Fonte: Adaptado de Milititsky, Consoli e Schnaid (2008 apud SANTOS, 2014, p. 56).

Figura 14 – Bulbo de tensões



Fonte: Adaptado Pinto (2000, p. 122).

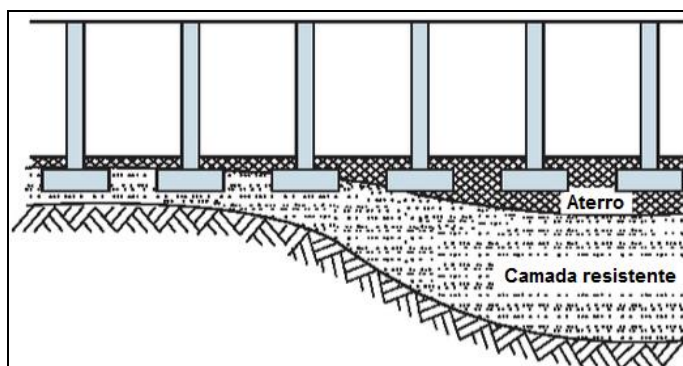
Outro aspecto interessante da interação solo-estrutura a ser destacado para o estudo de caso deste trabalho é a acomodação da fundação sobre uma camada fina de solo resistente sem ter o conhecimento das características do solo abaixo desta

camada. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008). Este é um dos vieses abordados a seguir no que diz respeito a deficiências e insuficiências de investigação e má interpretação de dados do estudo do subsolo.

2.2.3.1.1 Fundação Sobre Aterro

A falta de informações claras e evidentes no projeto de fundações pode levar à ocorrência do assentamento de parte do sistema de fundações em solo resistente e outra, em solo no qual não se tem a real estimativa do comportamento ao receber sobrecarga ou de qualidade insuficiente para tal. Não havendo estas informações, há a possibilidade de ocorrer o que vemos na figura 15, acarretando na má execução das sapatas, onde as cotas de assentamento do fundo das mesmas não foram executadas na profundidade correta. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Figura 15 – Fundação em aterro por erro de especificação de projeto



Fonte: Milititsky, Consoli e Schnaid (2008, p. 93).

Assim acontecendo, a zona sobre aterro tende a apresentar recalque diferente das demais, aumentando a probabilidade do surgimento de manifestações patológicas por esta causa na edificação, pois dados referentes ao solo do aterro normalmente não são estudados a fundo quando de uma obra sem a presença de uma equipe de geotécnica. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Genericamente, ainda de acordo com Milititsky, Consoli e Schnaid (2008, p. 95), estes recalques diferenciais em aterros tem três causas:

- a) Deformações do corpo do aterro por causa do seu peso próprio, bem como por carregamento provocado pela fundação ao transferir a carga da superestrutura;
- b) Deformações do solo natural localizado abaixo do aterro, em razão do acréscimo de tensões ocasionado pelo peso próprio do aterro e pelas cargas da superestrutura (expectativa da ocorrência de recalques significativos quando da execução de aterros sobre camadas de solos moles);
- c) Nos casos de execução de aterros e/ou carregamento externos sobre lixões ou aterros sanitários desativados, os mesmos estarão sujeitos a ações bioquímicas decorrentes da degradação da matéria orgânica de seus componentes.

Mais especificamente falando sobre o recalque do corpo do aterro, isso se deve ao fato da má compactação (caso de argilas) por máquinas ou equipamentos que não aplicam no solo a energia suficiente para que isso ocorra ou pela falta de vibração, no caso de materiais fofos como as areias. Também é bastante comum em casos assim, que sejam depositados espessos pacotes de solo antes que seja feita a compactação fazendo com que somente a parte superior da camada seja compactada/vibrada adequadamente. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

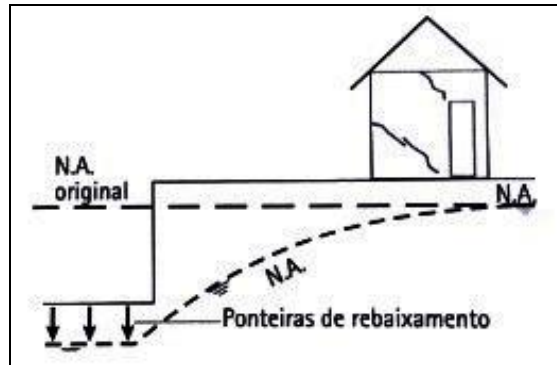
Muito comum na região de Garopaba e que é citado por Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), o aterro usando restos de solo residual misturado com galhos e vegetação, incluindo, ou não, turfas, material orgânico, material expansivo ou até mesmo misturado com restos de caliças e resíduos da construção civil. Isso tudo contraria completamente a boa prática e eleva os riscos de recalque pela imprevisibilidade do solo e pela presença de materiais diferentes que não permitem a melhor compactação.

2.2.3.1.2 Rebaixamento do Lençol Freático

Segundo Caputo (1995), o rebaixamento do lençol freático causa a alteração da característica de solo submerso para um solo considerado seco resultando no aumento do peso específico aparente que não estará mais sujeito ao empuxo hidrostático o que, conseqüentemente, aumentará a pressão entre as partículas do solo. Com o aumento desta pressão haverá a deflagração de recalque imediato no caso de areias e solos sem coesão, mas caso esta camada com nova sobrecarga gerada estiver sobre um solo argiloso compressível, pode-se ter o recalque causado em fundações vizinhas.

A figura 16 apresenta uma ilustração onde há a ocorrência de trincas no sentido em que houve o rebaixamento do nível d'água.

Figura 16 – Efeito do rebaixamento do Nível D'água



Fonte: Milititsky, Consoli e Schnaid (2008, p. 184).

2.2.3.2 Investigação Geotécnica Deficiente

Em muitos casos, em obras de pequeno (e até mesmo médio) porte não se pode considerar nem mesmo deficiente a investigação do subsolo, pois ela sequer existe. Muitas vezes regidas por motivos econômicos, estas obras sofrem com a inexistência de sondagens e um estudo mais aprofundado, o que atualmente são práticas inaceitáveis, haja vista que mais de 80% dos casos de mau comportamento das fundações advém da solução inadequada para a adoção do tipo de fundação. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

O quadro 1 mostra problemas típicos desta prática em fundações diretas.

Quadro 1 – Problemas típicos em fundações diretas

Fundação Direta	Tensões de contato excessivas, incompatíveis com as reais características do solo, resultando em recalques inadmissíveis ou ruptura
	Fundações em solos/aterros heterogêneos, provocando recalques diferenciais
	Fundações sobre solos compressíveis sem estudos de recalque, resultando grandes deformações
	Fundações apoiadas em materiais de comportamento muito diferente, sem junta, ocasionando aparecimento de recalques diferenciais
	Fundações apoiadas em crosta dura sobre solos moles, sem análise de recalques, ocasionando a ruptura ou grandes deslocamentos da fundação

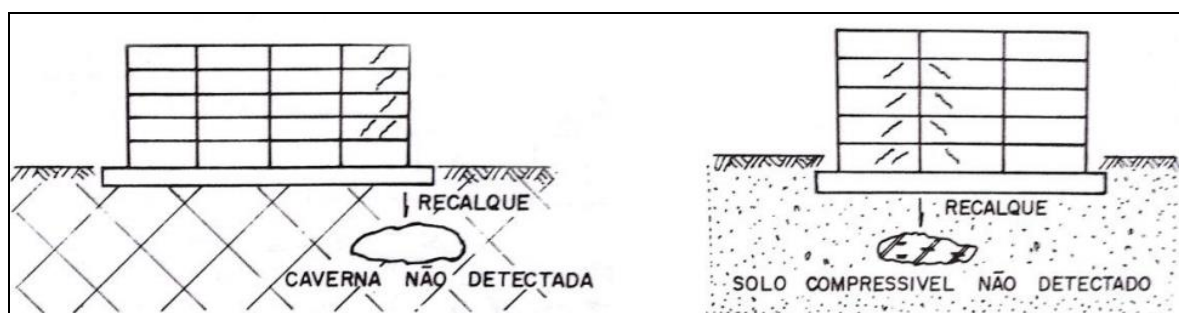
Fonte: Adaptado de Milititsky, Consoli e Schnaid (2008, p. 28).

Quando se trata da insuficiência de informações, Milititsky, Consoli e Schnaid (2008) sugerem que isso se deve à falta de bom senso e a não utilização de normas técnicas (por exemplo a ABNT NBR 8036:1983) como guia básico de projeto, além da não realização de visitas ao local e análise de obras vizinhas.

Não obstante isso, infelizmente se tem na rotina de campo, práticas ilegítimas quanto à veracidade das informações. Inclusive, é possível listar alguns aspectos que dão indícios da má intenção da empresa contratada. Por exemplo, quando se tem um grande número de furos profundos realizados em um tempo incoerente à magnitude do trabalho, ou apresentação de boletins com elevadas semelhanças entre furos (mesma espessura das camadas, mesmo valor de N_{SPT} , etc.) ou ainda a extrapolação das informações de poucos furos para uma área maior onde deveriam ser feitas mais sondagens. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Na figura 17, pode-se analisar o problema que poderá ser gerado pela falta de informações que foram entregues ao projetista, pois nota-se que houve a extrapolação das características de alguns furos, deixando zonas importantes sem o devido registro de suas peculiaridades. Ao não detectar uma caverna ou uma massa de solo compressível, a fundação apoiada nesta região, não terá o suporte necessário para a distribuição da carga, gerando recalque. (ALONSO, 1991 apud SANTOS, 2014).

Figura 17 – Insuficiência de informações na investigação do subsolo



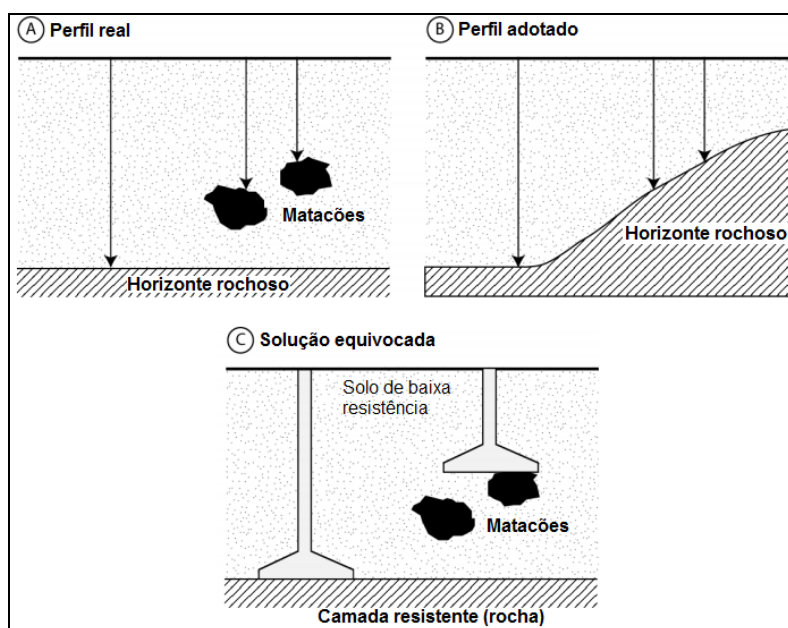
Fonte: Alonso (1991 apud SANTOS, 2014, p. 57).

Assim como existe o erro por falha da investigação (caso da figura 17), existe também o erro em que os dados são coletados, mas são mal interpretados. Pela necessidade de gerar um perfil geral do terreno, caracterizando todas as camadas de forma representativa sem os devidos registros de particularidades podem conduzir o projetista a um falso panorama sobre a resistência, por exemplo, em camadas com pedregulhos em que os valores de penetração N_{SPT} nesta região

serão elevados pela presença dos mesmos, sem que o comportamento de resistência ou rigidez do solo seja equivalentemente aumentado. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

Ainda segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), a presença de matacões (blocos rochosos que não foram decompostos por intemperismo ou foram transportados, quando deslizam da encosta) alojados na massa de solo residual pode gerar interpretações dúbias que interferem diretamente no processo construtivo tanto de fundações rasas quanto profundas. A imagem ilustrativa da figura 18 demonstra a identificação de resistência proveniente, em (A), do horizonte rochoso e dos matacões não perfurados pela sondagem. Por consequência, gerou-se o perfil adotado em (B) por má interpretação, resultando na solução inadequada apresentada em (C) que proporciona uma base indevida para a fundação e alto risco de instabilidade para a estrutura.

Figura 18 – Interferência de matacões no processo construtivo de sondagens



Fonte: Adaptado de Milititsky, Consoli e Schnaid (2008 apud SANTOS, 2014, p. 57).

2.2.3.3 Solos Colapsíveis

Um solo colapsível possui baixo grau de saturação e possuem a característica de, quando molhados e/ou carregados, apresentarem abrupta alteração em seu volume devido ao rearranjo das partículas. (TEIXEIRA, 1993). Solos residuais e

sedimentares são tipos de solo com alto potencial para apresentar características de solos não saturados como os colapsíveis. (SCHNAID, 2004 apud MEDERO, 2005).

Uma fundação assentada sobre um solo colapsível pode trazer grandes problemas para a edificação como surgimento de trincas, desnivelamento de aberturas e outros danos materiais que podem levar perigo inclusive à vida humana devido ao recalque brusco e de alta magnitude que pode ocorrer. (MEDERO, 2005).

2.2.3.4 Solos Expansíveis

Como o próprio nome sugere, estes solos podem apresentar expansão, diminuindo a sua resistência e, ainda, provocar o levantamento da fundação. (ABNT, 2010).

Estes solos aumentam seu volume quando umedecidos pressionando a estrutura de fundação. Isso acontecendo pelo aumento do nível d'água, quando o nível voltar a baixar, este solo perderá umidade e retrairá devido ao ressecamento. Essa variação volumétrica causa fadiga no solo e o torna susceptível à erosão. (SIMÕES DE OLIVEIRA; JESUS; MIRANDA, 2006).

2.2.3.5 Escavações Junto à Divisa

Segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), escavações próximas à divisa do terreno em que existam fundações vizinhas sem que haja o devido plano de escavações, com programação e metodologia construtiva, são responsáveis por provocar grandes instabilidades em muitos casos de problemas relacionados à movimentação de fundações.

Em uma pesquisa, esse tipo de problema atingiu 13,1% dos casos relatados de 28,9% de manifestações patológicas que se manifestaram pós-construção, sendo que grande maioria envolvendo fundações rasas – que são mais vulneráveis ao alívio de tensões na ocorrência destas escavações. (SILVA, 1993 apud MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

2.2.3.6 Influência da Vegetação para a Instabilidade de Fundações

A presença de vegetação próxima às fundações também pode gerar recalque. Isso porque a presença de raízes extrai umidade do solo, causando a retração e aumento da tensão efetiva do mesmo. (SILVA, 1993).

Segundo Ramsom (1987), citado por Silva (1993), algumas espécies chegam a extrair mais de cinquenta mil litros de água do solo durante um ano. Silva (1993) também apresenta o quadro de ensaios de Williams e Pidgeon, citados por Fernández Cánovas (1988), em que apresenta tipos comuns de árvores e seu grau de periculosidade. O quadro 2 apresenta estes referidos dados.

Quadro 2 – Periculosidade de árvores quanto à extração de água

ESPÉCIE	TROCA DE UMIDADE EM DIA ENSOLARADO
Eucalipto (<i>Eucalyptus mercathur</i>)	500 litros/dia
Acácia (<i>Acacia molissima</i>)	250 litros/dia
Gramma verde (<i>Themeda</i>)	1 litro/m ² xdia
PERICULOSIDADE ESPÉCIE	ESPÉCIE
Muito perigosas	Álamo e choupo
	Amieiro (Alno)
	Acácia
	Salgueiro (Chorão)
	Olmo
Perigosas	Bordo
	Bétula
	Fleixo
	Faia
	Carvalho
Pouco perigosas	Lariço
	Cedro
	Abeto

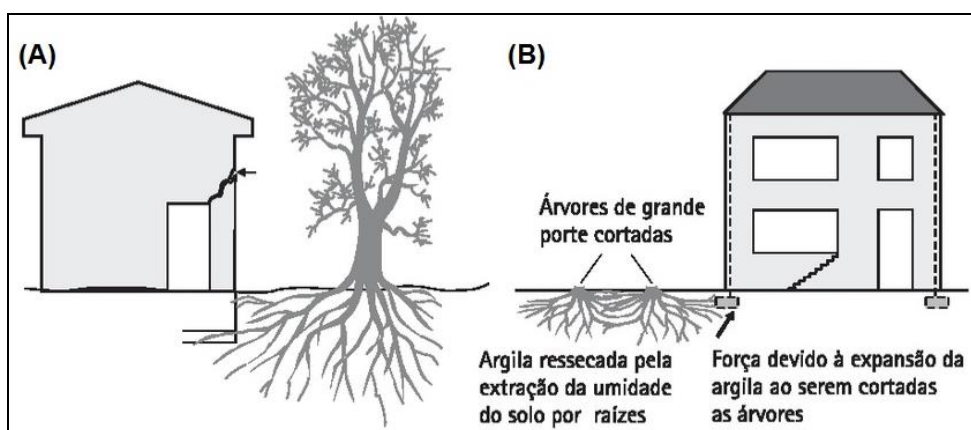
Fonte: Adaptado de Williams e Pidgeon (apud MILITITSKY apud SILVA, 1993, p. 49) e Fernández Cánovas (apud SILVA, 1993, p. 49).

De acordo com Alcudia (1988 apud SILVA, 1993), a poda das árvores prejudica ainda mais a situação da retirada de umidade do solo, já que as raízes têm de absorver ainda mais nutrientes para o desenvolvimento da planta.

Mas não somente a presença da árvore em si certifica que haverá recalque. Em muitos casos, ao serem cortadas estas árvores que se encontram próximas a uma fundação, haverá um retorno gradativo da umidade na área afetada causando

uma força de expansão contra a fundação. Se tratando de solos argilosos, essa variação provoca movimento e, por consequência, patologias na superestrutura. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008). A figura 19 mostra a interferência de duas formas da vegetação no processo de manifestação patológica em uma residência com fundações rasas – em (A) com a presença das raízes extraindo umidade do solo e tocando na estrutura e, em (B), com as árvores cortadas provocando expansão do solo.

Figura 19 – Interação da vegetação com a estrutura



Fonte: Adaptado de Milititsky, Consoli e Schnaid (2008, p. 36).

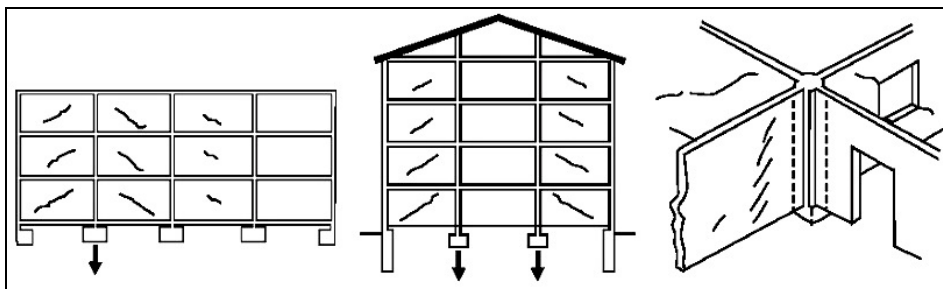
Conforme Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), a capacidade e potencialidade de causar danos por esta razão são muito relativas, pois dependem do tipo de vegetação (tamanho e tipo de raízes), do solo, do nível d'água, distância da vegetação em relação à fundação, do tipo desta fundação e do clima. Ou seja, compreender a interação de todos estes fatores é, sem dúvidas, bastante complexo e necessário que se estude especificamente cada caso.

2.2.4 Efeitos Causados por Movimento das Fundações

Como já foi mencionado neste trabalho, a manifestação mais recorrente devido a movimentação de uma fundação é o surgimento de fissuras, que são causadas a partir do momento que as tensões geradas por esse movimento superam as resistências dos componentes da edificação ou conexão entre elementos das mesmas. (MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008).

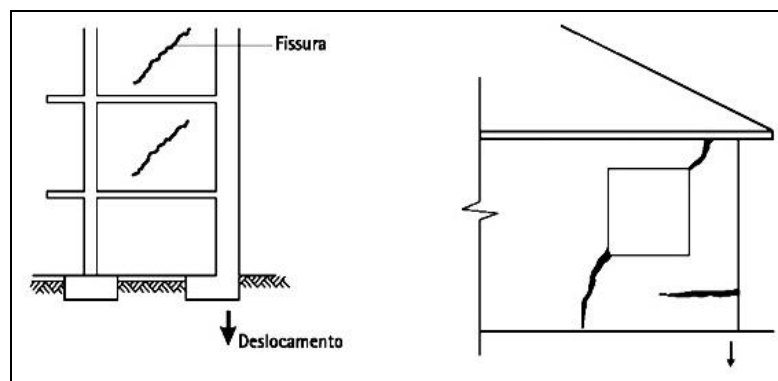
Baseado nos tópicos anteriores pode-se afirmar que o surgimento de manifestações patológicas depende de uma série de fatores, contando com uma ou mais falhas e que, segundo Milititsky, Consoli e Schnaid (2008), formam um sistema bastante complexo de ser analisado não podendo, portanto, se definir a causa de uma fissura ou trinca simplesmente baseado na sua respectiva configuração. Essas configurações características são apresentadas na figura 20 e 21, onde se ilustram alguns tipos comuns quanto ao aparecimento destes problemas.

Figura 20 – Fissuras características do movimento em fundações centrais



Fonte: Ortiz (1984 apud MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008, p. 25).

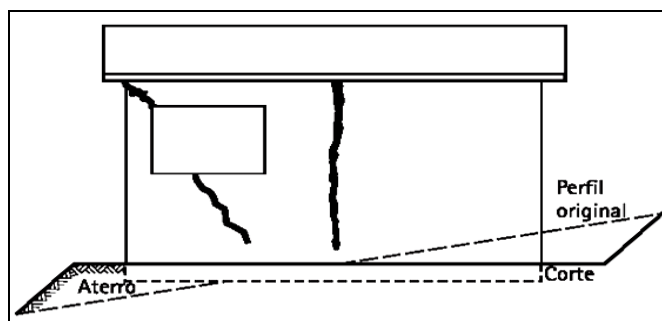
Figura 21 – Fissuras características do movimento em fundações de canto



Fonte: Ortiz (1983 apud MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008, p. 25).

Na imagem 22 verifica-se uma manifestação patológica comum quando da ocorrência de fundação assente sobre aterro.

Figura 22 – Fissuramento de edificação assente parte sobre aterro



Fonte: Ortiz (1983 apud MILITITSKY; CONSOLI; SCHNAID, 2008, p. 27).

2.3 MOVIMENTAÇÃO DE MASSA

O assunto envolvendo os movimentos coletivos de solo e de rocha sempre foi escopo de estudos em diferentes áreas, com diferentes enfoques, sejam entre geólogos, geógrafos, construtores ou engenheiros civis. Isso se deve ao fato de este assunto estar estreitamente ligado às formas de relevo, que por sua vez, influenciam diretamente tanto no método a ser empregado para viabilizar o produto final quanto no aspecto financeiro que isso impactará. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Segundo Guidicini e Nieble (1983), é utilizado comumente o termo *escorregamento* para definir a movimentação de massa de um modo geral. Mas deve ser ressaltado que, ao empregar tal nomenclatura, não se especifica tamanha complexidade que o tema impõe, haja vista que parâmetros básicos como: causas, velocidade do movimento e sua forma de ocorrência, não são levadas em conta para a confecção de um julgamento criterioso, dificultando a análise dos processos envolvidos nos mais diversos ambientes.

Pode-se definir *escorregamento*, em seu sentido mais amplo, como o deslocamento coletivo de fragmentos de solo sob efeito de algum agente de transporte, permitindo a observação e caracterização do processo. Ainda dentro do mesmo termo podem estar englobados os conceitos de avalanche, deslocamento de encostas rochosas e até mesmo de geleiras, incluindo também recalques e demais movimentações regidas por solifluxão. (FREIRE, 1973 apud GUIDICINI, 1983).

Enfim, uma melhor distinção dos tipos de movimentos de massa deve ser tomada como ponto de partida para que se tenha entendimento das causas que levaram o objeto do estudo de caso proposto a tal estado de desgaste, relatando

critérios de classificação de movimentos de massa, bem como um detalhamento significativo de cada tipo, considerando todos os parâmetros que imperam nesta gama de classificação.

2.3.1 Talude e Solo nas Proximidades da Edificação

Para situar a localização da edificação em estudo, é apresentada a figura 23, na qual é possível entender melhor a região e a realidade na qual a mesma está inserida.

Figura 23 – Localização da edificação



Fonte: Garopaba... (2017)

2.3.1.1 Talude Natural

De acordo com Gerscovich (2016), um talude natural é composto normalmente por solo residual ou coluvionar, podendo haver ambos em seu material constituinte, e também rocha. Enquanto o solo residual mantém-se no local de onde foi originado, o solo coluvionar provém da ação de agentes de transporte, tendo como o principal a ação gravitacional. Ação esta que contribui naturalmente para que haja a ocorrência de movimentação, ou seja, mesmo taludes que permanecem estáveis por muito tempo podem vir a sofrer com algum tipo de movimento de

massa, pois há a transformação constante decorrente de alterações físico-químicas das rochas que, somadas às características topográficas do local, podem resultar em um material de resistência aquém do original, levando à ruptura, podendo ainda estes efeitos serem potencializados pela ação do homem.

2.3.1.2 Solo Residual

Segundo Gerscovich (2016), este solo é caracterizado por estar sempre sobre a rocha a qual lhe deu origem. Assim, ele é produto da ação de intempéries físicas e químicas que atuam da sua camada mais externa – o solo em si – à sua camada mais profunda – a rocha sã. A camada de solo residual maduro (parte superior) pode atingir metros de profundidade tendo um material praticamente homogêneo como composição, já por não possuir nenhuma, ou quase nada, das características da rocha-mãe e não apresentar nenhuma propriedade geomecânica da mesma.

Esta camada onde pisamos é seguida da camada denominada solo residual jovem ou saprolítico. Esta faixa, por ser menos transformada, conserva algumas características estruturais oriundas da rocha-mãe bem como alguns minerais que não se decompuseram. Na sequência, chega-se à camada chamada de rocha alterada (que antecede a rocha sã) em que se nota a alteração provocada pelo intemperismo através de fraturas e minerais um pouco alterados. (GERSCOVICH, 2016). A figura 24 ilustra estas camadas supracitadas de forma simples e entendível.

Figura 24 – Camadas do solo residual



Fonte: Gerscovich (2016, p. 14).

No quadro 3 estão relacionados alguns tipos de rocha e qual tipo de solo residual as mesmas geram após a ação das intempéries.

Quadro 3 – Rocha-mãe e seu respectivo solo residual

Rocha	Tipo de solo
Basalto	Argiloso
Quartzito	Arenoso
Filito	Argiloso
Granito	Arenoargiloso (micáceo)
Calcário	Argiloso
Gnaisse	Siltoso e micáceo

Fonte: Gerscovich (2016, p. 15).

2.3.1.3 Solo Coluvionar

De acordo com a norma brasileira NBR 6502/1995, esse solo é composto pelo descenso de fragmentos transportados por gravidade. (ABNT, 1995).

As partículas de solo são heterogêneas, contendo frações da rocha que lhe dá origem (sã ou com sinais de intemperização) e, imersas em uma matriz de solo, ficam depositados no sopé ou próximos a taludes íngremes. (GEO, 1997; LACERDA; SANDRONI, 1995 apud. GERSCOVICH, 2016).

2.3.2 Definição dos Tipos de Movimentos de Massa e suas Características

Entende-se como movimento de massa qualquer deslocamento de um determinado volume de solo. Em geral, a literatura trata os movimentos de massa como processos associados a problemas de instabilidade de encostas. (GERSCOVICH, 2016, p.15).

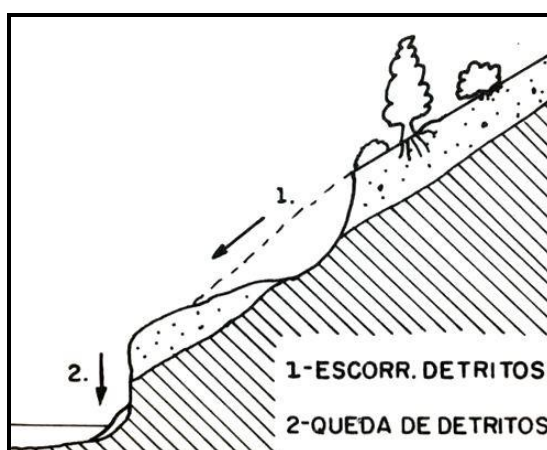
2.3.2.1 Queda de Blocos e Detritos

A queda de blocos é uma ação de queda livre onde atua significativamente a gravidade sendo mecanismo essencial para a formação de tálus (solo residual). As causas deste movimento podem estar ligadas ao acontecimento de diversas formas de intemperismo físico. Dentre elas destacam-se a ocorrência do congelamento e posterior degelo da água no interior das fraturas da rocha (em ciclos gelo/degelo), pela perda de apoio dos blocos quando ocorre um processo erosivo em que há o carreamento das partículas de solo (que estabelece este encaço) através da água,

por ação de empuxo ao longo de juntas perpendiculares ao plano do talude íngreme, por possível desconfinamento lateral do maciço rochoso, pela ciclagem térmica onde a mudança de temperatura pode influenciar na fragilidade das fraturas, por alívio de tensões geológicas, por trepidações causadas pelo trabalho de máquinas em obras próximas ao local da queda dos blocos ou ainda pela combinação entre estes fatores. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Ainda de acordo com Guidicini e Nieble (1983), a queda de detritos é tida com um termo para designar o movimento de massa que está entre a queda de blocos e o escorregamento em si. Possuem pequena relevância no que diz respeito à magnitude de seu movimento, mas que pode estar associada a um escorregamento de frações de massa terrosas ou rochosas (escorregamento de detritos) – que pode ser exemplificado pela figura 25.

Figura 25 – Representação de queda e escorregamento de detritos



Fonte: Sharpe (1938 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983, p. 42).

2.3.2.2 Subsidiências

Subsidiência caracteriza-se por um movimento predominantemente vertical, já que não há (ou quase nunca há) tensões horizontais em tal movimento. É iniciada através da retirada (colapso) de alguma camada inferior do substrato, seja ela sólida, líquida ou gasosa, por ação do homem ou natural. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Conforme Guidicini e Nieble (1983), se tratando de uma ação da natureza, pode estar, por exemplo, relacionado com a erosão de camada subterrânea através

das chuvas, modificação no comportamento de solos turfosos abaixo do solo superficial e até mesmo pela exploração de petróleo e mineração, o que elucida a ocorrência em grandes centros urbanos em países extremamente desenvolvidos como Estados Unidos e Japão. Isso também explica o porquê de, até hoje, não terem sido registrados esse tipo de movimento de massa no Brasil.

Tratando-se especificamente de recalque, este é conceitualmente classificado como um movimento vertical causado pelo sobrepeso do próprio solo ou por algum fato que interfira nas camadas subjacentes do solo (erosão, rebaixamento do lençol freático, vibrações, entre outros). Sabe-se também que podem ser causados pela sobrecarga aplicada sem que haja a resistência necessária para suportar este acréscimo de peso. Os recalques diferenciam-se das subsidências por abrangerem uma menor área e por estarem relacionados à sobrecarga de edificações. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983; GERSCOVICH, 2016).

2.3.2.3 Escoamentos

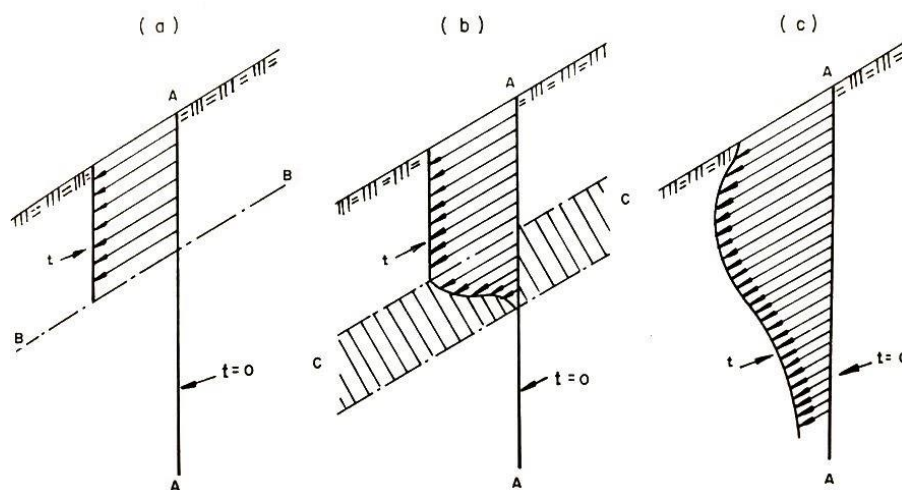
Escoamentos se caracterizam por não terem um plano de movimentação definidos. Sempre que ocorrem apresentam continuidade no movimento como se fosse um fluido de viscosidade alta. Variam de muito lentos e lentos a rápidos, sendo os lentos denominados rastejo e os de maior velocidade chamados de corrida. (GERSCOVICH, 2016).

2.3.2.3.1 Rastejo

Rastejo é, de forma geral, um tipo de movimento superficial que ocorre lentamente e de fácil percepção quando se observa a inclinação das árvores da região afetada. (ROCHA, 1972).

Gerscovich (2016) afirma que o rastejo pode atingir regiões de proporções relevantes e ocorre com uma tensão inferior à resistência a tensões cisalhantes. Quando a tensão resistente se iguala a tensão a qual o solo está submetido, chega-se então a um dos conceitos de escorregamento (detalhado em breve). A figura 26 ilustra e diferenciam ambos os movimentos relatados anteriormente.

Figura 26 – Tipo de movimento em razão da sua velocidade



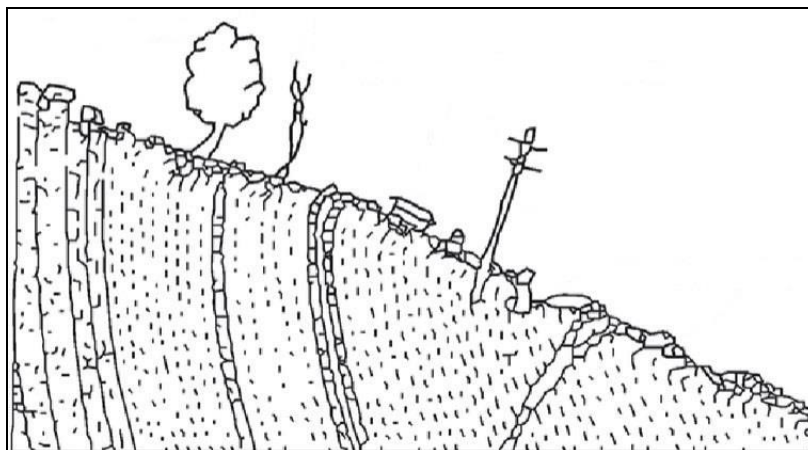
Fonte: Lacerda (1966 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983, p. 19).

Em (a), partindo de um plano AA, vertical, no tempo zero, observa-se o movimento característico de um escorregamento (seção BB). Na imagem (b) há uma zona de rastejo (CC) abaixo de uma seção de escorregamento; ambos os movimentos ocorrendo simultaneamente recebem o nome de movimento misto. Já em (c) tem-se somente o rastejo em toda a seção AA. O que diferencia o rastejo do escorregamento além da questão envolvendo a tensão é a não formação de um corte bem definido de onde se iniciou o movimento, sendo, na maioria dos casos de rastejo, impossível identificar exatamente onde a ação começou. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

De acordo com Guidicini e Nieble (1983), Terzaghi (1950) nomeou de rastejo constante aquele em que há somente a predominância da gravidade em um plano mais espesso, não ocorrendo a interferência de outros agentes comuns como a variação de temperatura que geram a expansão e contração de material fazendo com que movimento incida somente na área atingida por essa variação térmica. Este último foi denominado rastejo periódico ou sazonal e são normalmente superficiais.

Na figura 27, percebe-se que, apesar de lentos, os rastejos possuem capacidade de movimentar blocos de rochas, arredondando matacões pela movimentação, desaprumando postes, cercas e árvores e provocando desalinhamento de rodovias.

Figura 27 – Evidências de rastejo



Fonte: Sharpe (1938 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983, p. 20).

O movimento é dito como muito lento quando varia, no máximo, entre 0,06m/ano e 1,6m/ano e lento variando entre 1,5m/ano a 1,6m/mês. (VARNES, 1978 apud GERSCOVICH, 2016). Já de acordo com Terzaghi (1950), citado por Guidicini e Nieble (1983), rastejos não ultrapassam a velocidade de 0,3 metros em dez anos.

Muito embora não haja estudos específicos sobre este tipo de movimento de massa no Brasil, eles ocorrem em várias partes do país, já que solos residuais e grandes depósitos de tálus propiciam um ambiente com alto potencial facilitador para o surgimento de tal ocorrência. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

2.3.2.3.2 Corridas

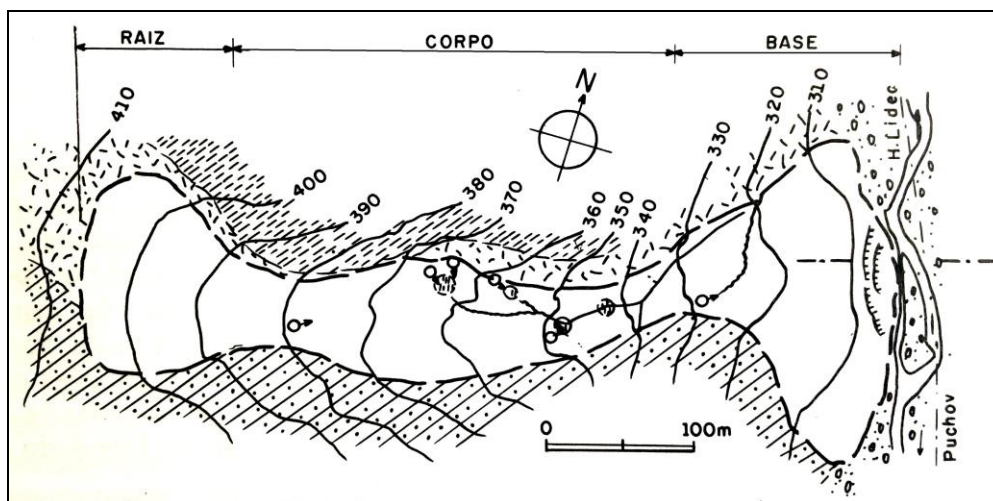
Corrida é um movimento de massa marcado pela alta velocidade com que ocorre (acima de 10km/h). Com isso, tomam grandes proporções podendo atingir grandes áreas já que o solo pode tomar características de fluido não apresentando qualquer resistência contra o escoamento. (GERSCOVICH, 2016).

O grau de fluidez varia conforme as circunstâncias desde massas com elevada densidade e bastantes viscosas até um fluido muito semelhante a um rio barrento escoando através de um vale. (KRYNINE; JUDD, 1957, apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Entre as corridas com menor grau de fluidez, podem-se destacar as de terra. Estas ocorrem adaptando-se às condições da topografia e, ao se analisar em planta, o rastro provocado pela movimentação de solo, é comum associar ao formato de

uma língua, possibilitando definir três elementos que compõem este tipo de movimento: raiz, corpo e base. (ZARUBA; MENCL, 1969 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983). Esta divisão está identificada na figura 28.

Figura 28 – Elementos de uma corrida de terra



Fonte: Zaruba e Mencl (1969 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983, p. 22).

De acordo com Gerscovich (2016), é denominada raiz a região onde está o material que irá se deslocar, portanto, esta é a parte mais alta no que diz respeito às suas cotas. Mais abaixo está o que é chamado de corpo, mais estreito e alongado, por onde haverá o escoamento de material. E, por fim, a base. Nesta base é depositado o solo que fluiu, nitidamente mais larga e formando uma espécie de bolsa com toda a matéria.

É importante ressaltar que estas corridas de terra ocorrem normalmente devido ao excesso de água no solo em períodos curtos de chuva intensa ou em longos períodos de chuva branda. Além disso, as características do material transportado influenciam diretamente, já que argilas (que não possuem grandes resistências) podem fluir até mesmo em taludes com baixíssima inclinação. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Outro tipo de movimento de importante relevância é a corrida de silte ou areia que ocorrem também devido ao encharcamento do solo. Havendo uma variação do nível da água, a área afetada estará diante de um processo iminente de liquefação, promovendo à areia ou silte, propriedades de fluido que só cessará a partir do momento que não haja mais inclinação suficiente e todas as partículas se

acomodem em um novo leito, podendo ou não, a partir daí implementar melhorias em seus parâmetros de resistência. (TERZAGHI; PECK, 1962 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Segundo Guidicini e Nieble (1983), não sendo pela variação do nível d'água, é comum que ocorra evento semelhante em cortes de areia em ambientes litorâneos em que o choque da água com o talude provoque a movimentação da massa.

2.3.2.4 Escorregamentos

Escorregamento é definido pela NBR 11682 como “Movimento de massa por deslocamento sobre uma ou mais superfícies.” (ABNT, 2009, p. 25).

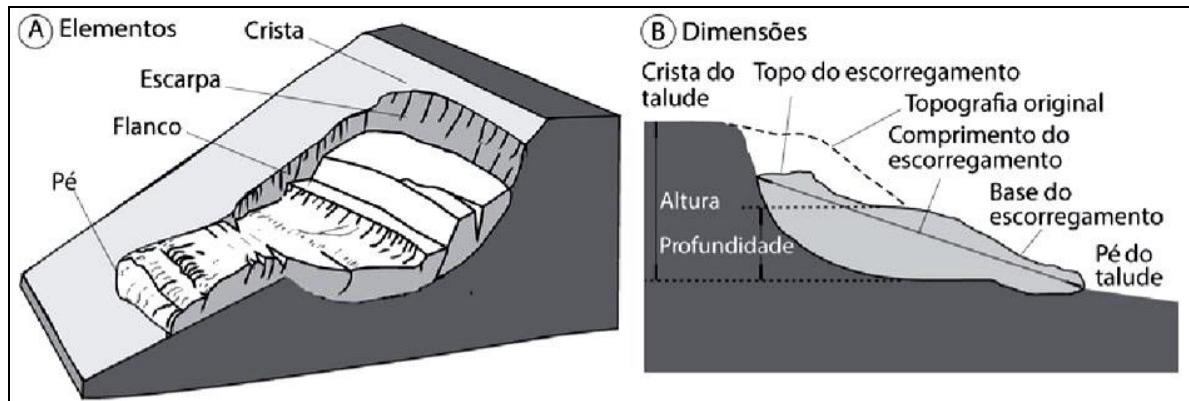
Guidicini e Nieble (1983) definem como um movimento rápido e de curta duração, com uma volumetria bem definida que se desloca de cima para baixo e para fora do talude.

Quanto à velocidade, varia de zero até pelo menos trinta centímetros por hora até diminuir novamente e estabilizar-se. É possível que atinja velocidades maiores que um metro por segundo em alguns casos. (TERZAGHI, 1967 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Ou seja, um escorregamento se inicia a partir do decréscimo da relação entre a resistência média ao cisalhamento da massa (solo ou rocha) e a tensão cisalhante na superfície com potencial de movimentação. Portanto, esse movimento pode iniciar como um rastejo, não sendo perceptível ao homem e passar a escorregamento quando a razão resistência/tensão no solo ou rocha se aproxima do valor unitário. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

A figura 29 especifica as designações dos elementos que caracterizam um caso típico deste tipo de movimento. Em (A) observa-se a nomenclatura referente aos elementos e em (B) as dimensões, de acordo com a NBR 11682. (ABNT, 2009).

Figura 29 – Elementos de um escorregamento de massa

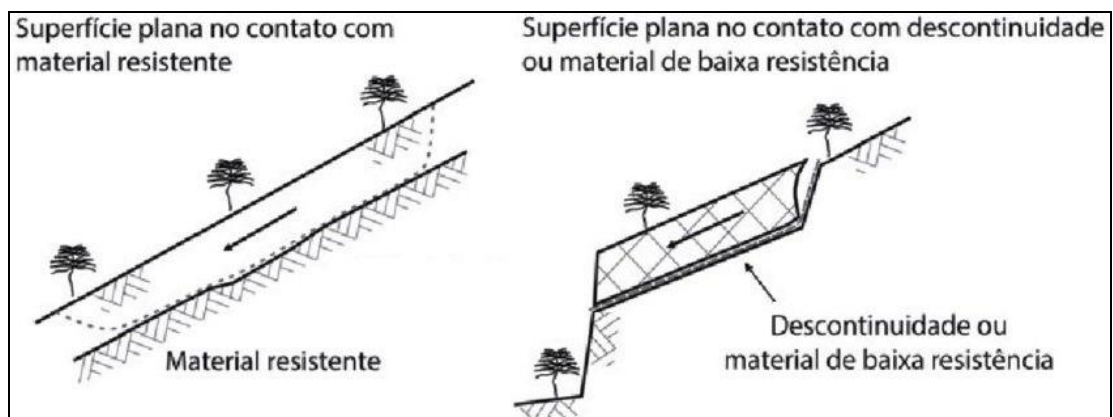


Fonte: Adaptado de ABNT (2009, p. 26-27).

2.3.2.4.1 Escorregamentos Translacionais

Escorregamentos translacionais possuem como característica básica uma descontinuidade, também chamada de plano de fraqueza, e ocorrem comumente em solos coluvionares de pequena espessura que estão sobrepostos a uma base resistente. Exemplificando bem estas superfícies de ruptura, é apresentado na figura 30 um plano inteiro se movimentando sobre um maciço resistente e o material escorregando a partir de uma descontinuidade. (GERSCOVICH, 2016).

Figura 30 – Superfícies de ruptura de um escorregamento translacional



Fonte: Gerscovich (2016, p. 26).

Segundo Gerscovich (2016), quando estas superfícies de fraqueza se cruzam, o escorregamento toma forma de cunha, em um ou mais planos. Em um

plano há a ruptura do seu ponto mais inferior até sua crista, enquanto quando atinge mais de um plano ocorre a ruptura de um bloco maciço que lembra uma seção triangular. Em materiais homogêneos, essa superfície, vista em corte, aproxima-se do formato circular.

No caso de escorregamentos de solo e de rocha, em que há a presença de fragmentos rochosos envolvidos por este solo (depósito de tálus), existe uma baixíssima previsibilidade do início do escorregamento e das proporções do mesmo, já que o comportamento dessa massa mista com anisotropia considerável, acomodamento das frações de rocha de maneira aleatória, e solo com características nada conhecidas devido a essa interação solo-rocha em seu plano de escorregamento, faz com que se adote o *método observacional* não aderindo a nenhum método de cálculo e previsão. Assim, qualquer trabalho que necessite ser realizado na área com potencial para o acontecimento de movimentação de massa desse tipo, é feito passo a passo dimensionando cada etapa a partir dos dados extraídos da etapa anterior. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

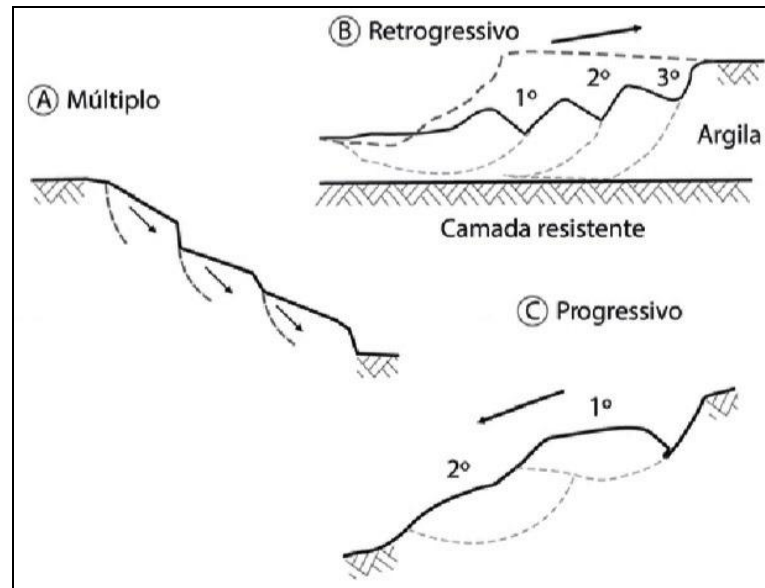
2.3.2.4.2 Escorregamentos Rotacionais

Também chamados de circulares, desenvolvem suas superfícies de deslizamentos curvilíneos que, não raramente, ocorrem de forma combinada ou sucessiva. Acontecem normalmente em pacotes de solo de maior altura associados a rochas sedimentares profundamente fraturadas. (OLIVEIRA; BRITO, 1998, apud OLIVEIRA, Daniel, 2016).

Segundo Guidicini e Nieble (1983), pode acontecer o dito *escorregamento de talude* onde apenas a região triangular do mesmo se desloca, ou o *escorregamento de base* em que o movimento transcende a base do talude.

Tratando-se de escorregamentos rotacionais sucessivos, há três formas típicas. Os denominados múltiplos que ocorrem simultaneamente tendo, por consequência, mais de uma superfície de ruptura. Já os retrogressivos progredem em direção à crista. E por fim, o progressivo, em que a sobrecarga deslocada do primeiro movimento atua sobre a superfície de onde se originará o segundo. (GERSCOVICH, 2016). Estes três tipos podem ser vistos na figura 31 que segue.

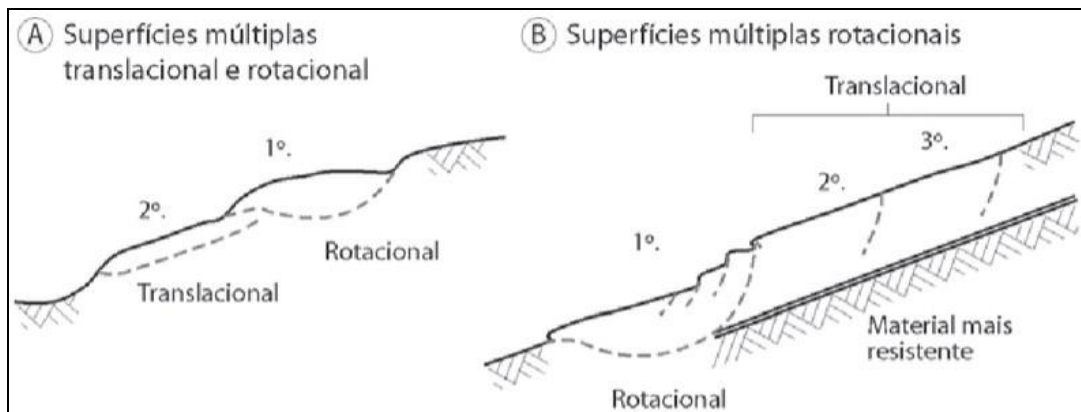
Figura 31 – Escorregamentos rotacionais sucessivos



Fonte: Gerscovich (2016, p. 27).

Gerscovich (2016) ressalta que deslizamentos translacionais e rotacionais eventualmente podem se suceder. Como exemplo disso, tem-se o que é ilustrado na figura 32, ora acontecendo um primeiro, ora acontecendo outro.

Figura 32 – Escorregamentos mistos



Fonte: Gerscovich (2016, p. 28).

2.3.2.5 Erosão

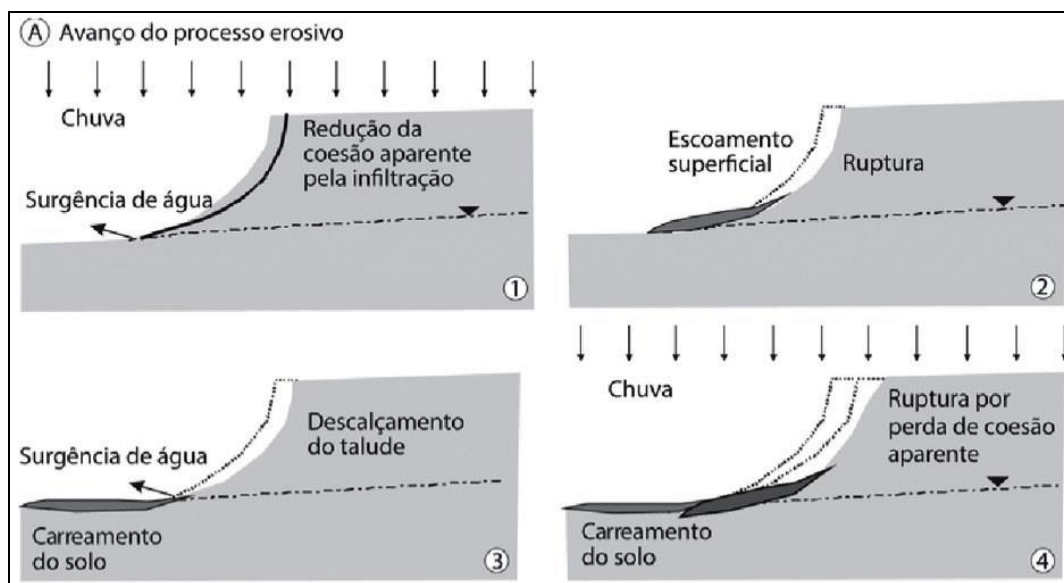
Este fenômeno se define por um conjunto de processos que atuam em um material desgastado, sendo o mesmo transportado por agentes erosivos, como por

exemplo, os rios. Quando o transporte é realizado através da água, pela ação do escoamento superficial e de gota (colidindo com o solo e o movendo em pequenas distâncias, pouco a pouco), denomina-se erosão hídrica, sendo a chuva, portanto, seu principal agente. (BASTOS, 1999).

Ainda segundo Bastos (1999), trata-se, em geral, de um processo natural, lento e que a ação humana influencia diretamente na sua capacidade de causar danos na paisagem, seja ela urbana ou não. Lentamente, com o solo saturado e o escoamento superficial decorrendo, há o surgimento de sulcos que podem evoluir a voçorocas (“rasgos” de maiores dimensões na massa) resultando em um processo rápido de erosão interna que possui um alto poder destrutivo, já que assim, a água atua subterraneamente.

A figura 33 mostra o efeito provocado pelas chuvas, associada ao surgimento de um vossorocamento que resulta em um escorregamento pelo escoamento superficial e posterior carregamento do material do talude pela surgência de água subterrânea.

Figura 33 – Processo erosivo e vossorocamento



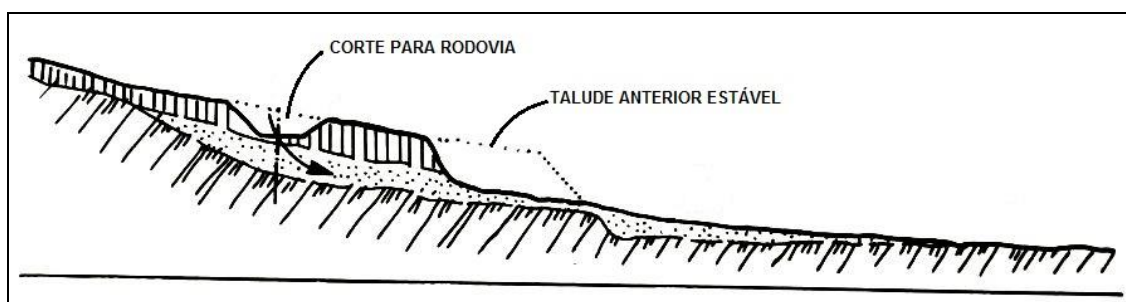
Fonte: Futai, Almeida e Lacerda (2005 apud GERSCOVICH, 2016, p. 23).

Outro processo qualificado por Terzaghi (1950 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983), é o de erosão subterrânea retrogressiva, onde a pressão de percolação

exercida pela água nas partículas do solo no interior do talude atua no sentido do fluxo aumentando sua intensidade conforme a velocidade desta percolação.

O processo fica bem evidente no exemplo visto em um talude estável que, ao se iniciar um processo de corte para a implementação de uma rodovia, gera uma instabilidade na região do corte que permite a infiltração de água em sua camada intermediária (areias finas provenientes de um terraço fluvial) que ocasionou a “lavagem” deste material pela surgência de água, depositando-o na base talude. (ZÁRUBA; MENCL, 1969 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983). A figura 34 ilustra exatamente esta ocorrência.

Figura 34 – Caso de erosão subterrânea retrogressiva



Fonte: Adaptado de Záruba e Mencl (1969 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983, p. 61).

2.3.3 Agentes de Alteração em Parâmetros de Resistência do Solo

Muitos são os fatores que originam movimentos de massa. Dentre eles, podemos destacar alguns fundamentais para o andamento deste trabalho. Antes disso, o quadro 4 mostra as principais ações que geram, através destes fatores, alguns fenômenos geológicos.

Quadro 4 – Agentes deflagradores de movimento de massa

AÇÃO	FATORES	FENÔMENOS GEOLÓGICOS / ANTRÓPICOS
Aumento da sollicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão Escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo, etc. Acúmulo natural de material (depósitos) Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Sollicitações dinâmicas	Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas Congelamento Material expansivo
Redução da resistência ao cisalhamento	Características inerentes ao material (geometria, estruturas, etc.)	Características geomecânicas do material
	Mudanças ou fatores variáveis	Ação do intemperismo provocando alterações físico-químicas nos minerais originais, causando quebra das ligações e gerando novos minerais com menor resistência
		Processos de deformação em decorrência de variações cíclicas de umedecimento e secagem, reduzindo a resistência
		Variação das poropressões
		Elevação do lençol freático por mudanças no padrão natural de fluxo (construção de reservatórios, processos de urbanização, etc.)
		Infiltração da água em meios não saturados, causando redução das pressões de água negativas (sucção)
Geração de excesso de poropressão, como resultado de implantação de obras		
Fluxo preferencial através de trincas ou juntas, acelerando os processos de infiltração		

Fonte: Adaptado Varnes (1978 apud GERSCOVICH, 2016, p. 29)

2.3.3.1 Relação da Pluviosidade com os Movimentos de Massa

A chuva é, sem dúvidas, o principal agente deflagrador da movimentação de solo e instabilidade de encostas naturais e taludes. Isso se deve à grande pressão exercida pela água no solo. Para definir índices de segurança quanto à susceptibilidade de ocorrência de fenômenos ligados à precipitação em excesso (seja por chuvas intensas ou por longos períodos de chuva amena) é tema bastante discutido pela literatura por diversos pesquisadores. (SILVA, 2014).

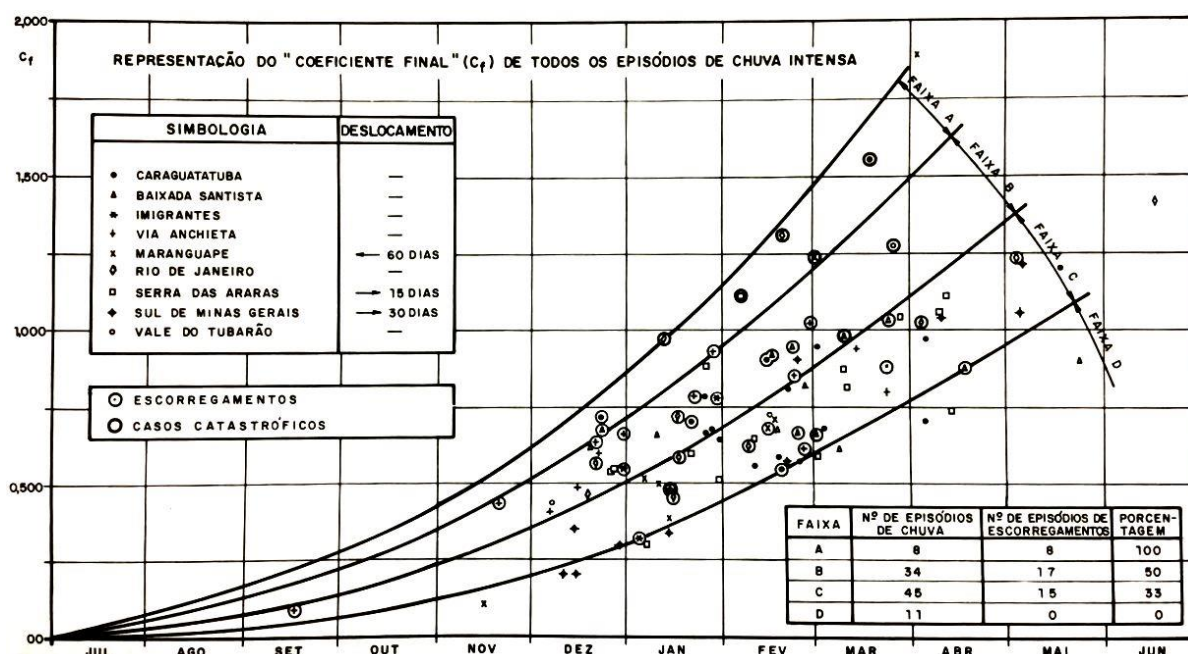
Assim, segundo Guidicini e Nieble (1983), são de comum conhecimento que estações chuvosas estão diretamente ligadas aos casos de escorregamentos e

demais movimentos. O que se explica pelo fato de estarmos inseridos num ambiente tropical onde acontecem encontros de massa de ar frio oriunda da região polar antártica com massas de ar quente provenientes deste nosso clima característico. Como estas massas de ar frio se sucedem de forma cíclica em determinados períodos (normalmente semanais em períodos chuvosos) temos, por vezes, uma sequência de fortes chuvas e tempestades nos meses mais quentes.

Tomando como base os dados de diversos casos de movimentos de massa registrados (dentre eles várias catástrofes), foi investigada a real relação que o volume de chuva tem com o nível de periculosidade de acordo com a pluviosidade. (GUIDICINI; IWASA, 1976 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Guidicini e Nieble (1983) apresentam um gráfico – figura 35 – que relaciona todos estes registros da ocorrência de desastres. O gráfico leva em consideração basicamente o volume de chuva total que precipitou até a data do fato (exclusive), onde é possível perceber que casos onde ocorreria escorregamento tendem a ocupar as posições mais acima do mesmo.

Figura 35 – Periculosidade de acordo com acúmulo de chuva



Fonte: Guidicini e Nible (1983, p. 14).

De acordo com Guidicini e Nieble (1983), observando estas faixas de periculosidade (faixas A, B, C e D, onde A possui maior risco e D, menor) é possível

prever situações de perigo mediante informações meteorológicas quando da iminência de chuva, somando-se aos níveis já acumulados anteriormente. Ou seja, podem-se elaborar cartas de periculosidade analisando lançamento de dados pluviométricos diários a fim de controlar estes riscos.

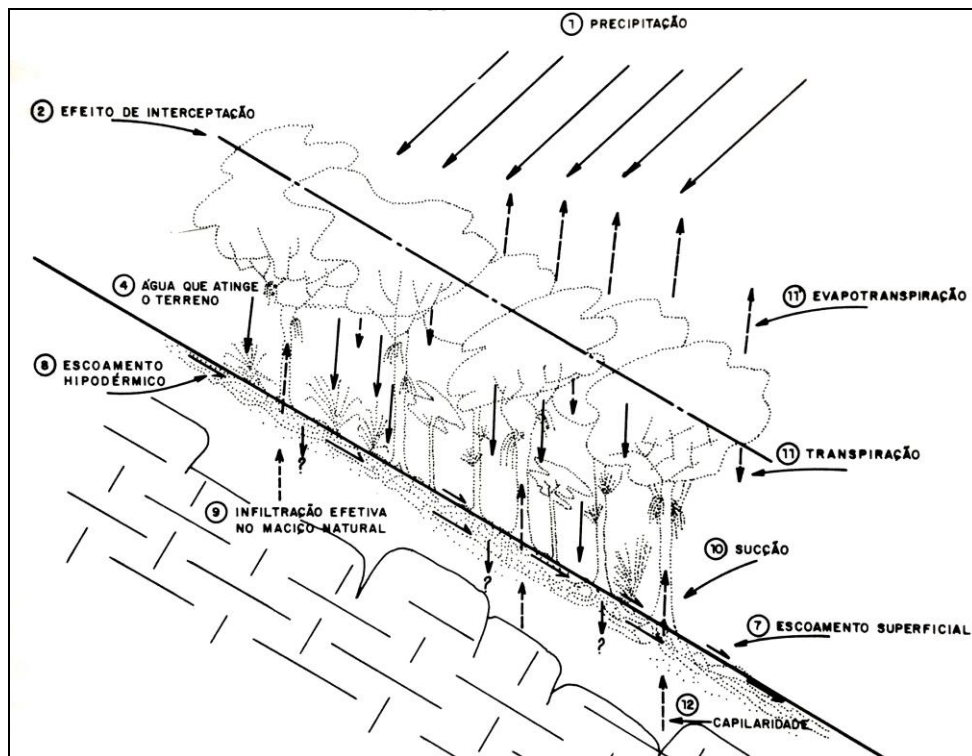
2.3.3.2 Relação da Cobertura Vegetal com os Movimentos de Massa

É bem verdade que a cobertura vegetal pode, de fato, contribuir ou não para a estabilidade de um talude. Mas geralmente o que ocorre é a fortificação da encosta promovida pelas raízes das árvores aumentando a resistência com a relação solo/raiz. Por consequência, as árvores presentes não permitem que um volume maior de água da chuva atinja o solo diretamente, não agredindo bruscamente a superfície e diminuindo o escoamento por sobre a mesma. (GERSCOVICH, 2016).

Mas não somente esta proteção é exercida pelas árvores e copas da vegetação. Elas protegem com muita eficácia que não ocorra a incidência de raios solares e vento (além da chuva) sobre o maciço, o que diminui as variações de temperatura e umidade na região. Concomitantemente, a água que fica retida nas folhas, troncos e demais elementos tem boa parte de sua quantidade evaporada através da evaporação comum e da evapotranspiração das plantas. (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Ainda segundo Guidicini e Nieble (1983), a camada de deposição composta por detritos que caem das árvores associada ao sistema radicular, geram uma espécie de cama que retém significativa quantia de chuva graças a sua estrutura alongada e com fragmentos planos. O resultado desse “bloqueio” é a passagem do escoamento chamado superficial para o hipodérmico (ou subsuperficial) que ocorre em um nível mais baixo e com velocidade inferior, diminuindo o potencial desta água causar erosões ou escorregamentos de solo, que segue mais lenta por entre as raízes que estruturam o talude ou encosta (aumentando a resistência ao cisalhamento). E é muito importante ressaltar que, além disso, o sistema radicular pode, inclusive, gerar pressões neutras negativas que aumentam a coesão do solo através da sucção de água infiltrada não deixando, ainda, que boa parte da água que penetraria no maciço não mais o atinja. Tudo isso pode ser identificado na figura 36 onde ficam indicados os benefícios da cobertura de vegetação em uma encosta em balanço hídrico.

Figura 36 – Benefícios e funcionamento do balanço hídrico em encosta florestada



Fonte: Prandini et al. (1982 apud GUIDICINI; NIEBLE, 1983, p. 63).

2.4 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Alguns dos preceitos básicos da engenharia civil são nitidamente vistos e aplicáveis quando se entra neste assunto. Schnaid (2000) afirma que segurança e economia são os objetivos em uma investigação correta do subsolo. Economia esta é justificada pelo fato de a execução de sondagens representarem entre 0,2 e 0,5% do custo total da obra, normalmente. Ou seja, avaliar as condições de contorno da edificação, tipo de solo, normas e a definição os métodos mais apropriados para a obtenção dos dados necessários é premissa fundamental para o perfeito prosseguimento da investigação.

Os métodos disponíveis no mercado nacional são divididos em dois grupos com diferentes formas de abordagem: métodos diretos e métodos indiretos. Cabe ao profissional adotar um dos dois tipos ou a associação entre eles de forma a adequar melhor o planejamento.

2.4.1 Métodos Diretos

Os métodos diretos são aqueles de natureza empírica ou semi-empírica, baseando-se e fundamentando-se estatisticamente. Dentre os mais conhecidos exemplos, o de maior destaque pela sua grande aplicação é o SPT (SCHNAID, 2000). A abordagem em torno do método SPT foi baseada nesta obra de Fernando Schnaid e a NBR 6484:2001. É também feita a explanação a respeito dos métodos de investigação a trado e por trincheira.

Basicamente, de forma geral, são ensaios que retiram amostras *in situ* que permitem caracterizar as camadas do subsolo através da perfuração. Os testemunhos descritos fornecem dados para uma análise geotécnica do material avaliando os parâmetros obtidos.

2.4.1.1 Sondagem a Trado

Schnaid (2000) destaca que por ter metodologia simples e barata, a sondagem a trado se constitui de uma opção simples e interessante para a obtenção de dados que permitem a mensuração da estratigrafia do solo e nível d'água, bem como a extração de amostras deformadas para a realização de ensaios de caracterização e compactação. Segundo a NBR 9603 (ABNT, 2015), a retirada das amostras se dá através de trado do tipo cavadeira ou helicoidal com diâmetro mínimo de 63,5mm – conforme mostra a figura 37. Estas ferramentas coletam as amostras na medida em que perfuram o solo. As hastes devem formar um conjunto retilíneo com o uso de roscas e luvas em bom estado e as características do solo escavado anotados a cada metro ou quando houver a mudança de horizonte. Antes do início da execução, é necessário fazer a limpeza da região concêntrica ao local do furo de aproximadamente dois metros de diâmetros, seguidos de um sulco para desviar a água pluvial que possa interferir nos resultados.

Figura 37 – Tipos de trado convencionais



Fonte: ABNT (2015, p. 02).

Ainda de acordo com a NBR 9603 (ABNT, 2015), sempre que a penetração do trado tipo cavadeira for dificultosa, opta-se então pela troca por um do tipo helicoidal (em solos argilosos) e, caso a perfuração se mostre ainda complicada, tratando-se de cascalho, utiliza-se a ponteira para tentar vencer este nível. Na presença de solos não coesivos ou muito secos, pode ser adicionada certa quantidade de água a fim de facilitar a continuação do serviço desde que devidamente anotadas as circunstâncias, a profundidade e o furo em que se fez necessária esta providência. Então, as amostras coletadas devem ser armazenadas à sombra e no caso de serem levadas para ensaios laboratoriais, precisam ser embaladas por lona ou plástico similar e bem vedadas, identificando as mesmas com etiqueta conforme pede a NBR 9603:2015. Atingindo-se nível d'água, esta profundidade é, necessariamente, medida através de um medidor de nível d'água e também é importante acompanhar a elevação a cada cinco minutos durante meia hora. Em seguida, protege-se o furo para que uma possível chuva não penetre diretamente e se refaz a medição do nível d'água depois de decorridas 24 horas.

Quando do uso de tração manual para a execução da sondagem, este método possui uma profundidade da ordem de seis metros; quando utilizada tração mecânica, pode-se atingir até trinta metros. (SCHNAID, 2000). A sondagem a trado se dá por finalizada quando se atinge a profundidade requerida em projeto, desmoronamento excessivo das paredes do furo ou quando a penetração for inferior a cinco centímetros após dez minutos de rotação do trado. (ABNT, 2015).

Demais especificações como: formato de relatório de sondagem e representação em planta deve seguir o prescrito na ABNT NBR 9603:2015.

2.4.1.2 Sondagem por Trincheira

Este método baseia-se na abertura vertical através da escavação do solo. Procura-se executar esta abertura em uma linha ou seção do terreno de forma a permitir o acesso de um observador para que o mesmo colete amostras indeformadas e deformadas. O observador deve conseguir visualizar as paredes e o fundo da trincheira a fim de inspecioná-los. (ABNT, 2016b).

Apesar de poder ser aberta por equipamentos como pá e picareta, a empresa Torres Geotecnia ([2017?]) recomenda a execução desta sondagem quando for possível o acesso de retroescavadeira ao local. Salaria também que as trincheiras se limitam em função da profundidade, tendo em vista que os códigos a favor da segurança do trabalho exigem uma reforçada estrutura de contenção para profundidades relativamente baixas, o que torna o método um tanto mais caro.

A largura da trincheira deve ser de, no mínimo, um metro, limpando-se uma região de mais um metro de cada lado e, ainda, observando a necessidade de abertura de um sulco que evite a entrada de água superficial para dentro da trincheira, além de isolar a área com uma cerca de arame farpado ancorada em mourões. Conforme continua sendo escavada, atenta-se para possíveis instabilidades nas paredes laterais e, assim que atingido o nível d'água, interrompe-se o procedimento, anota-se o nível e aguarda-se trinta minutos observando a elevação do mesmo. Havendo a necessidade da continuidade da sondagem, devem ser avaliados métodos seguros para a remoção da água de dentro da trincheira através de bombeamento, encamisamento ou a abertura de poços que rebaixem o lençol freático. (ABNT, 2016b).

Também segundo a NBR 9604 (ABNT, 2016b), a finalização se dá quando a profundidade exigida no plano de investigação do solo for atingida, quando a presença de infiltração de água torne improdutivo a sequência do serviço, quando houver insegurança quanto à estabilidade das paredes ou quando se atingir, no fundo, material impenetrável.

A identificação da trincheira, bem como as amostras que devem ser extraídas de metro em metro (ou quando houver alteração do material), devem seguir os

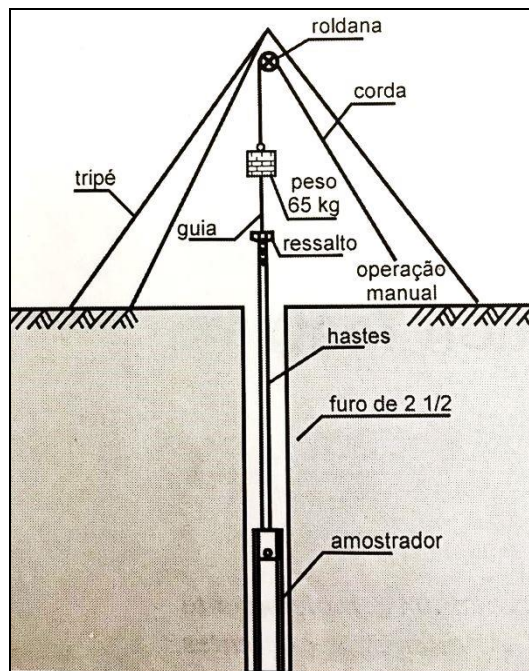
padrões previstos na norma supracitada, sempre com muita atenção para a forma de retirada das amostras quanto a seu formato e transporte adequados.

2.4.1.3 SPT (Standard Penetration Test)

Extremamente difundido em praticamente todas as partes do mundo, o SPT se beneficia do fator econômico em relação a outros métodos. Sua popularidade se explica por aliar a simplicidade do equipamento e baixo custo à quantidade de informações importantes que permite coletar em valores numéricos de ensaio para posterior relação com regras empíricas de projeto. Entre estes dados estão a indicação da densidade de solos granulares, consistência de solos coesivos e até rochas brandas, possibilitando que se utilize de forma sistemática o SPT para as investigações no Brasil. (SCHNAID, 2000).

Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001), este ensaio visa determinar os tipos de solo e suas respectivas profundidades em que ocorrem, posição do nível d'água e, metro por metro, verificar os índices de resistência à penetração. Schnaid (2000) explica que esta resistência à penetração é simbolizada pela letra N seguida de subíndice SPT (N_{SPT}), que indica a quantidade de golpes necessários para que o amostrador penetre 300mm, após cravação inicial de 15 centímetros. Este número N se obtém pela perfuração realizada por tradagem e circulação de água por meio de um trépano que executa a escavação e, para a retirada de amostrar representativas utiliza-se um amostrador-padrão de diâmetro externo de 50mm cravado no fundo de uma escavação utilizando um peso de 65kg que despenca de uma altura de 75 centímetros. A figura 38 ilustra esquematicamente a execução do ensaio SPT conforme já explicado, seguida da fotografia 1 onde é apresentado um amostrador-padrão *Raymond* em foto tirada em 2016 pelo autor deste trabalho na cidade de Caxias do Sul/RS (no detalhe a ponteira utilizada no amostrador-padrão para penetração).

Figura 38 – Ilustração da execução do ensaio SPT



Fonte: Schnaid (2000, p. 10).

Fotografia 1 – Amostrador-padrão *Raymond*



Fonte: Registrada pelo autor.

É possível que alguns fatores de execução interfiram diretamente nos resultados obtidos no ensaio, tais como: perfuração com revestimento e sem estar totalmente preenchida com água, uso de bentonita (para estabilização das paredes

laterais do furo), revestimento cravado além do limite de cravação, ensaio executado dentro da região revestida. (SCHNAID, 2000).

Em solos granulares, Schnaid (2000) apresenta um quadro com um compilado de fatores que influenciam a penetração apontando seus concernentes efeitos. A reprodução segue no quadro 5.

Quadro 5 – Fatores que influenciam a resistência à penetração – solos granulares

Fator	Influência	Referências
Índice de vazios	Redução do índice aumenta a resistência à penetração	Terzaghi & Peck (1967); Gibbs & Holtz (1957); Holubeck et al (1973); Marcusson et al (1977)
Tamanho médio da partícula	Aumento do tamanho médio aumenta a resistência à penetração	Schultze et al (1961); DIN 4.094; Clayton et al (1982); Skempton (1986)
Coeficiente de uniformidade	Solos uniformes apresentam menor resistência à penetração	DIN 4094 - Parte 2
Pressão neutra	Solos finos densos dilatam aumentando a resistência; solos finos muito fofos podem se liquefazer no ensaio	Terzaghi & Peck (1967); Bazaraa (1967); de Mello (1971); Rodin et al (1974); Clayton et al (1982)
Angulosidade das partículas	Aumento da angulosidade aumenta a resistência à penetração	Holubec & D'Appolonia (1973); DIN 4.094
Cimentação	Aumenta a resistência	DIN 4094 - Parte 2
Nível de tensões	Aumento da tensão vertical ou horizontal aumenta a resistência	Zolkov et al (1965); de Mello (1971); Dikran (1983); Clayton et al (1985); Schnaid & Houlsby (1994)
Idade	Aumento da idade do depósito aumenta a resistência	Skempton (1986); Barton et al (1989), Jamiolkowski et al (1988)

Fonte: Schnaid (2000, p. 13).

Schnaid (2000) acrescenta que, no caso de rochas brandas, usa-se o SPT para identificar a massa destas rochas, tendo como fatores influenciadores a resistência da rocha intacta, espaçamento, abertura, preenchimento das fissuras e porosidade da rocha, atentando principalmente para a presença de água durante o processo (um dos fatores mais importantes quanto da execução do método de ensaio).

A NBR 6484 (ABNT, 2001) apresenta a classificação de solos de acordo com o N_{SPT} . A tabela 3 mostra essa designação.

Tabela 3 – Classificação dos solos pelo N_{SPT}

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenoso	≤ 4	fofa (o)
	5 a 8	pouco compacta (o)
	9 a 18	medianamente compacta (o)
	19 a 40	compacta (o)
	> 40	muito compacta (o)
Argila e silte argiloso	≤ 2	muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	média (o)
	11 a 19	rija (o)
	>19	dura (o)

Fonte: ABNT (1982, p. 03).

As demais classificações que compreendem os aspectos físicos da amostra de forma tátil-visual que englobam, por exemplo, cor e cheiro, devem seguir o que prescreve a norma ABNT NBR 6484:2001.

2.4.2 Métodos Indiretos

Segundo Schnaid (2000, p. 04), nos métodos indiretos “os resultados dos ensaios são aplicados à previsão de propriedades constitutivas de solos, possibilitando a adoção de conceitos e formulações clássicas da Mecânica dos Solos [...]”.

É possível coletar uma vasta base de dados através de métodos indiretos, porém não se deve descartar a segurança e a necessidade da execução de sondagens que utilizem a forma direta com a remoção de amostras. No caso de projetos, o uso de métodos geofísicos pode aperfeiçoar o trabalho, localizando melhor os furos de uma sondagem SPT, por exemplo. Mas como nem tudo se resume em vantagens – e são muitas, como: reduzido tempo de investigação, baixo impacto ambiental, alta quantidade e qualidade de informações – há a desvantagem relacionada ao valor dos equipamentos (normalmente importados) e mão de obra extremamente especializada para realizar a leitura dos dados. (SOUZA; GANDOLFO, 2009).

2.4.2.1 Métodos Geofísicos – Método Geométrico

A investigação geotécnica Geofísica baseia-se na utilização de fenômenos físicos conhecidos para fornecer dados que revelem as características dos materiais geológicos presentes no subsolo, bem como a estrutura física dos mesmos. Quando chamada de Geofísica Aplicada, entende-se pelo estudo aplicado em uma escala local, mais precisamente com a finalidade de mapeamento geológico com fins voltados à Engenharia Civil. (IAMONDI, 2009).

Portanto, pode-se definir a geofísica como uma ciência que estuda as estruturas internas da Terra e a localização de materiais através de propriedades físicas do meio circundante, por uso de medidas tomadas sob a superfície, seja ela terra ou água, internamente a furos de sondagem ou por levantamentos aéreos. (ORELLANA, 1972 apud SOUZA; GANDOLFO, 2009).

De acordo com Souza e Gandolfo (2009), são entendidas por propriedades físicas, entre outras, a velocidade de propagação de ondas elásticas, densidade, suscetibilidade magnética, potencial elétrico natural e resistividade elétrica. Com base nos contrastes proporcionados pelas características físicas dos materiais, é feita a leitura das sondagens geofísicas, possibilitando uma avaliação não só qualitativa, mas também, em vários casos, quantitativa, referente à natureza do solo analisado. A partir disso são definidos alguns parâmetros importantes como grau de alteração, espessura das camadas sedimentares, presença de estruturas geológicas, dentre outros.

O método geométrico visa aplicar uma corrente elétrica no subsolo, gerando decorrências que podem ser detectadas na superfície, permitindo a interpretação destes efeitos de acordo com os componentes minerais dos materiais e camadas que compõem as faces da geologia do local. Os métodos geométricos são apresentados a seguir no quadro 6 com seu respectivo parâmetro físico analisado. (IAMONDI, 2009).

Quadro 6 – Métodos geoeletricos e seus parâmetros físicos analisados

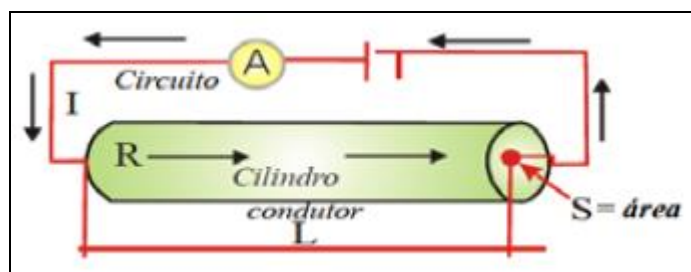
MÉTODOS GEOELÉTRICOS	PARÂMETROS FÍSICOS
Eletroresistividade	Resistividade elétrica
Polarização induzida	Variações de voltagem
Potencial espontâneo	Potencial natural
Eletromagnético	Condutividade
Radar de penetração	Constante dielétrica/permisividade

Fonte: Iamondi (2009, p. 14).

Através do método da Eletroresistividade (ER), Braga (2006) explica que esta metodologia está baseada na medição da resistividade elétrica associada à constante dielétrica e permeabilidade magnética. Assim, os atributos eletromagnéticos dos materiais são constatados e, principalmente, pelo parâmetro da resistividade elétrica é possível caracterizar alteração, saturação, fraturamento e identificar de maneira litológica.

Segundo Iamondi (2009), para que seja definida a resistividade, é inserida uma corrente elétrica nos solos e mensurada através da Lei de Ohm em que a tensão (em volts) é resultado do produto entre a Resistência (em Ohm) e a Corrente (em Ampére). O arranjo que realiza essa medição é chamado de dispositivo eletródico. Este arranjo possui sistema fundamentado no esquema apresentado na figura 39.

Figura 39 – Resistividade de um material



Fonte: Oliva (2006 apud IAMONDI, 2009, p. 15).

Braga (2006) define, de maneira simples, a resistividade como sendo a capacidade de impor dificuldade ao fluxo de corrente elétrica em um material tendo

significado, portanto, antagônico ao da condutividade, e é determinada conforme a equação 7.

$$\rho = R \frac{S}{L} \quad (7)$$

Onde: ρ : resistividade [Ohm x metro ($\Omega.m$)];

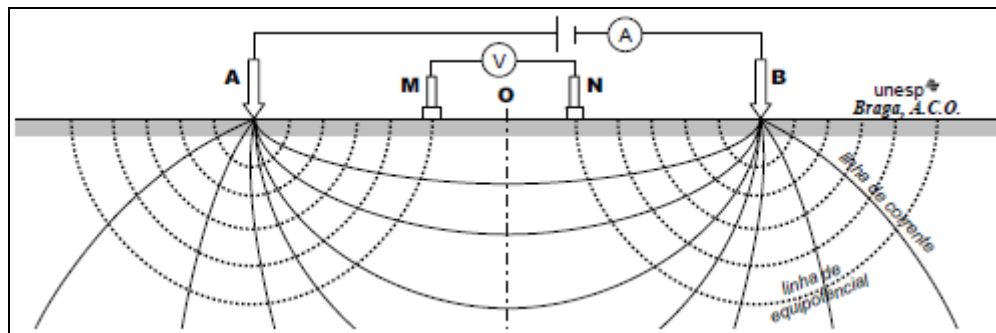
R: resistência elétrica [Ohm (Ω)];

S: área da seção transversal do meio condutor [metro quadrado (m^2)];

L: comprimento do meio condutor [metro (m)].

Em termos práticos é adotada a configuração que está ilustrada na figura 40, em que são dispostos quatro eletrodos, identificados como A, B, M e N, onde os eletrodos A e B são as fontes geradoras de corrente elétrica artificial e M e N são eletrodos com função de voltímetro para realizar a medição da diferença de potencial entre eles gerada por esta corrente. (ELIS, 1998 apud IAMONDI, 2009).

Figura 40 – Configuração típica do ensaio



Fonte: Braga (2006, p. 19).

Costa (2007) mostra a aplicação da Lei de Ohm, chegando à relação que define a Resistividade Aparente. A equação 8 apresenta esta relação.

$$\rho = K \frac{\Delta V}{I} \quad (8)$$

Onde: ρ : resistividade Aparente [Ohm x metro ($\Omega.m$)];

K: constante geométrica que depende da disposição do arranjo considerando as distâncias e a geometria entre os eletrodos;

ΔV : diferença de potencial entre M e N [Volts (V)];

I: corrente elétrica introduzida no solo, medida por A e B [Ampere (A)].

Chama-se Resistividade Aparente nos casos de ensaio em perfis geológicos que são intrinsecamente heterogêneos, pelo fato do valor obtido ser uma média ponderada das resistividades verdadeiras – caso de substratos homogêneos. (MOREIRA, 2009 apud IAMONDI, 2009).

3 METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho objetivou combinar uma série de processos para a obtenção de dados que, ao serem compilados, deram aporte necessário a uma análise sobre o que, de fato, ocorre no solo do terreno em questão e na estrutura da edificação. Trata-se, portanto, de uma pesquisa do tipo exploratória, tratada como estudo de caso. A figura que segue exemplifica as etapas estabelecidas para concluir com êxito o que se propôs inicialmente.

Figura 41 – Etapas da metodologia de pesquisa



Fonte: Elaborada pelo autor.

A pesquisa foi iniciada em agosto de 2017, tendo como previsão de término em junho de 2018, sendo desenvolvida em residência unifamiliar com 113 m³ localizada na cidade de Garopaba/SC na rua Joaquina Abreu de Araújo, 312, Loteamento Panorâmico.

Visando embasar cientificamente o trabalho, consultaram-se fontes bibliográficas que abordam os assuntos pertinentes ao tema proposto. Foram então utilizados livros, dissertações, teses, artigos, normas e sites com credibilidade possibilitando tomar ciência das diversas faces que a investigação do problema pode apresentar ao longo do estudo e de que maneira outros autores trataram temas que se assemelham com este.

As referências bibliográficas iniciais foram adotadas após primeira conversa com o orientador deste trabalho depois de realizada a explicação e a ambição

acerca do dilema imposto e depois, aprofundadas no decorrer do desenvolvimento da pesquisa.

Em setembro do ano de 2017 foi realizada uma primeira visita à Garopaba com o intuito de verificar a situação do terreno, a vizinhança e arredores, as características das manifestações patológicas e como se desenvolveu o loteamento nos últimos anos. Com isso, algumas evidências foram notadas e registradas para se visualizar como um contexto geral o problema que se propusera a investigar, proporcionando uma análise macroscópica para a elaboração do plano de investigação geotécnica.

Realizou-se o mapeamento das manifestações patológicas já existentes na edificação. Este levantamento foi confeccionado a partir da planta baixa do projeto arquitetônico da residência, juntamente com apresentação 3D indicando a presença das fissuras, trincas e demais problemas encontrados para estudo das potenciais causas.

Em seguida, foram realizadas entrevistas para avaliar a percepção dos moradores próximos quanto à magnitude de problemas estruturais em suas residências, caso existissem. Indo mais além, descobrir de quando datam as primeiras trincas ou outros tipos de avarias em suas casas e se isso causa algum tipo de preocupação quanto à segurança dos que ali vivem e, também, certificar se houve mudanças no tipo de carregamento da edificação ou em alguns aspectos depois de serem construídas novas obras ao redor. As perguntas foram feitas às pessoas selecionadas num raio de abrangência próximo à edificação foco deste trabalho, presencialmente em suas casas a partir de questões previamente elaboradas e seguidas de bate-papo sobre o tema que pudessem contribuir para o seguimento da análise.

Sobre os documentos importantes, tratam-se de arquivos buscados junto à prefeitura, corretoras de imóveis e escritórios de arquitetura e engenharia que já tenham realizado trabalhos na região e que agreguem novas informações, novos dados e fatores.

Então se tornou possível a interpretação dos aspectos destas anomalias frente aos materiais pesquisados, bibliografia e informações dos moradores vizinhos para que assim, uma linha de pensamento fosse tomada para o seguimento e posteriores conclusões após executado o plano de investigação geotécnica.

O plano de investigação geotécnica foi elaborado fundamentado nas normas técnicas da ABNT englobando todas as informações levantadas até então. O teste SPT esteve sob responsabilidade da empresa GEOTEC – de Imbituba/SC – que atua nas cidades da redondeza e os ensaios laboratoriais foram direcionados decorrentes dos resultados apresentados neste laudo. Todos os ensaios em laboratório foram desenvolvidos e analisados no laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), definindo-se os parâmetros básicos do solo e demais dados necessários. A amostra levada ao laboratório foi retirada indeformada com o uso de tubo amostrador fabricado pelo autor utilizando-se um tubo PVC de diâmetro nominal DN75 inserido no solo com uma fração de sua ponta dobrada para dentro (para facilitar a retirada da amostra) após a abertura de um furo com uso de trado manual próximo à sondagem anteriormente realizada com o intuito de retirar um testemunho do pacote de solo que possui características supostamente interessantes a serem estudadas neste caso.

3.1 CORPOS DE PROVA PARA O ENSAIO DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA

A amostra retirada (conforme supracitado) foi levada à laboratório para confecção de corpos de prova indeformados.

Seguindo o que prescreve a norma NBR 12007 (ABNT, 1990), é necessário para dar início a este ensaio, o parâmetro preliminar massa específica real dos grãos de solo. A NBR 6458 (ABNT, 2016a) designa os passos para a determinação do mesmo. Portanto, a partir da amostra indeformada retirada em campo, foi separada uma fração para secagem ao ar para que posteriormente fossem desfeitos os torrões da amostra e em seguida passada na peneira 4,8 milímetros. Com o material passante, foram separados três recipientes contendo 60g de solo e colocadas 3 cápsulas contendo solo em estufa a $100^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$. Às amostras contidas nos três recipientes foi adicionada água destilada até que cobrissem por completo o material de forma a saturá-lo durante um período de doze horas, no mínimo.

Decorrido este período, cada uma das amostras foi colocada no aparelho dispersor durante quinze minutos e a seguir, tendo seu material inserido em um picnômetro. Aplicou-se vácuo por mais um quarto de hora, completou-se até a medida de 500 ml do frasco e finalmente retirou-se o ar da amostra novamente. Por

fim, pesou-se o conjunto para determinação da massa específica real dos grãos obtido pela equação 9.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{(W_s + W_w - W_{ws})} \times \gamma_w \quad (9)$$

Onde: γ_s : massa específica real dos grãos [g/cm³];

W_s : massa solo seco [g];

W_w : massa picnômetro contendo água [g];

W_{ws} : massa picnômetro contendo água e solo [g];

γ_w : massa específica da água [g/cm³].

Seguindo para a moldagem dos corpos de prova, primeiramente mediu-se as dimensões do anel (diâmetro e altura) e sua massa.

Tratando-se da moldagem dos corpos de prova indeformados, estes foram talhados a partir de uma seção do tubo amostrador de PVC utilizado para a coleta da amostra. O anel metálico foi posicionado junto ao topo do cilindro que continha o solo que foi extrudado e desbastado lateralmente a fim de que não fosse aplicada força para que o anel metálico penetrasse, pois isto alteraria as características da amostra. Com o solo preenchendo todo o anel, deixou-se ultrapassar o topo para se cortar com fio metálico. Mesmo procedimento foi adotado para a base a fim de que o corpo de prova ficasse rente ao anel, uniformizando-o ao máximo.

3.1.1 Preparação do Equipamento e Procedimento do Ensaio

Os ensaios de compressão edométrica foram realizados de acordo com a norma ABNT NBR 12007/1990 seguindo o procedimento a seguir:

- a) moldagem do corpo de prova conforme relatado anteriormente;
- b) colocação de papel filtro na base do anel contendo o solo e assentado sobre pedra porosa previamente saturada;
- c) aplicação do papel filtro no topo da amostra, colocação da pedra porosa de diâmetro idêntico ao anel metálico;
- d) montagem da prensa de acordo com o diâmetro adotado;

- e) inserção do cabeçote, nivelamento do braço de alavanca da prensa, ajuste do defletômetro e leitura zero do LVDT;
- f) entrada com os dados referentes ao anel metálico e ao solo no *software*;
- g) preenchimento da câmara com água destilada e aplicação da carga inicial de 5 kPa;
- h) início da leitura da compressão do solo.

Os estágios de incrementação de carga seguiram por períodos mínimos de 24h mantendo a relação de que a carga subsequente fosse sempre o dobro da anterior. Assim estes estágios de compressão vertical foram de 5 kPa, 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, 320 kPa e 640 kPa, com leituras automáticas pelo *software* de 7 s, 15 s, 30 s, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h e 24 h. O descarregamento iniciou-se após decorridas as 24 h do último estágio de tensão vertical, tendo três etapas até o retorno à tensão inicial de 5 kPa.

3.1.2 Descrição do Equipamento

A máquina para ensaios de adensamento unidimensional em solos utilizada foi a do Laboratório de Mecânica dos Solos da Unisinos – Campus São Leopoldo – da fabricante Contenco (produtos Pavitest). Esta prensa possui defletômetro com resolução de 0,001 mm, com capacidade máxima de carga de 1000 kgf e tem relação nominal do braço de alavanca de 1 para 10, informação fundamental para carga a ser aplicada gerar a tensão correta na área do corpo de prova. A fotografia 2 mostra o equipamento utilizado.

Fotografia 2 – Ensaio em execução e equipamento utilizado



Fonte: Registrada pelo autor.

3.2 COMPILAÇÃO DAS INFORMAÇÕES PARA CONCLUSÃO

Com todas as informações obtidas até esta etapa, torna-se plausível a comparação entre as cargas solicitantes nas fundações da residência, com o recalque admissível para o solo encontrado, relacionando com o nível de surgimento de manifestações patológicas na edificação.

Por fim, após vencidos as fases apresentadas, foram redigidos os resultados obtidos, discutidos e, finalmente, chegar-se-á a uma conclusão embasada e qualificada cientificamente.

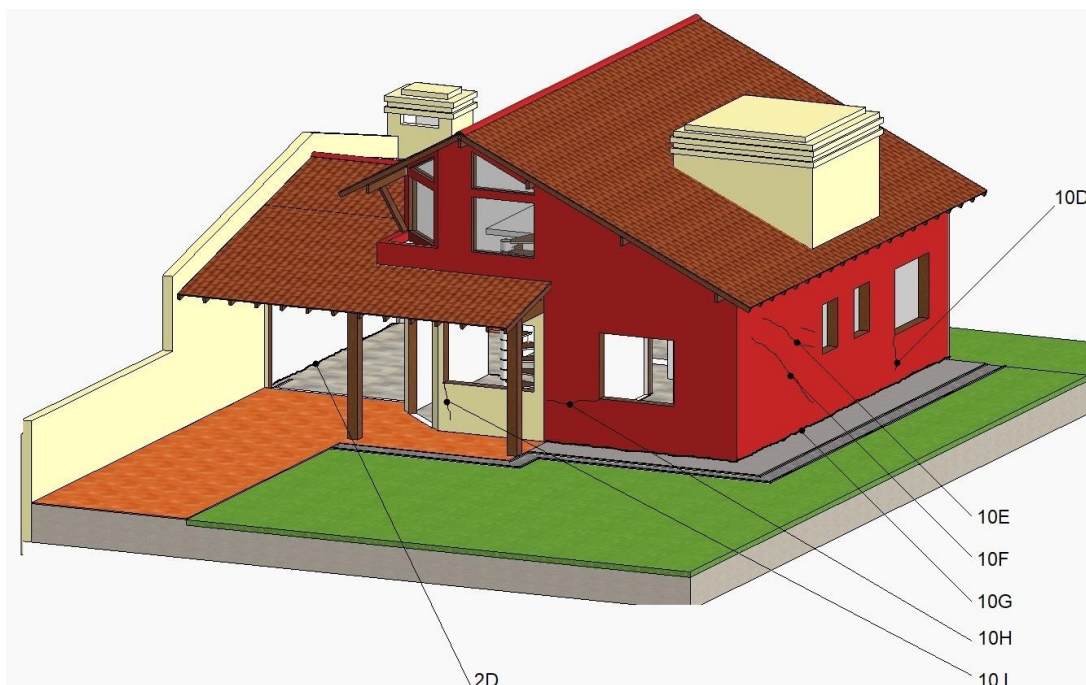
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados todos os dados e subsídios obtidos até aqui após o desenvolvimento deste trabalho com o objetivo de compilar e chegar a um resultado que faça compreender os acontecimentos deflagradores dos problemas presentes na edificação, devidamente discriminados e relacionados com a revisão bibliográfica.

4.1 MAPEAMENTO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

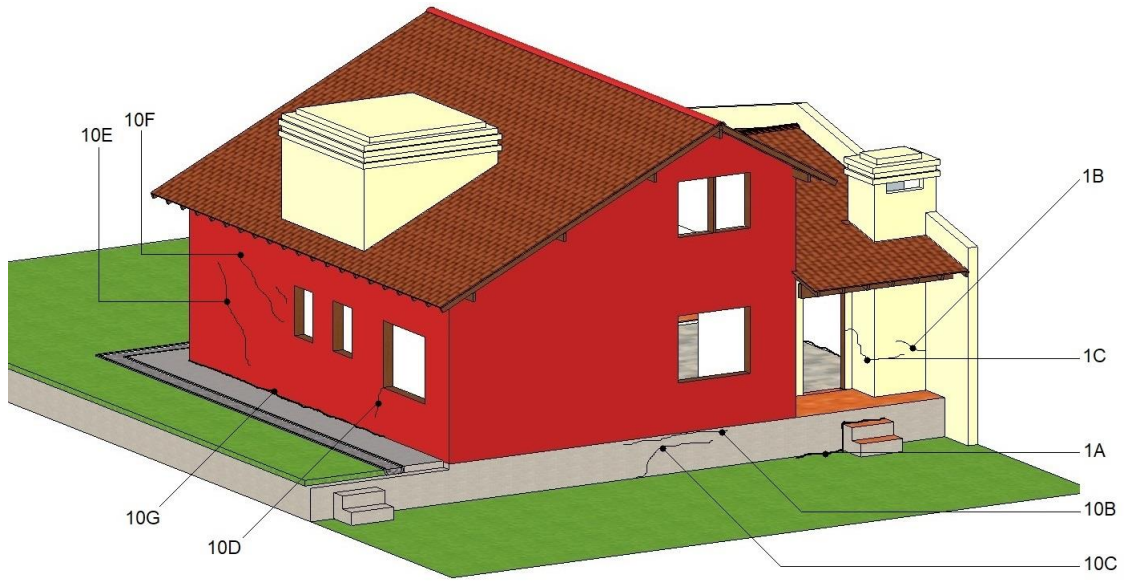
Para efeito de melhor interpretação e visualização das manifestações patológicas encontradas, são mostradas, da figura 42 a 45, algumas perspectivas em 3D da residência. No apêndice A consta a planta baixa da edificação e as imagens registradas. Na planta baixa constam os ambientes numerados e com a identificação de cada patologia de maneira esquemática.

Figura 42 – Representação gráfica manifestações patológicas – externo frente



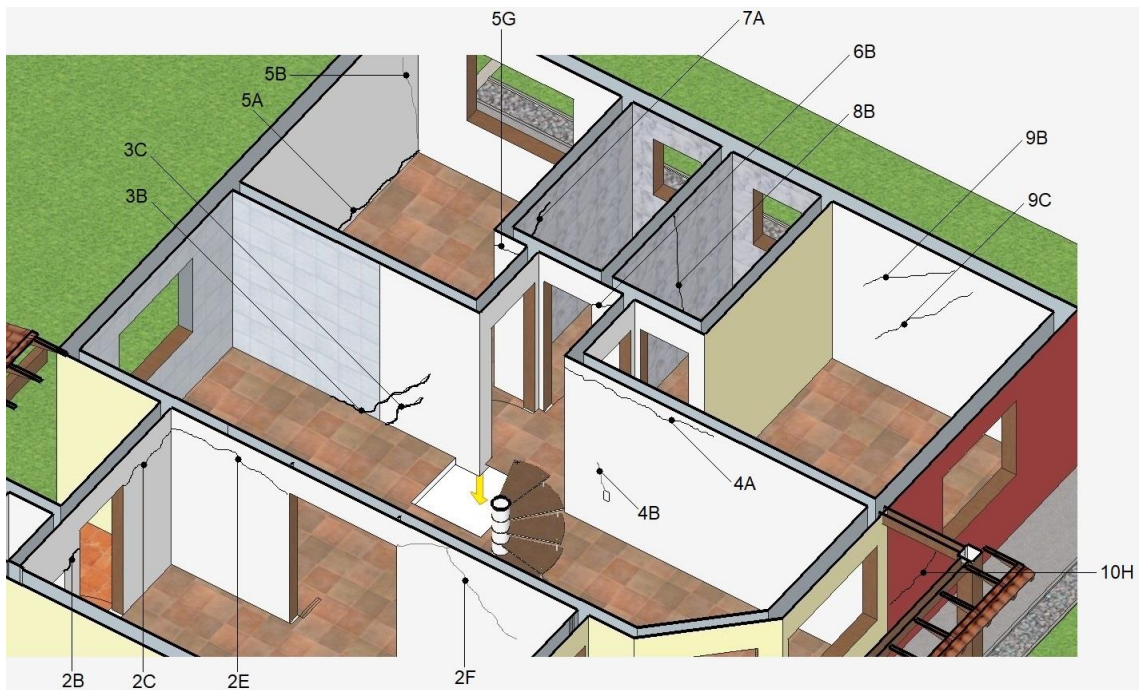
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 43 – Representação gráfica manifestações patológicas – externo fundos



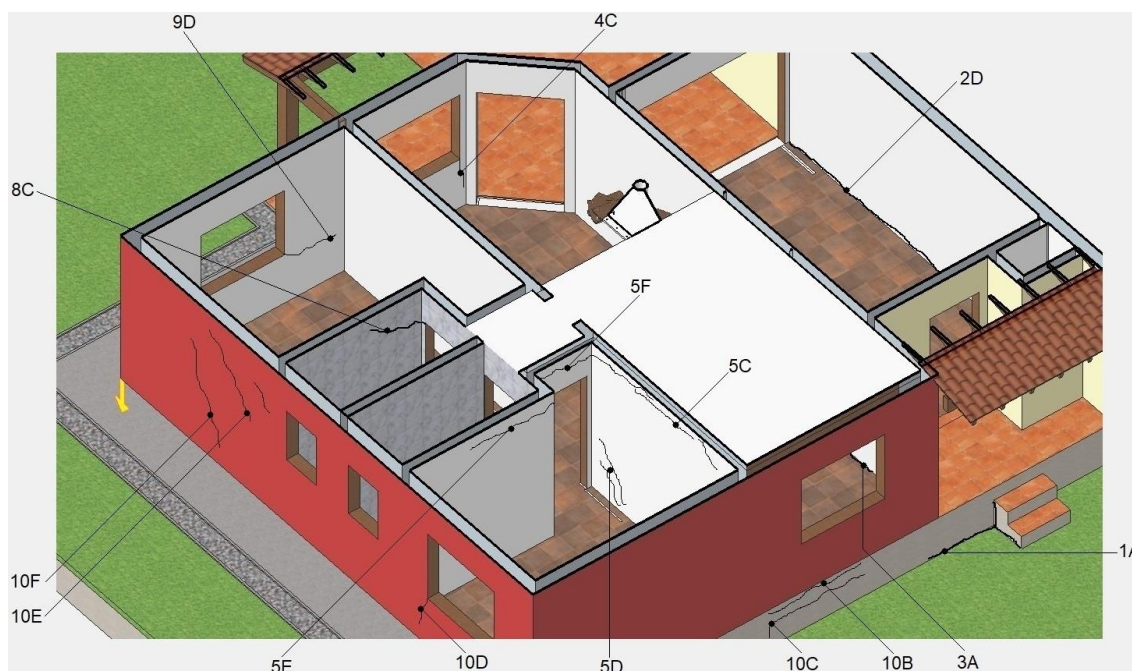
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 44 – Representação gráfica manifestações patológicas – interno



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 45 – Representação gráfica manifestações patológicas – interno fundos



Fonte: Elaborada pelo autor.

4.1.1 Fatores Importantes para o Levantamento de Subsídios

Tomando como base o método do BRE – Building Research Establishment, foram selecionados conjuntos de anomalias constatadas na residência para que uma série de fatores sejam levados em conta antes do diagnóstico geral. Esses aspectos são abordados em forma de texto a seguir e em paralelo ao Apêndice A. Importante ressaltar as informações de que a casa foi finalizada em dezembro de 2005, não havendo alteração em seu uso (residencial) até hoje, e que houve modificações nas cercanias (crescimento populacional do loteamento e conseqüente acréscimo de residências no entorno). Também vale salientar que em elementos estruturais como lajes, vigas e pilares, não há indícios de ruptura ou qualquer presença de manifestações patológicas.

4.1.1.1 Anomalias com Inclinações

Estas manifestações estão agrupadas pois caracterizam-se por terem inclinação e serem indicativas de recalque diferencial. Nas figuras 44 e 45 nota-se pelas anomalias 3B, 3C, 9B e 9C (fig. 44) e 5D, 10E e 10F (fig. 45) localizadas nas paredes que dividem cozinha/quarto e suíte/ambiente externo, respectivamente, que

há duas subsidências que geraram estas trincas. Os vetores indicativos da localização deste recalque estão indicados pela seta amarela nas figuras.

Estas manifestações incidem em parede de alvenaria com comprimentos e espessuras variados, indo de 0,5mm na parede externa (anomalia 10E) a 6mm na parede da cozinha (anomalia 3C) com abertura constante ao longo de sua extensão. Surgiram nos primeiros meses após a conclusão da obra, ou seja, datam de meados dos meses iniciais 2008. Após notado o surgimento das mesmas, foi verificado o aumento destas trincas pela aplicação de massa para correção e que, por ter consistência seca e de pouca elasticidade, acabou por se quebrar com a continuidade da movimentação deflagradora deste problema. No caso deste conjunto não há a presença de outras manifestações como bolor, manchas de umidade, entre outras, mesmo com as trincas se aprofundado por toda a espessura do elemento. Não há tubulações embutidas nestas paredes.

4.1.1.2 Anomalias Horizontais

Este agrupamento refere-se àquelas anomalias horizontais presentes nas paredes de alvenaria. Caracterizam-se pelo deslocamento no sentido vertical de forma mais acentuada em relação aos demais elementos da estrutura. Ocorrem na linha de amarração da laje do mezanino com as paredes da garagem e quarto (2E e 5C) e abaixo das vigas que sustentam a laje que cobre os banheiros e serve de base para a caixa d'água – são, portanto, todas as manifestações que circundam as paredes dos banhos social e suíte, tanto interna quanto externamente.

As que ocorrem na amarração da laje não se aprofundam por toda a espessura do elemento, aparecendo somente nos ambientes paralelos ao que contém a laje. Possuem espessura de 1 mm contínuos ao longo do comprimento, não apresentando indícios de escamação por cisalhamento e nem outras anomalias oriundas destas (como bolor, por exemplo). Já as que se observam sob a viga atravessam a parede tendo 1 mm nas paredes externas aos banhos e chegando a 5 mm nas rachaduras presentes nos azulejos internamente. Estas apresentam estreitamento até desaparecerem. Também não há infiltração de água neste caso. A única manifestação no banho suíte que não possui as características supracitadas é a denominada 8B que se diferencia por se estender do teto do ambiente até a entrada d'água para o vaso sanitário e por se suceder onde há tubulação embutida.

4.1.1.3 Anomalias com Subsidiência do Piso

Este conjunto contempla aquelas manifestações que ocorrem no piso, em que se nota uma subsidiência do mesmo em relação à parede (casos de 2D, 3A e 5A, na garagem, cozinha e dormitório, respectivamente). Isso se deve ao fato de a estrutura do piso ter sido feita de forma independente sobre o aterro, não tendo ligação com a estrutura de concreto armado.

Nestas trincas não foram feitos reparos específicos para fechá-las, mas em 2010 foi notado que o piso da sala e do dormitório estavam ociosos e decidiu-se por abri-los. Esta ação mostrou-se acertada pois havia um vão entre o contrapiso e o aterro que fora compactado muito rapidamente e com energia inadequada enquanto se iniciavam os trabalhos para execução da residência. A estrutura foi então demolida, uma nova sapata (até então inexistente) executada sob o pilar da escada – para corrigir um erro de execução que previa esta fundação – e novamente aterrado com o intuito de diminuir as subsidiências que se refletiam nestes ambientes. Esta intervenção diminuiu os efeitos que aparentavam ocorrer num espaço de tempo menor, mas não cessou completamente os problemas, que voltaram a aparecer.

4.1.1.4 Anomalias em Geral

Das manifestações na parte externa da residência ainda não comentadas, a denominada 10A apresenta indício de movimentação de massa do aterro. De acordo com o proprietário, na retirada do piso e contrapiso da sala e dormitório por apresentarem sinais de estarem ociosos, foi constatada a redução da altura da camada de aterro que pode ter erodido e ter sido carregado pela ação das águas das chuvas, gerando este movimento e conseqüente trinca no muro de contenção, por onde o material escoou.

Por último destacam-se as manifestações decorrentes da movimentação da estrutura com um todo. Tratam-se, principalmente de fissuras nos cantos das aberturas, ponto mais susceptível para a ocorrência deste tipo de anomalia. As deste conjunto não apresentam aprofundamento por todo o elemento, não havendo bolor nem manchas de umidade.

4.1.2 Hipóteses dos Agentes Causadores das Manifestações Patológicas

Após analisadas as anomalias, sob a ótica de suas configurações e forma com que se apresentam, as seguintes conclusões e hipóteses foram formuladas:

- a) Notadamente as manifestações patológicas induzem a conclusão de problemas de movimentação das fundações;
- b) Dito isto, as hipóteses são: i) movimentação de massa da encosta, que engloba todo o terreno da casa ou ii) recalque de fundação propriamente dito por possível camada compressível sob a fundação ou iii) erosão interna do terreno causando descalçamento das fundações ou ainda iv) a ocorrência simultânea dessas hipóteses.

4.2 EVIDÊNCIAS DAS AÇÕES DE AGENTES DE ALTERAÇÃO NO SOLO

Sabe-se que um dos principais agentes de alteração (senão o principal) dos parâmetros de resistência do solo é a água das chuvas. Por isso, realizou-se um mapeamento de indícios da ação desta interferência na região em estudo. A imagem 46 enumera esquematicamente a posição destes indícios de alterações causados pelo ser humano, que possivelmente potencializaram alguns problemas já existentes nas cercanias da residência abordada neste trabalho.

Figura 46 – Mapeamento de evidências



Fonte: Garopaba... (2017).

O marcador de número 1 destaca a evidência do nível elevado do lençol freático. O sistema de tratamento de esgoto da residência localizada sob o marcador está, muito provavelmente, enterrado boa parte em uma cota abaixo do nível d'água, o que gera, periodicamente, o transbordamento da fossa quando esta é minimamente exigida fazendo crescer, assim, vegetação através da pavimentação no exato caminho que o efluente percorre.

Já o marcador de número 2 (ao lado de uma casa), indica a construção de um sistema de drenagem superficial executado pelo proprietário desta residência. Esta drenagem foi feita pelo fato de haver uma grande vasão de água que desce do morro continuamente mas que, em dias de chuva, aumenta consideravelmente e atingiria a parede da habitação.

Na fotografia 3 está registrada a obra que escoar esta água para o bueiro mais próximo.

Fotografia 3 – Drenagem superficial – marcador 2



Fonte: Registrada pelo autor.

Em seguida, é possível ver o que é destacado pelo marcador de número 3. Neste caso houve a abertura de uma cratera no final do trecho de uma rua que seria aberta quando do início do loteamento. Este grande buraco foi consequência também do escoamento superficial das águas da chuva. A fotografia 4 apresenta esta anomalia destacando, em amarelo, os limites onde deveria haver calçamento.

Fotografia 4 – Cratera causada pelo fluxo d'água – marcador 3

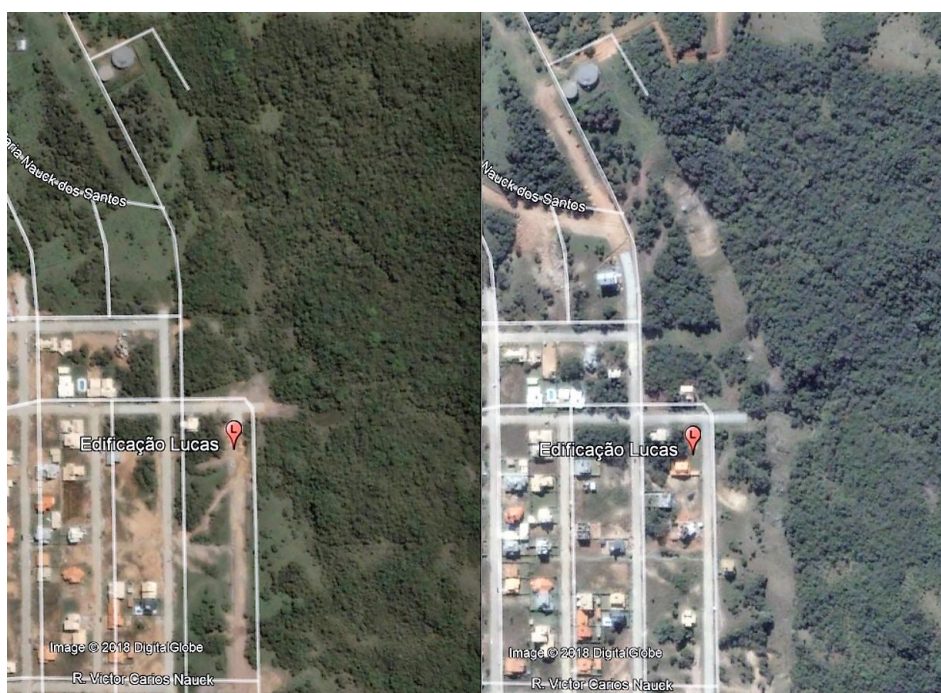


Fonte: Registrada pelo autor.

Por fim, no que diz respeito a estas evidências elencadas anteriormente, tem-se o comparativo da região nos anos de 2004 (um ano antes da construção da edificação em estudo) e 2006 – um ano após a conclusão da obra – destacado pelo marcador 4.

Por ocorrência do corte em meados de 2006 e posterior terraplanagem para a abertura de uma nova rua, é perceptível a conservação até hoje de uma região plana antecedia e sucedida por taludes naturais – no sentido pico do morro em direção ao sopé. Entende-se melhor isto ao se observar a figura 47 onde, por imagem aérea, percebe-se com nitidez a região a qual foi submetida aos processos para abertura de nova via.

Figura 47 – Comparação entre imagens aéreas de 2004 e 2006



Fonte: Garopaba... (2004, 2006).

Na imagem aérea da esquerda (GAROPABA..., 2004) nota-se que há um caminho de preferência previamente estipulado que se inicia junto ao reservatório de água municipal (estrutura circular na parte superior da imagem), mas que não se alonga muito sobre a vegetação. No recorte de imagem da direita (GAROPABA..., 2006) fica nítida a interferência humana na morfologia do morro, onde há uma abertura na vegetação bem definida.

Ao passo que o crescimento urbanístico no loteamento aumentou, houve a consequente retirada de parte da vegetação, diminuindo a colaboração das copas das árvores e demais plantas e aumentando o escoamento superficial e a velocidade de penetração da água no solo, o que é comprovado pela preocupação dos moradores em mitigar as ações provocadas pela chuva.

4.3 ENTREVISTAS E PESQUISA POR DOCUMENTOS IMPORTANTES

Uma conversa com qualquer pessoa pode tornar aspectos óbvios em outra realidade quando vistos de outra perspectiva. Por esse motivo, entrevistas puderam trazer informações relevantes e desconhecidas para a continuidade da pesquisa.

4.3.1 Entrevista a Moradores

Ao conversar com moradores das cercanias, obteve-se dados que convergem com o problema investigado. Por exemplo, todas as casas assentes sobre aterro, ou seja, no mesmo alinhamento de lotes da edificação em estudo, apresentam ou já apresentaram manifestações patológicas graves, enquanto que nas casas do outro lado da rua (assentes sobre o perfil natural do terreno), apenas um dos quatro moradores entrevistados disse já ter percebido uma rachadura em seu domicílio. De um total de 7 residências visitadas nas proximidades, três tiveram alterações realizadas por seu proprietário em seu terreno a fim de melhorar a drenagem superficial. As casas que foram visitadas estão destacadas na figura 48.

Figura 48 – Localização das casas visitadas para entrevista



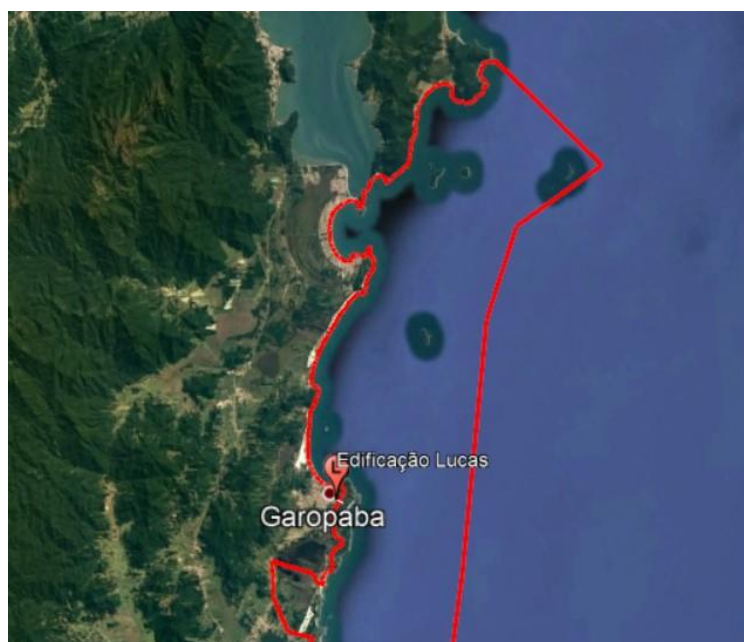
Fonte: Garopaba... (2017, 2006).

Além disso, todas as pessoas entrevistadas relataram que foram utilizadas sapatas isoladas como solução para as fundações pelos projetistas de suas casas.

O entrevistado Marcelo Silva, residente na rua Joaquina Abreu de Araújo, 13, mora desde sua infância na cidade de Garopaba e contou que toda aquela zona se tratava de um imenso *banhado* antes da construção do loteamento. Marcelo também disse que a implantação da nova rua (figura 47) foi embargada por haver uma APA (Área de Proteção Ambiental) chamada de APA da Baleia Franca que passa próxima do morro.

A figura 49 apresenta em imagem de satélite esta APA (em vermelho) onde estão definidos os limites da área de proteção (que delimita-se ao norte pelo sul da Ilha de Florianópolis e ao sul pelo Município de Balneário Rincão) de acordo com o Instituto Chico Mendes de Conservação da Biodiversidade (ICMBio) – Ministério do Meio Ambiente.

Figura 49 – APA da Baleia Franca



Fonte: Garopaba... (2018).

O formato de documento utilizado na entrevista, está disponível como Apêndice B deste trabalho.

4.3.2 Documentos Importantes

A partir de pesquisas feitas por documentos que contivessem informações relevantes, chegou-se a um arquivo disponibilizado pelo escritório de arquitetura Studio Terra – da cidade de Garopaba – por meio de seu responsável técnico Arq. Guto Terra. Neste arquivo, constam as ruas, lotes, curvas de nível, cotas conhecidas, aquíferos e rios intermitentes (ou seja, aqueles que em períodos chuvosos possuem grande quantidade de água em seu curso e, em períodos de seca como no verão, cessam temporariamente seus fluxos), entre outras informações de toda a cidade, incluindo o Loteamento Panorâmico – região alvo deste trabalho.

O Anexo B apresenta um recorte deste arquivo em *zoom* na área de interesse. Com ele é possível afirmar que existe a formação de um talvegue que incide em direção à lateral norte do terreno. Este anexo também permite observar a presença de um rio intermitente que tem início na lateral do terreno e se alonga até os fundos do mesmo. Estes dois fatores podem estar contribuindo para a ocorrência

dos fenômenos já vistos (tendo em conta que coincide com os pontos marcados no subcapítulo 4.2) e outros que são mostrados a seguir.

4.4 RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Com base na interpretação das manifestações patológicas identificadas na edificação, associando-as às movimentações envolvendo o solo de fundação, se viu como fundamental para a confirmação e quantificação de tais efeitos a elaboração de uma investigação geotécnica. Este plano é apresentado no capítulo que segue.

4.4.1 Ensaio de Campo

Juntamente com primeira visita de cunho investigativo na residência, foi realizada uma primeira sondagem com trado manual para a observação do aspecto do subsolo e definir mais uma etapa da investigação.

Baseado nas hipóteses anteriormente levantadas, tomou-se a decisão de realizar um ensaio de simples reconhecimento das camadas subterrâneas a fim de analisar a possibilidade de existência de solo compressível.

Conforme apresentado no item 2.4.1.3, seguiu-se a NBR 6484 (ABNT, 2001) para a execução do ensaio SPT e, respectivo, reconhecimento do solo com o objetivo de se confeccionar a estratigrafia do terreno e, com o perfil definido e seus resultados de número SPT, retirar uma amostra indeformada para ensaios em laboratório da camada considerada de maior potencial que justifique o surgimento de todas as manifestações patológicas encontradas.

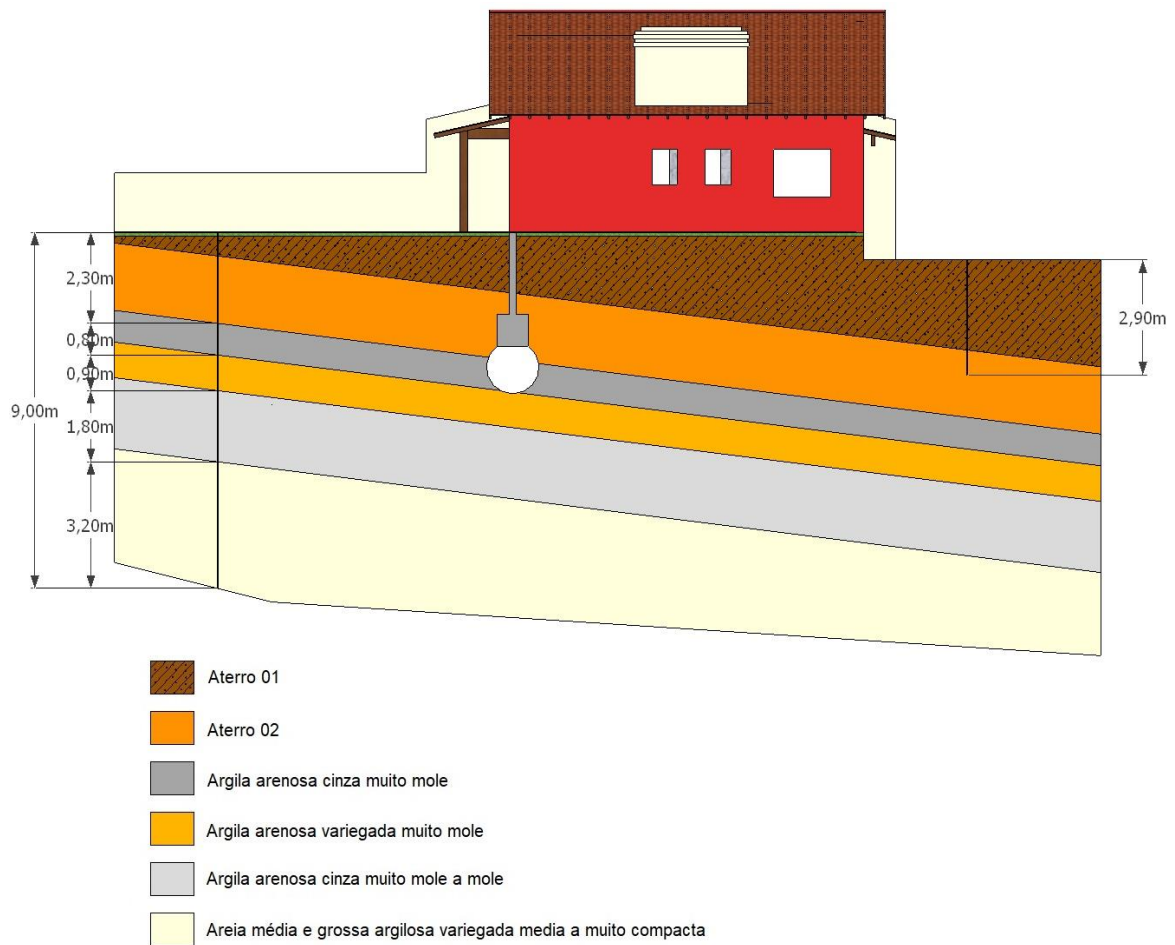
O Anexo C expõe o boletim técnico emitido pela empresa Geotec – Sondagens de Solo. Nestes documentos constam a localização dos furos e o relatório de SPT executado.

4.4.2 Perfil Geotécnico do Terreno

Baseado no perfil fornecido através da sondagem (SPT) – Anexo C deste trabalho – foi possível realizar uma série de interpretações quanto aos resultados obtidos.

A primeira delas a respeito do primeiro pacote de solo residual coluvionar que compreende, na figura 50, as camadas denominadas de Aterro 01 e Aterro 02. No relatório de sondagem consta como 2,30 m a primeira troca das características do solo, porém, é conhecido o perfil natural do terreno (Aterro 02) no ano em que a obra foi iniciada, permitindo concluir que ambos tratam-se do mesmo solo, porém, com compactações diferentes.

Figura 50 – Representação gráfica do perfil geotécnico do terreno



Fonte: Elaborada pelo autor.

Com 3,1 m de profundidade chegou-se na camada de solo de cor cinza muito mole, da qual foi retirada a amostra indeformada para realização de ensaios laboratoriais, justificado pelo fato de uma das sapatas frontais que apresenta indícios de recalque por adensamento estar assentada, muito provavelmente, próxima a este pacote. Este solo tem aspecto bastante maleável, com umidade de 18,5% e cheiro forte (indicativo da presença de matéria orgânica). Na ilustração, está representado

o bulbo de tensão da sapata S24 que atinge por completo esta camada. As demais sapatas foram analisadas caso a caso para se certificar qual a intensidade da carga que se dissipa pela argila arenosa cinza muito mole e qual a altura a ser considerada como altura de drenagem, bem como possíveis interferências de bulbo de tensões de sapatas que ficam próximas.

O furo de sondagem número 2 (à direita do perfil geotécnico medindo 2,90 m) não pôde ter segmento pois foi impenetrável ao trépano, mesmo diante de mais outras duas tentativas próximas à área escolhida. Foi verificada pelo técnico responsável pelo SPT a obstrução por material supostamente de concreto, muito provavelmente oriundo de caliças e restos de obras vindos com o aterro e jogados nele. Isso deixa ainda mais imprevisível o comportamento do solo e impossibilita justamente a realização de testes que diminuam esta característica destes materiais.

4.4.3 Resultados do Ensaio de Compressão Edométrica

Com os ensaios realizados, resultados importantes foram obtidos em laboratório de acordo com uma sequência de ensaios conforme prescrito pela NBR 12007 (ABNT, 1990) e são apresentados nos subcapítulos a seguir.

4.4.3.1 Índices Físicos do Solo

Para início do ensaio de compressão confinada se faz necessária a posse de alguns dados de índices físicos do solo. O principal deles é a massa específica real dos grãos, que tem seu resultado exposto na tabela 4.

Tabela 4 – Massa Específica Real dos Grãos

Massa Específica Real dos Grãos (γ_s)			
1 Ensaio nº	1	2	3
2 Picnômetro nº	2	2	2
3 Temperatura da água (°C)	26,5	26,2	26
4 Solo Úmido	60	60	60
5 Picnômetro + água (Ww) (valor tabelado) (g)	627,77	627,76	627,61
6 Picnômetro + água + solo (Wws) (g)	663,13	663,46	663,55
7 Solo seco (Ws) (solo úmido x 100 / (100+ ω %) (g)	57,32	57,32	57,32
8 Água deslocada (5+6+7) (g)	1348,218	1348,538	1348,478
9 Massa Específica da Água (valor tabelado) (γ_w) (g/cm ³)	0,99668	0,99676	0,99651
10 Massa Específica Real dos Grãos (γ_s) (g/cm ³)	2,601714	2,642846	2,671846
11 Massa Específica Real dos Grãos Médio (γ_s) (g/cm ³)	2,63880		
*Umidade média amostras levadas à estufa (ω)			4,68

Fonte: Elaborada pelo autor.

Como exemplo, a massa específica real dos grãos do ensaio nº 1 da tabela 2 foi calculado pela equação 9.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{(W_s + W_w - W_{ws})} \times \gamma_w \quad (9)$$

$$\gamma_s = \frac{57,32}{(57,32 + 627,77 - 663,13)} \cdot 0,99668$$

De posse destes dados realizou-se a moldagem do corpo de prova (CP) extraído diretamente da amostra indeformada. Os dados do CP e outros índices físicos relevantes ao ensaio constam na tabela 5.

Tabela 5 – Índices Físicos Ensaio Edométrico

Massa Específica Natural (γ)			
1	Massa Solo + Anel PVC (g)		166,15
2	Massa Anel PVC (g)		27,8
3	Massa Solo (g)		138,35
4	Diâmetro Interno Anel PVC (cm)		6,63
5	Altura Anel PVC (cm)		1,979
6	Volume Solo (cm ³)		68,32
7	Massa Específica Natural (γ) (g/cm³)		2,025
Umidade Natural (ω)			
1	Cápsula n ^o .	274	196 126
2	Cápsula + Solo úmido (g)	17,93	16,81 16,70
3	Cápsula + Solo seco (g)	15,99	15,55 15,57
4	Água (2-3) (g)	1,94	1,26 1,13
5	Massa da Cápsula (g)	7,39	7,95 8,69
6	Solo seco (3-5) (g)	8,6	7,6 6,88
7	Umidade ((4/6) x 100) (%)	22,56	16,58 16,42
8	Umidade média (ω) (%)		18,52
Densidade dos Grãos (G)			
1	Massa Específica Real dos Grãos (γ_s) (g/cm ³)		2,64
2	Massa Específica da Água (γ_w) (g/cm ³)		1,00
3	Densidade dos Grãos (G)		2,64
Índice de Vazios (e)			
1	Densidade dos Grãos (G)		2,64
2	Teor de Umidade (ω)		0,1852
3	Massa Específica Natural (γ) (g/cm ³)		2,025
4	Massa Específica da Água (γ_w) (g/cm ³)		1,00
5	Índice de Vazios (e)		0,54
Grau de Saturação (S)			
1	Densidade dos Grãos (G)		2,64
2	Teor de Umidade (ω)		0,1852
3	Índice de Vazios (e)		0,54
4	Grau de Saturação (S) (%)		0,90
Características do Corpo de Prova			
1	Altura (h) (cm)		2,00
2	Diâmetro (D) (cm)		5,00
3	Área (A) (cm ²)		19,63
4	Volume (V) (cm ³)		39,27

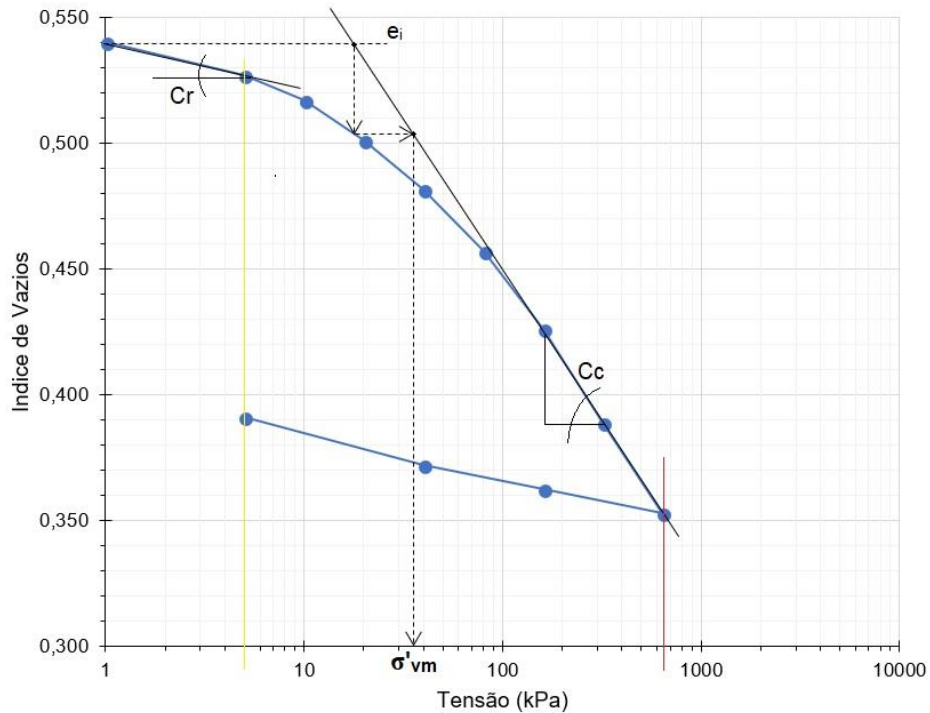
Fonte: Elaborada pelo autor.

4.4.3.2 Coeficiente de Adensamento e Recalque pelo Ensaio Edométrico

O Apêndice C contempla todos os gráficos obtidos com o ensaio de compressão edométrica. Os gráficos das figuras 51 e 52 apresentam os principais resultados dos dois.

testes realizados (o primeiro deles com alguns erros de montagem do conjunto que foi aperfeiçoada para a execução do segundo sem nenhuma interferência do operador). As equações usadas para os cálculos foram as mencionadas no subcapítulo 2.2.2.4 deste trabalho e o gráfico está representado na figura 51.

Figura 51 – Gráfico índice de vazios x tensão – Ensaio 02



Fonte: Elaborada pelo autor.

A tensão de pré-adensamento (σ_{vm}) considerada no segundo ensaio foi de 36 kPa sendo C_r igual a 0,01884 e C_c igual a 0,1238 para um σ_i de 5 kPa e um σ_f de adensamento primário 640 kPa.

Com esses dados, calculou-se o recalque referente a este ensaio segundo a equação 6 do subcapítulo 2.2.2.4.2.

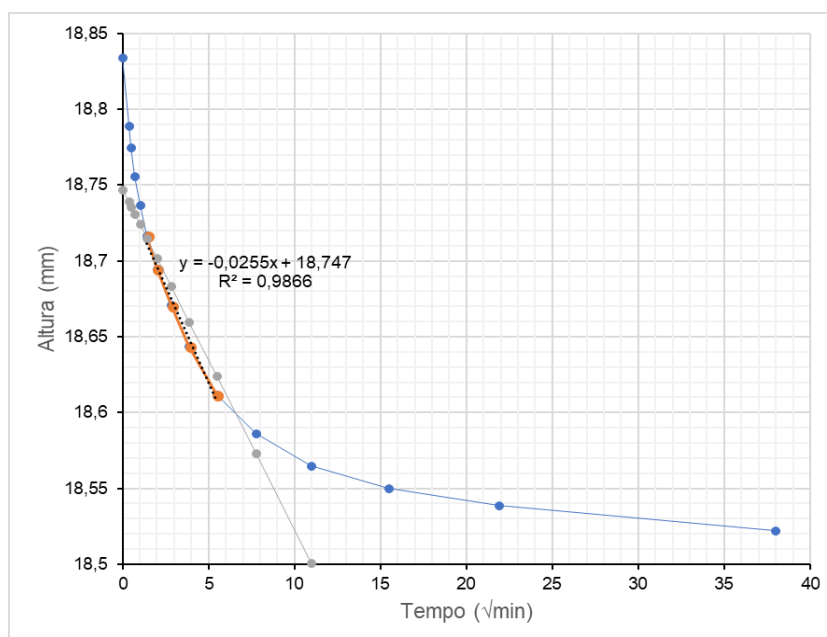
$$\rho = \frac{H}{1 + e_1} \cdot \left(C_r \cdot \log \frac{\sigma_{vm}}{\sigma_i} + C_c \cdot \log \frac{\sigma_f}{\sigma_{vm}} \right) \quad (6)$$

$$\rho = \frac{20}{1 + 0,54} \cdot \left(0,01884 \cdot \log \frac{36}{5} + 0,1238 \cdot \log \frac{640}{36} \right)$$

$$\rho = 3,664mm$$

A figura 52 exemplifica o gráfico do estágio de carregamento de tensão 160 kPa do segundo ensaio realizado. Para cada gráfico dos estágios de carregamento do Apêndice C, foi identificado o trecho reto da curva (pontos em laranja) e definida a equação desta reta (reta de tendência pontilhada em preto).

Figura 52 – Coeficiente de adensamento através do gráfico



Fonte: Elaborada pelo autor.

A equação da reta pode ser reescrita como a equação 10.

$$h_f = -0,0255 \cdot \sqrt{t} + 18,747 \quad (10)$$

Sendo h_f , a altura do corpo de prova ao final do carregamento definida no ensaio (valor conhecido); a constante da equação sendo a altura efetiva inicial (h_0) da amostra; e o valor negativo (-0,0255) a inclinação da reta (α); é possível se obter o valor de \sqrt{t} .

Segundo o Método de Taylor, este valor encontrado é incrementado em 15% para a definição da nova inclinação da reta, calculada pela equação 11.

$$h_f = \alpha \cdot 1,15\sqrt{t} + 18,747 \quad (11)$$

Agora com a nova inclinação da reta conhecida (α), a equação da reta torna-se o definido pela equação 12, em cinza na figura 52.

$$h = -0,0225 \cdot \sqrt{t} + 18,747 \quad (12)$$

A interseção da reta cinza com a curva do ensaio, em azul, determina o tempo em ocorreu 90% do adensamento, denominado $\sqrt{t_{90}}$ que, elevado ao quadrado, chega-se ao tempo real t_{90} . Por fim, é possível calcular o coeficiente de adensamento (C_v) pela equação 2 do capítulo 2.2.2.4.2. O t_{90} , neste estágio foi de 43,56 minutos ou 2613,6 segundos. A altura inicial, em centímetros, fica sendo 1,8747 cm (H_d).

$$C_v = \frac{0,848 \cdot H_d^2}{t_{90}} \quad (2)$$

$$C_v = \frac{0,848 \cdot \left(\frac{1,8747}{2}\right)^2}{2613,6} = 2,85 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

Seguindo estes passos, as tabelas 6 e 7 foram elaboradas com os dados finais.

Tabela 6 – Coeficiente de adensamento – Ensaio 01

σ (kPa)	e	h (mm)	C_v (cm ² /s)
0	0,540	20,000	-
5	0,518	19,709	-
10	0,506	19,554	0,000674
20	0,476	19,171	0,000192
40	0,459	18,947	0,000201
80	0,439	18,688	0,000515
160	0,405	18,241	0,000574
320	0,367	17,751	0,000463
640	0,318	17,122	0,000950
160	0,318	17,122	-
40	0,329	17,266	-
5	0,340	17,401	-

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 7 – Coeficiente de adensamento – Ensaio 02

σ (kPa)	e	h (mm)	Cv (cm ² /s)
0	0,540	20,000	-
5	0,527	19,829	0,000059
10	0,517	19,701	0,000103
20	0,501	19,495	0,000136
40	0,481	19,239	0,000130
80	0,457	18,922	0,000306
160	0,426	18,519	0,000285
320	0,389	18,035	0,000420
640	0,353	17,573	0,000380
160	0,362	17,693	-
40	0,372	17,821	-
5	0,391	18,066	-

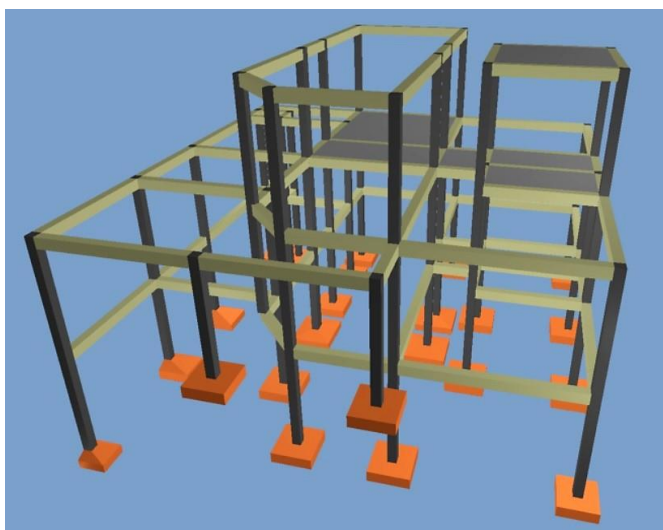
Fonte: Elaborada pelo autor.

O coeficiente de adensamento adotado foi o do estágio de carregamento de 160 kPa do segundo ensaio. Essa decisão foi tomada pelo fato de as solicitações verticais nas sapatas (abordadas a seguir) variarem predominantemente na faixa entre 100 e 200 kPa e pelo ensaio número 2 ter sido elaborado seguindo todas as prescrições normativas sem que houvesse qualquer interferência externa, tampouco do operador.

4.5 ESTIMATIVA DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NAS SAPATAS

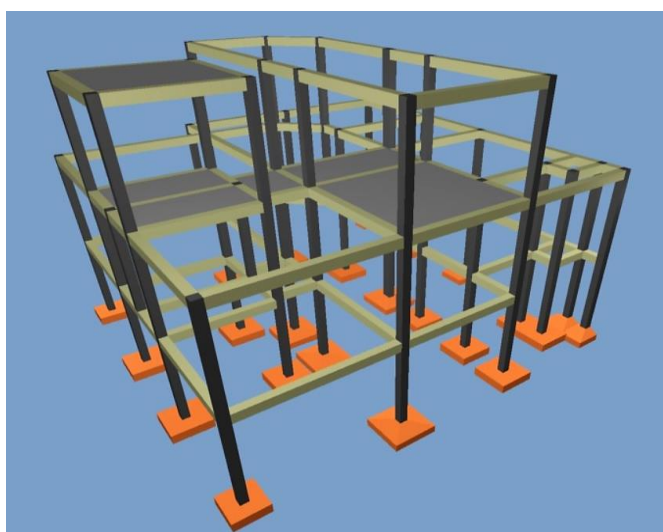
Com o uso do *software* AltoQI Eberick 2018, foi reproduzida a estrutura de concreto armado, salvas algumas adaptações para tornar o mais real possível o que de fato está construído. Desta forma, chegou-se a um modelo 3D exposto nas figuras 53 e 54 que seguem.

Figura 53 – Estrutura de concreto armado 3D frente



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 54 – Estrutura de concreto armado 3D fundos



Fonte: Elaborada pelo autor.

Os dois pilares da frente que sustentam apenas o telhado não possuem sapatas, tampouco pilares de concreto. Foram somente colocados para deixar a estrutura mais fidedigna com a realidade, do ponto de vista estético.

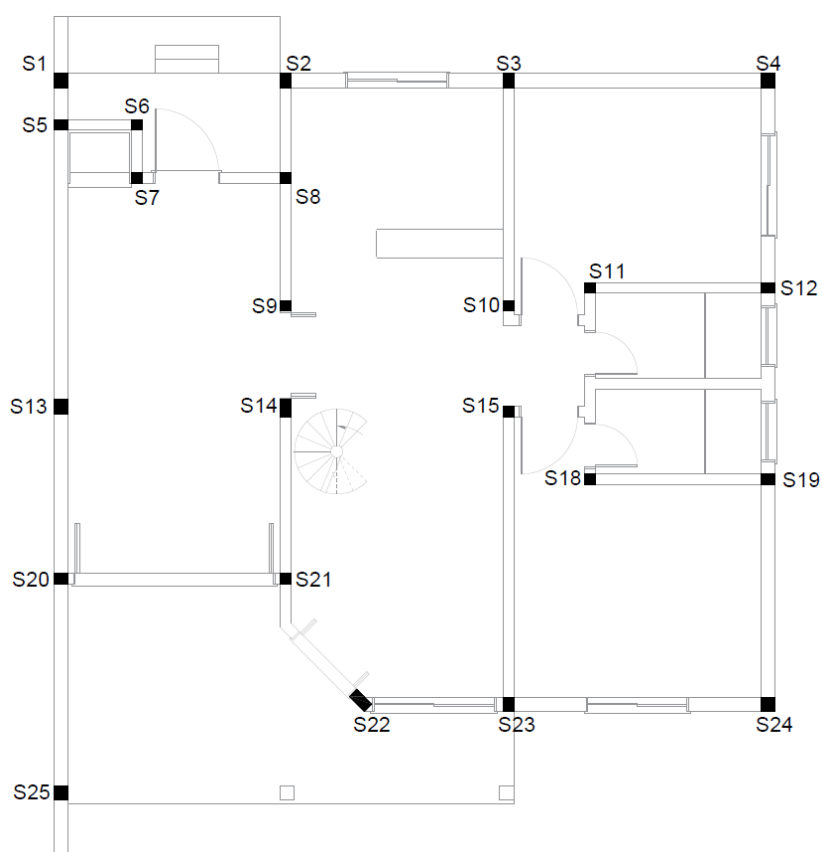
Após toda a estrutura lançada, devidamente carregada levando em consideração os materiais aplicados na execução, espessuras das paredes e peculiaridades da residência, foi possível estimar as cargas que chegam em cada uma das sapatas. Isso se faz importante para se comparar com o ensaio de adensamento e se analisar as tensões que são aplicadas no solo em paralelo às

deformações admissíveis e seus respectivos reflexos em forma de manifestações patológicas.

O relatório gerado a partir do *software* está identificado como Apêndice D, adaptado para o devido fim a qual se destina (carga aplicada em cada uma das fundações).

Quatro sapatas de maior relevância a serem comentadas são as denominadas S3, S10, S14 e S24. As três primeiras por serem as que recebem maior esforço solicitante no que tange à carga vertical (128,51 kN, 127,61 kN e 120,05 kN, respectivamente) e a quarta por receber uma carga que não chega a metade das outras três, mas apresentar sinais de recalque naquele ponto. O mapa com o nome e localização das sapatas está exposto na figura 55.

Figura 55 – Mapa das sapatas



Fonte: Elaborada pelo autor.

4.6 RECALQUE NAS FUNDAÇÕES

Baseado na informação de que todas as sapatas possuem seção quadrada medindo 80 cm x 80 cm, com altura de mesma dimensão (com uma única exceção da sapata S1) e tendo definido a carga aplicada em cada sapata, foi possível calcular a tensão – em quilopascal – que está distribuída na área de 6400cm² de cada uma delas. Assim, analisando-se o bulbo de tensão das mesmas, possibilitou-se chegar ao recalque individual dessas fundações.

Para isso, a equação 5 do capítulo 2.2.2.4.2 foi novamente utilizada, porém alterando-se os valores de H como a altura do bulbo de tensão que atinge a camada de solo identificada como a mais problemática neste estudo de caso e σ_f como a tensão oriunda da base da sapata.

A tabela 8 mostra estes dados e os recalques em cada uma das sapatas. Nesta tabela, a sapata S1 está indicada como sendo igual à S5 pelo fato de serem a mesma fundação. Por serem muito próximas, ao contrário de como foram concebidas inicialmente no lançamento no *software*, foi executada somente uma sapata de dimensões maiores sob a região da churrasqueira (informação dada pelo proprietário da residência). Com isso o bulbo de tensões chega a atingir por completo a camada de solo estudada.

Tabela 8 – Recalque nas sapatas

Sapata	Dimensões (AxB) (cm)	Área (cm ²)	Carga (kN)	σ (kN/cm ²)	σ (kPa)	Tensão sobre a camada (kPa)	Bulbo de tensão (Z em cm)	Recalque (cm)	Tempo (meses)
S1 = S5	150x80	12000	130,62	0,0108	108,85	46,81	80	1,96	15
S2	80x80	6400	97,97	0,0153	153,08	-	-	-	-
S3	80x80	6400	128,51	0,0200	200,80	-	-	-	-
S4	80x80	6400	62,89	0,0098	98,27	-	-	-	-
S6	80x80	6400	83,92	0,0131	131,13	-	-	-	-
S7	80x80	6400	76,37	0,0119	119,33	-	-	-	-
S8	80x80	6400	90,89	0,0142	142,02	-	-	-	-
S9	80x80	6400	95,41	0,0149	149,08	38,76	16	0,29	0,6
S10	80x80	6400	127,61	0,0199	199,39	87,73	54	2,51	7
S11	80x80	6400	101,59	0,0158	158,73	69,84	54	2,08	7
S12	80x80	6400	109,26	0,0170	170,72	40,97	11	0,22	0,3
S13	80x80	6400	74,32	0,0116	116,13	37,74	33	0,56	3
S14	80x80	6400	120,05	0,0187	187,58	60,96	33	1,11	3
S15	80x80	6400	114,96	0,0179	179,63	58,38	33	1,06	3
S18	80x80	6400	96,59	0,0150	150,92	54,33	45	1,34	5
S19	80x80	6400	108,6	0,0169	169,69	61,09	45	1,52	5
S20	80x80	6400	67,24	0,0105	105,06	55,68	62	1,90	9
S21	80x80	6400	94,88	0,0148	148,25	78,57	62	2,64	9
S22	80x80	6400	81,83	0,0127	127,86	92,70	80	3,87	15
S23	80x80	6400	94,94	0,0148	148,34	107,55	80	4,29	15
S24	80x80	6400	53,65	0,0083	83,83	60,78	80	2,69	15
S25	80x80	6400	33,21	0,0051	51,89	42,81	80	1,71	15

Fonte: Elaborada pelo autor.

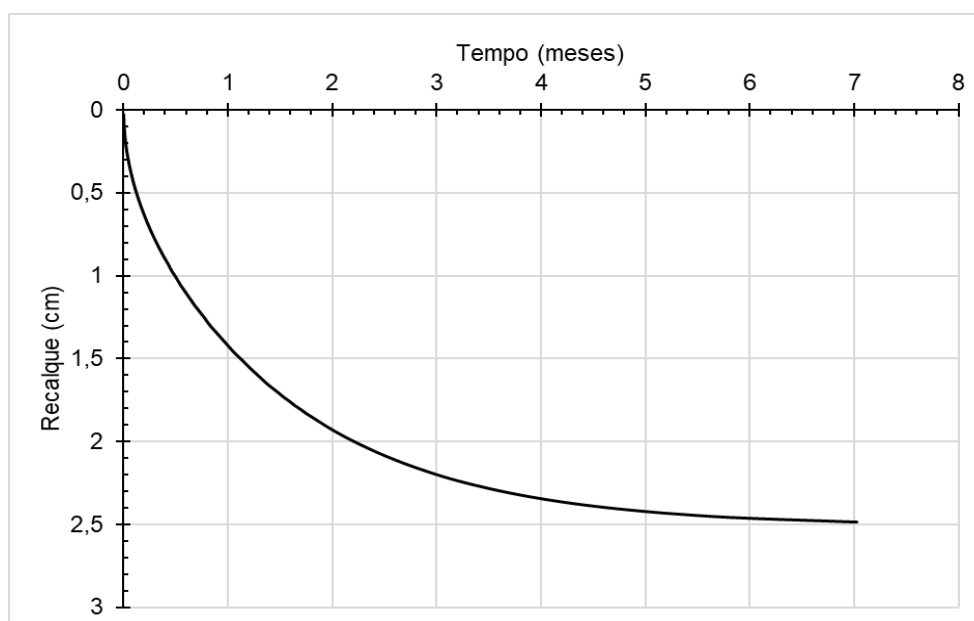
O recalque máximo verificado foi de 4,29 cm. Não chega ao limite de 65 milímetros estipulados por Skempton e MacDonald relatados por Milititsky, Consoli e Schnaid (2008). Porém, há relevante diferença entre os recalques constatados, o que leva a crer na possibilidade de se ter distorções angulares de elevada magnitude e com potencial para gerar as anomalias constatadas na edificação.

Para cada recalque em sua respectiva sapata, é possível conectar o resultado à Teoria de Terzaghi para calcular o tempo em que cada um ocorreu através do coeficiente de adensamento (C_v), sendo este tempo calculado pela equação 13.

$$t = \frac{T \cdot H_d^2}{C_v} \quad (13)$$

O tempo obtido em segundos; o fator T, relacionado com a porcentagem de adensamento da tabela 2 deste trabalho, adimensional; a altura de drenagem (H_d) como sendo a altura do bulbo de tensão que toca a camada de solo em estudo em centímetros; e o coeficiente de adensamento em centímetros quadrados por segundo. Sendo assim, para cada valor de T, se chega ao tempo correspondente até que o recalque esteja completo. A figura 56 mostra um dos gráficos confeccionados. O conjunto com o gráfico para cada sapata está disponível como Apêndice E.

Figura 56 – Curva recalque em função do tempo – sapata S10



Fonte: Elaborada pelo autor.

Com os valores de tempo convertidos de segundos para meses, pode se observar que o recalque por adensamento da camada ocorra por completo ao final de sete meses (no caso da sapata S10), de acordo com o gráfico da figura 56, o que de fato não se verificou ao longo do tempo pelos moradores da residência quando aplicada massa acrílica para vedação das trincas e as mesmas voltarem a apresentar sinais de variação.

Diante dos valores de tempo menores que os relatados pelos moradores em relação ao surgimento das manifestações patológicas, novas suposições bastante plausíveis foram elencadas.

- I. A primeira seria da ocorrência de adensamento secundário, que ocorre de forma muito mais lenta que o primário e após, teoricamente, todas as poropressões terem se dissipado. Ou seja, teriam acontecido depois do total recalque apresentado pela Teoria de Terzaghi neste trabalho, perdurando por mais alguns anos de maneira menos evidente;
- II. A segunda seria a redistribuição de esforços na estrutura, pois é sabido que a carga da edificação não foi, obviamente, colocada de repente sobre as sapatas. Assim, desde o período construtivo o solo já foi respondendo às solicitações e se deformando e, na medida em que a residência foi finalizada, o assentamento das fundações nas camadas do subsolo de forma não uniforme (vide recalques diferenciais constatados) acabou por gerar diminuição ou aumento das solicitações em algumas sapatas, podendo estas se comportarem de maneira diferente das presumidas até aqui;
- III. A terceira é que haja uma dificuldade maior para a evasão das partículas de água de dentro da camada de solo *in loco*, tendo um comportamento divergente do constatado em laboratório. Dessa forma, o coeficiente de adensamento seria drasticamente afetado, o que alteraria o tempo em que o recalque por adensamento primário cessaria.

A partir dos recalques obtidos e apresentados na tabela 8, foi possível chegar às distorções angulares, trecho por trecho, entre as sapatas vizinhas. Por conseguinte, se torna plausível a comparação da última coluna da tabela 9 com as ocorrências que se apresentam na edificação.

Tabela 9 – Distorções Angulares

Trecho	Recalque Diferencial (cm) ($\Delta\delta$)	Distância (cm) (L)	Distorção Angular ($\beta=\Delta\delta/L$)	Relação Aproximada ($1/\beta$)
S1→S13	1,40	427	0,003280	305
S14→S9	0,83	142	0,005821	172
S10→S11	0,43	115	0,003738	267
S10→S15	1,44	150	0,009632	104
S11→S12	1,86	253	0,007352	136
S11→S18	0,74	270	0,002744	364
S19→S12	1,30	270	0,004826	207
S20→S13	1,34	243	0,005494	182
S21→S14	1,53	243	0,006288	159
S18→S15	0,27	115	0,002382	420
S23→S15	3,22	412	0,007819	128
S19→S18	0,18	153	0,001203	831
S24→S19	1,17	318	0,003677	272
S20→S25	0,18	302	0,000609	1643
S21→S20	0,75	317	0,002351	425
S22→S21	1,23	210	0,005851	171
S23→S22	0,42	204	0,002035	492
S23→S24	1,59	367	0,004344	230
$\beta_{MÁX}$ S10→S15	1,44	150	0,009632	104

Fonte: Elaborada pelo autor.

Nota-se que a máxima distorção ocorre no trecho que envolve a sapata S10 e S15, tendo relação 1/104. Ao se comparar esta informação com a tabela 1 deste trabalho, ultrapassa o limite 1/150 em que *trincas com grandes aberturas começam a surgir em paredes e alvenarias*, o que de fato se verifica na residência (vide manifestações patológicas 3B, 3C e 5D), porém sem danos aos elementos estruturais.

Especificamente no caso da sapata S10, é nítido que isso ocorre pela razão de ser a terceira mais carregada verticalmente e ainda sofrer influência do bulbo de tensões da sapata S11 aumentando a área de influência sobre a camada estudada. Já no trecho que envolve as sapatas S24 e S19, em que a alvenaria apresenta sinais de recalque diferencial com subsidência maior na S24 (o que foi previamente constatado pela evidência das manifestações patológicas 10E e 10F) chegou-se na relação 1/272 o que permite relacionar com o visto na figura 6 deste trabalho, em que nesse nível de distorção podem ocorrer fissuras na estrutura.

Nota-se que as trincas e fissuras horizontais presentes na residência ocorrem na região em que o bulbo de tensões das fundações não atingem o pacote de solo argilo-arenoso cinza muito mole, fazendo crer que nesta zona houve assentamento acentuado da camada de aterro mal compactada antes do início das obras e possivelmente um carreamento deste solo pelas águas da chuva que adentram o terreno, erodindo-o (vide manifestação patológica 10A, onde ocorreu a movimentação do muro de contenção, evidenciando a provável saída de partículas do solo do aterro por esta rachadura). Isso contribuiu para que se gerasse uma acomodação do contrapiso capaz de se converter nas anomalias que aparecem entre o piso e as paredes de vedação e abaixo tanto das vigas do mezanino quanto das vigas de sustentação da laje onde se localiza a caixa d'água. Estes fatos tornaram-se comprovados pelo relato do subcapítulo 4.1.1.3 que descreve sobre a retirada do piso certa vez para reparos pelo motivo de o mesmo se encontrar oco.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento do presente trabalho permitiu analisar e compreender as possíveis causas da movimentação das fundações na residência unifamiliar situada na cidade de Garopaba/SC, levantando possíveis interferências da morfologia urbanística através da ação humana, da região na qual a edificação está inserida e da formação do subsolo.

Dessa forma, a metodologia aplicada foi de encontro ao motivo que originou este estudo de caso. Começando pelas manifestações patológicas presentes na casa, seguido pela busca de evidências através de variadas fontes com o intuito de culminar em uma investigação geotécnica capaz de direcionar um estudo das características do solo sob o qual a estrutura de fundação está assentada. Uma vez identificada uma camada de solo com características indicativas de compressibilidade, retirou-se desta uma amostra indeformada que permitiu uma análise aprofundada sobre os recalques e sua conexão com o tempo em que os mesmos ocorreram.

Os objetivos, por consequência, foram sendo supridos de informações potencialmente relevantes para que se chegasse a um resultado além de qualitativo, quantitativamente condizentes à realidade previamente vista. Nitidamente as distorções angulares resultantes dos recalques diferenciais – da ordem de relação variando de 1/100 a 1/200 em vários trechos – indicam que a linha de investigação obteve êxito na sua conclusão, pois levou em conta todo o processo discriminado na metodologia.

As hipóteses, portanto, foram atendidas parcialmente, mas muito próximas de sua totalidade, pois teve-se relatos de erosão e carreamento do aterro (o que causou a subsidência do contrapiso e movimentação das paredes apoiadas sobre as vigas de baldrame) devida a ação do ser humano na urbanização do loteamento; e também constatada a interferência do adensamento de uma das camadas identificadas, razão do acontecimento de recalques diferenciais na estrutura. A hipótese do descalçamento das fundações não foi confirmada pelo estudo elaborado, tornando-se uma possível sequência desta pesquisa, juntamente com as demais abordadas na finalização deste trabalho.

Em suma, os recalques totais de cada sapata estiveram dentro dos limites previstos pelo referencial teórico (não maiores que 65mm), mas causaram recalques

diferencias superiores aos recomendados para que não haja nenhum prejuízo financeiro e estético, visto que nos elementos estruturais de concreto armado não há indícios de danificação que gere preocupação quanto a segurança. Em relação ao tempo total para que os recalques por adensamento primário cessassem, o curto período calculado se deu em função do coeficiente de adensamento (C_v), obtido através do ensaio de compressão edométrica, ser elevado.

Assim conclui-se que este trabalho tem considerável relevância profissional àquele que o elaborou, bem como à comunidade acadêmica por encontrar neste trabalho uma metodologia que levou a ter êxito em seus objetivos, apresentando resultados condizentes com a realidade vista no início do processo.

Dentre as sequências que este trabalho pode ter, vale destacar algumas indicações observadas ao longo dos resultados apresentados:

- a) análise da influência do adensamento secundário em estruturas de fundação – quanto ao tempo que se prolonga, magnitude de seus danos na estrutura e como ocorrem;
- b) investigação acerca da redistribuição dos esforços solicitantes em fundações rasas de acordo com a movimentação dos recalques diferenciais e como isso impacta nos recalques totais que serão ocasionados;
- c) análise de parâmetros e características dos pacotes de solo da região que afetam a naturalidade de drenagem das partículas de água da camada compressível e quanto isso afeta o tempo real de recalque por adensamento primário.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6458**: grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6484**: solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6502**: rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9603**: sondagem a trado: procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9604**: abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas: procedimento. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 11682**: estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12007**: solo – ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15575-2**: requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2013.

BASTOS, C. A. B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados, Porto Alegre**. 1999. 303 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/10183/2978>>. Acesso em: 30 ago. 2017.

BRAGA, A. C. de O. **Métodos da eletrorresistividade e polarização induzida aplicados nos estudos da captação e contaminação de águas subterrâneas: uma abordagem metodológica e prática**. 2006. 121 f. Tese (livre-docência) - Universidade Estadual Paulista, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, São Paulo, 2006. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/11449/116123>>. Acesso em: 11 nov. 2017.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. **Área de proteção ambiental da baleia Franca**. Brasília, DF, 2018. Disponível em: <<http://www.icmbio.gov.br/portal/idadesdeconservacao/biomas-brasileiros/marinho/idades-de-conservacao-marinho/2236-apa-da-baleia-franca>>. Acesso em: 23 fev. 2018.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. **Macrodiagnóstico da zona costeira e marinha**. Geomorfologia – Carta 15 – Ilha de Santa Catarina. Santa Catarina. 2017. Disponível em:

<http://www.mma.gov.br/estruturas/sqa_sigercom/_arquivos/geomorfologia_15_78.pdf>. Acesso em: 5 dez. 2017.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1995. v. 2.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERIAS (CPRM). **Mapa indicando o mês mais chuvoso de 1977 a 2006**. 2017. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br/publique/Hidrologia/Mapas-e-Publicacoes/Atlas-Pluviometrico-do-Brasil-1351.html>>. Acesso em: 5 set. 2017.

COMPANHIA DE PESQUISAS DE RECURSOS MINERAIS (CPRM). **Mapa de isoietas anuais no mapa geodiversidade do Brasil**. [S.l.], 2017. Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br/publique/Hidrologia/Mapas-e-Publicacoes/Atlas-Pluviometrico-do-Brasil-1351.html>>. Acesso em: 5 set. 2017.

CORSINI, R. Trinca ou fissura? **Revista PINI**, São Paulo, n. 160, jul. 2010. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/160/trinca-ou-fissura-como-se-originam-quais-os-tipos-285488-1.aspx>>. Acesso em: 29 out. 2017.

COSTA, R. T. **Análise de dados de cargabilidade, resistividade elétrica e susceptibilidade magnética na mina do Brucutu, MG, Minas Gerais**. 2007. 132 f. Dissertação (Mestrado em Geociências) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/10183/11287>>. Acesso em: 24 nov. 2017.

FRANCO, V. N. C.; NIEDERMEYER, F. M. Manifestações Patológicas Geradas por Recalque de Fundações. **Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento**, São Paulo, ano 2, v. 1, ed. 7, p. 194-214, 2017. Disponível em: <<https://www.nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/recalque-de-fundacoes>>. Acesso em: 31 out. 2017.

GAROPABA. In: GOOGLE EARTH PRO. 2004. Disponível em: <<http://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>>. Acesso em: 07 out. 2017.

GAROPABA. In: GOOGLE EARTH PRO. 2006. Disponível em: <<http://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>>. Acesso em: 07 out. 2017.

GAROPABA. In: GOOGLE EARTH PRO. 2016. Disponível em: <<http://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>>. Acesso em: 06 out. 2017.

GAROPABA. In: GOOGLE EARTH PRO. 2017. Disponível em: <<http://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>>. Acesso em: 31 maio. 2018.

GAROPABA. Prefeitura Municipal. **Localização**. Garopaba, 31 mar. 2015.

Disponível em:

<<http://www.garopaba.sc.gov.br/cms/pagina/ver/codMapaltem/23115>>. Acesso em: 06 out. 2017.

GERSCOVICH, D. M. S.; **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M.; **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.

HORN FILHO, N. O. Setorização da província costeira de Santa Catarina em base aos aspectos geológicos, geomorfológicos e geográficos. **Geosul**, Florianópolis, v. 18, n. 35, p. 71-98, 2003. Disponível em:

<<https://periodicos.ufsc.br/index.php/geosul/article/viewFile/13603/12470A>>. Acesso em: 4 dez. 2017.

IAMONDI, G. V. **Geofísica aplicada no diagnóstico preliminar do antigo lixão do município de Rio Claro - SP**. 2009. 66 f. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia Ambiental) - Universidade Estadual Paulista, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, São Paulo, 2009. Disponível em:

<<http://hdl.handle.net/11449/119437>>. Acesso em: 24 nov. 2017.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **IBGE:**

idades@: Santa Catarina: Garopaba: infográficos: dados gerais do município. Rio de Janeiro, 2017. Disponível em:

<<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sc/garopaba/panorama>>. Acesso em: 7 dez. 2017.

LICHTENSTEIN, N. B. **Patologia das construções**: procedimentos para diagnóstico e recuperação. 1986. Boletim Técnico 06/86 – Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da USP. Universidade de São Paulo, São Paulo, 1986. Disponível em:

<http://www.pcc.poli.usp.br/files/text/publications/BT_00006.pdf>. Acesso em: 20 mar. 2018.

MARANGON, M.; **Compressibilidade e adensamento dos solos** – Universidade Federal de Juiz de Fora (Núcleo de Geotecnia), Juiz de Fora. 2013. Material de aula. Disponível em <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/04-MS-Unidade-03-Compressibilidade-e-Adensamento-2013.pdf>>. Acesso em: 1 nov. 2017.

MEDERO, G. M. **Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado**. 2005. 319 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005. Disponível em:

<<http://hdl.handle.net/10183/6085>>. Acesso em: 6 nov. 2017.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

OLIVEIRA, D. N. de; **Caracterização geotécnica de um talude em encosta com ocupação humana na Colina Verde, Porto Alegre**. 2016. 69 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do

Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016. Disponível em:
<<http://hdl.handle.net/10183/148675>>. Acesso em: 4 set. 2017.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

ROCHA, F. X. P. da. **Geotécnica**. Porto Alegre: Daec, 1972.

SANTOS, G. V. dos; **Patologias devido ao recalque diferencial em fundações**. 2014. 111 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário de Brasília – UniCEUB, Brasília, DF, 2014. Disponível em:
<<http://repositorio.uniceub.br/bitstream/235/6389/1/21113271.pdf>>. Acesso em: 2 nov. 2017.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SILVA, D. A. da; **Levantamento de problemas em fundações correntes no estado do Rio Grande do Sul**. 1993. 139 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1993. Disponível em:
<<http://hdl.handle.net/10183/1751>>. Acesso em: 9 nov. 2017.

SILVA, N. de L.; **Correlação entre pluviosidade e movimentos gravitacionais de massa no Alto Ribeirão do Carmo/MG**. 2014. 172 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014. Disponível em:
<<http://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/6029>>. Acesso em: 10 set. 2017.

GOBBI, F.; **Diagnóstico – parte 2**. [S.l.], mar. 2017. Material de aula – Disciplina de Mecânica dos Solos II – 2017/1, ministrada pelo professor Felipe Gobbi Silveira, da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS).

SIMÕES DE OLIVEIRA, A. G.; JESUS, A. C.; MIRANDA, S. B. **Estudo Geológico-Geotécnico dos Solos Expansivos da Região do Recôncavo Baiano**. [S.l.], 2006. Artigo. Disponível em <<http://www.geotecnia.ufba.br/arquivos/EGGAGS.pdf>>. Acesso em: 7 nov. 2017.

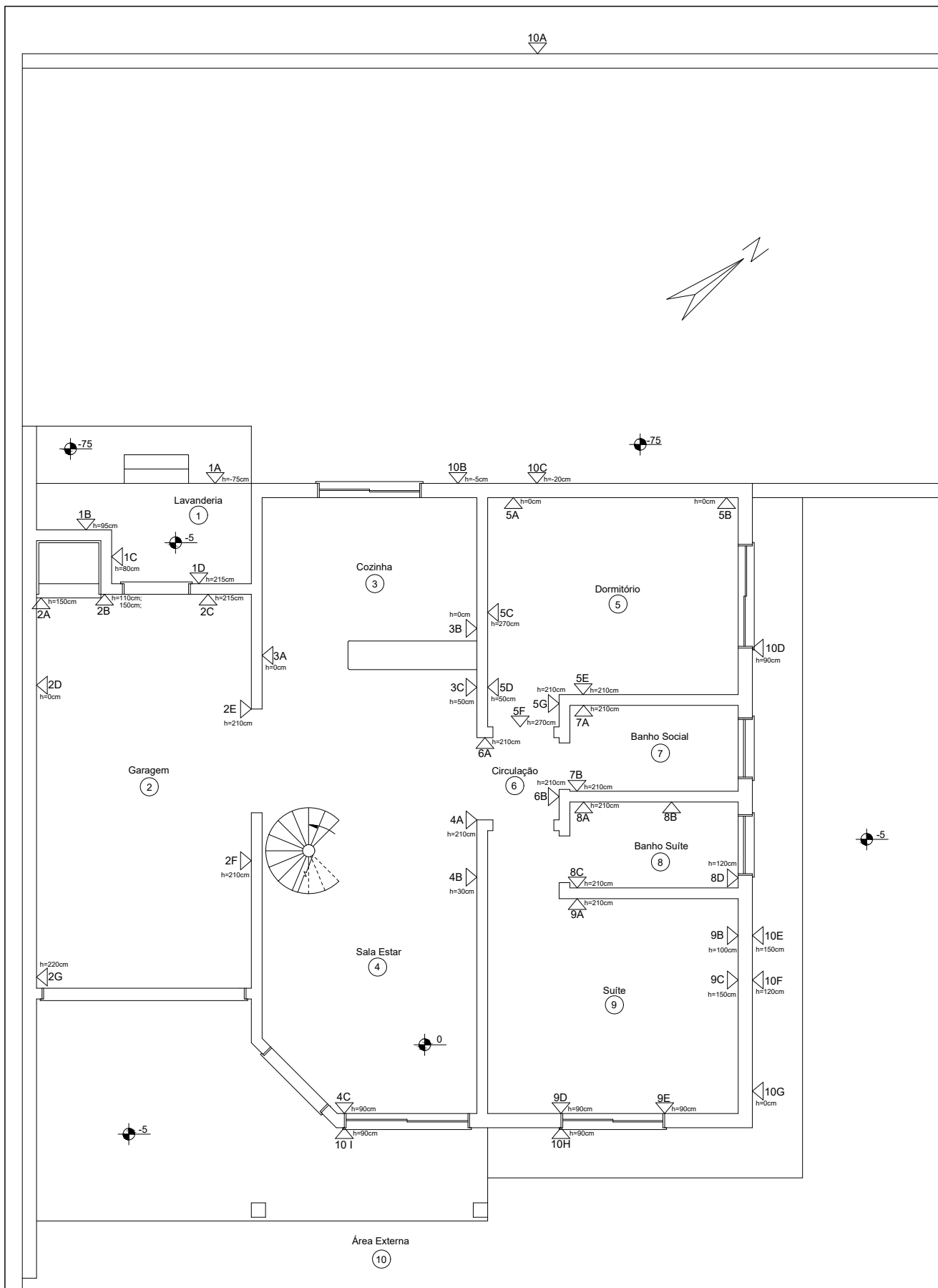
SOUZA, L. A. P. de; GANDOLFO, O. C. B. Métodos geofísicos em geotecnia e geologia ambiental. **Revista Brasileira de Geologia e Engenharia Ambiental**, São Paulo, v. 2, n. 2, p. 10-27, maio 2012. Disponível em:
<http://www.abge.org.br/uploads/revistas/r_pdf/metodos.pdf>. Acesso em: 24 nov. 2017.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. D. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. cap. 7, p. 227-264.

TEIXEIRA, C. Z. **Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis**. 1993. 160f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1993. Disponível em:
<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-26082014-164105/pt-br.php>>. Acesso em: 7 nov. 2017.

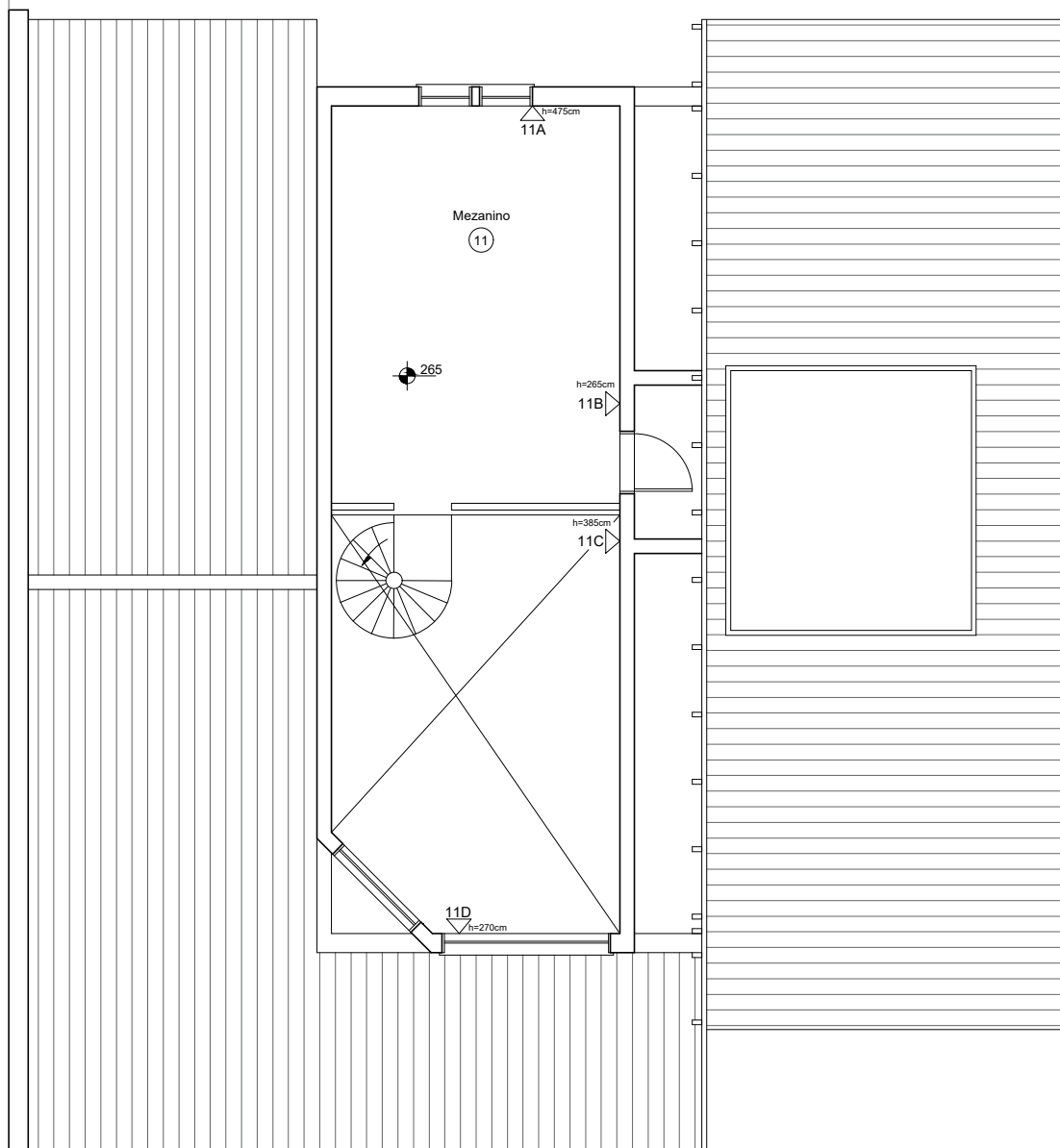
TORRES GEOTECNIA; **Poços e trincheira de inspeção**. Belo Horizonte, [2017?]. Disponível em <<http://www.torresgeotecnia.com.br/portfolio-view/pocos-e-trincheiras-de-inspecao-3/>>. Acesso em: 22 nov. 2017.

APÊNDICE A – MAPEAMENTO MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS



Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

Título:	Planta Baixa		<div data-bbox="1356 2016 1484 2128" data-label="Text"> <p>Prancha: 01</p> </div>
Aluno:	Lucas Rocha de Souza		
Assunto:	Mapeamento das Manifestações Patológicas		
Semestre:	2018/1	<div data-bbox="1021 2083 1244 2150" data-label="Text"> <p>Escala: 1:75</p> </div>	



Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

Título: **Planta Baixa**

Aluno: **Lucas Rocha de Souza**

Assunto: **Mapeamento das Manifestações Patológicas**

Semestre: **2018/1**

Escala: **1:75**

Prancha:

02



1A



1B



1C



1D



2A



2B



2B



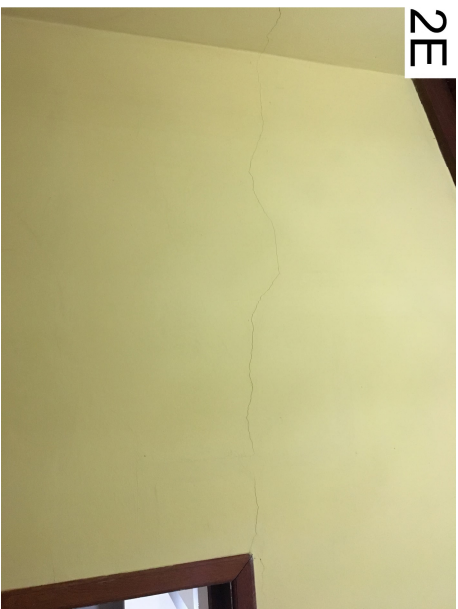
2C



2D



2F



2E



2D



3B



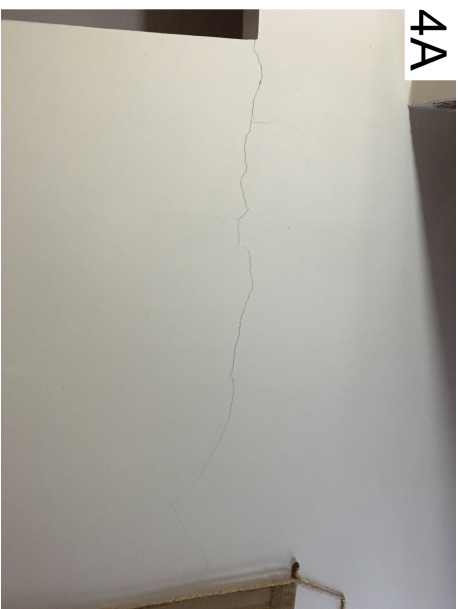
3A



2G



4B



4A



3C



4C



5A



5B



5C



5D



5E



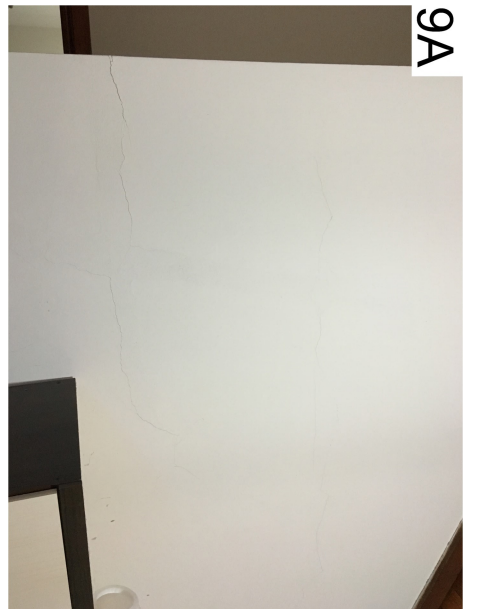
5F



5G



5H





9B



9C



9D



10A



10B e 10C



10D



10E e 10F



10G



10H

11B



11A



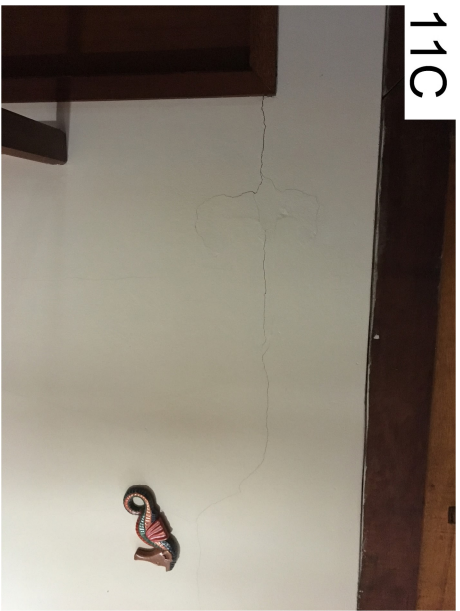
101



11D



11C



APÊNDICE B – DOCUMENTO UTILIZADO NAS ENTREVISTAS

**ENTREVISTA AOS MORADORES DA CIDADE DE GAROPABA –
LOTEAMENTO PANORÂMICO**

Nome do entrevistado(a): _____.

Endereço: _____.

Data de construção do imóvel: ____/____/____

Data da entrevista: ____/____/____

Perguntas:

Há a presença de fissuras, rachaduras ou semelhantes em sua casa?

Sim

Não

Notou o aumento (ou não) das mesmas com o passar do tempo?

Sim

Não

Alguma intervenção foi feita a fim de contê-las (drenagem da água das chuvas, reforço na estrutura, etc.)?

Sim

Não

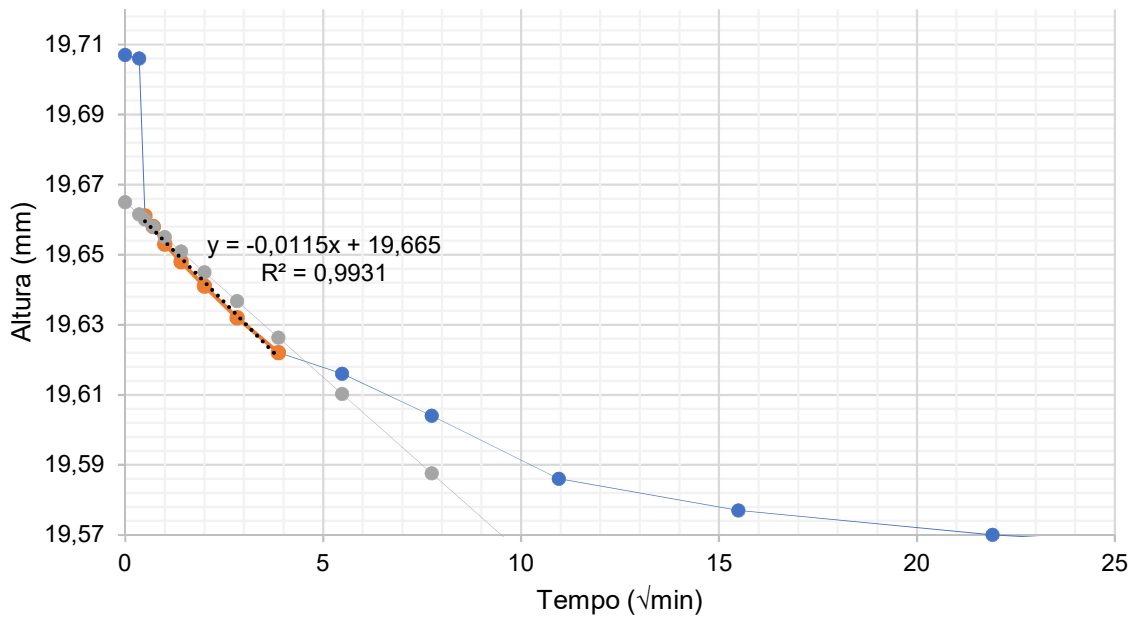
Se sim, qual:

Qual o tipo de fundação do imóvel e profundidade da mesma? Foi realizada alguma investigação no subsolo?

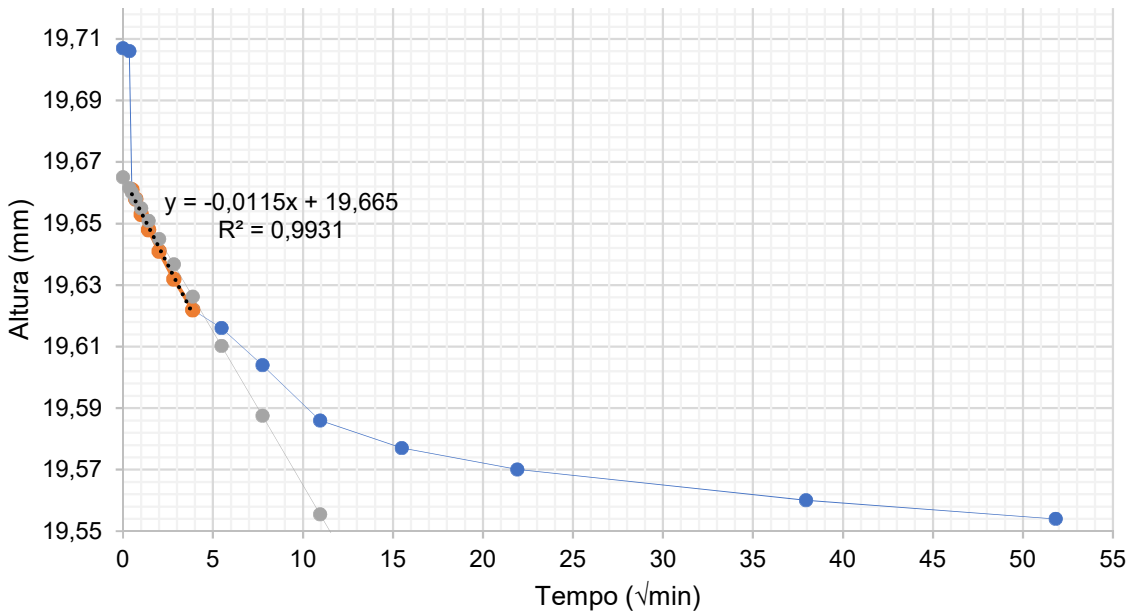
Observações:

APÊNDICE C – GRÁFICOS A PARTIR DO ENSAIO EDOMÉTRICO

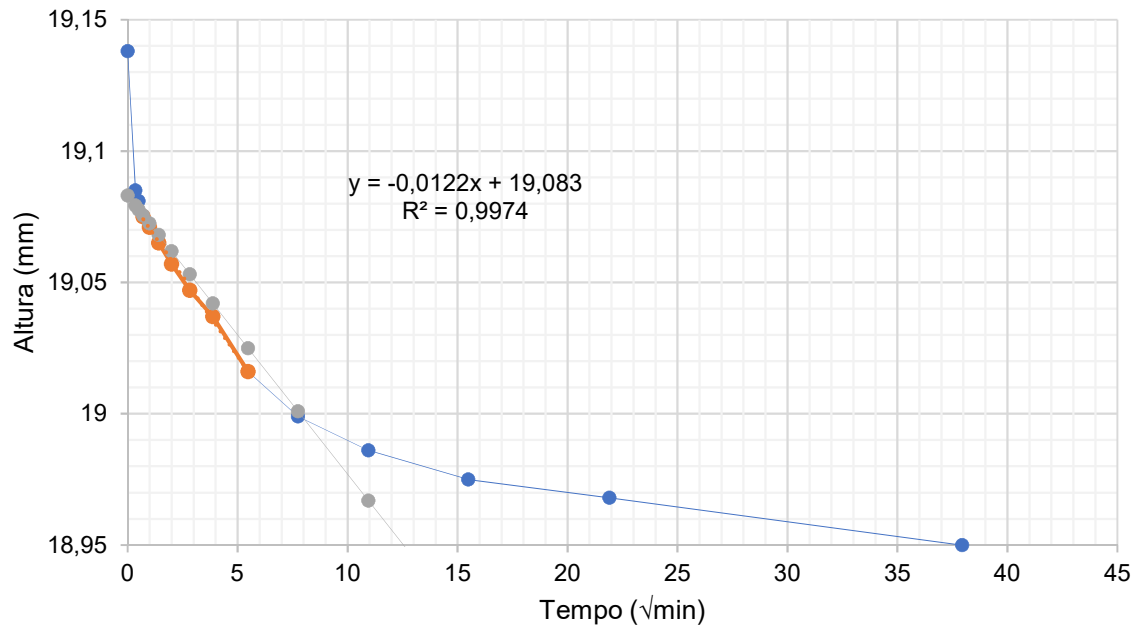
10kPa



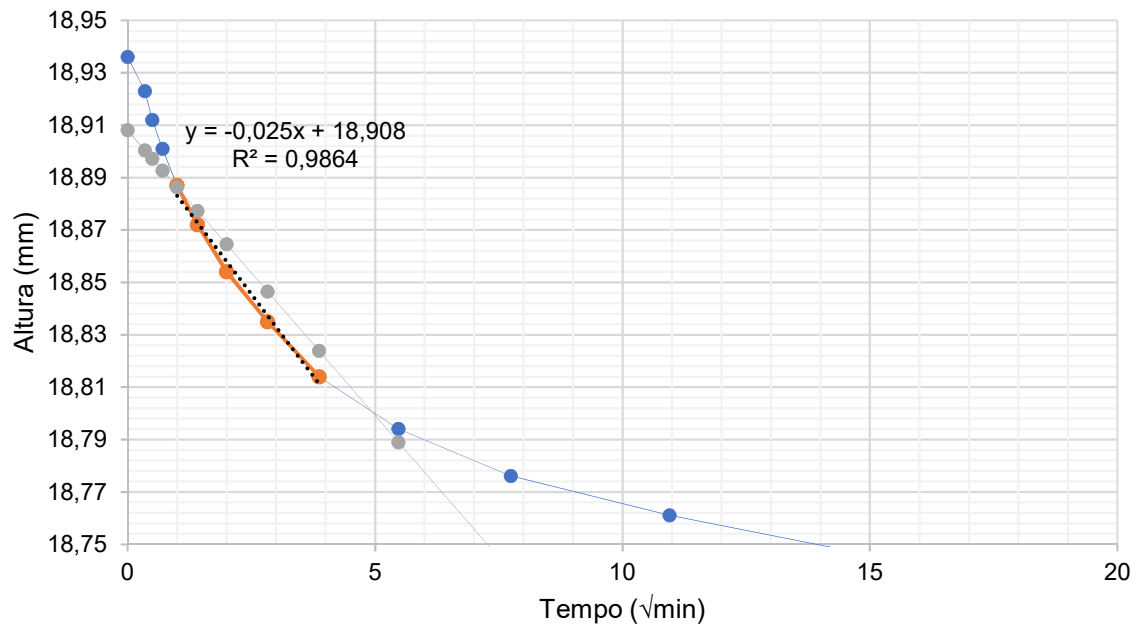
20kPa

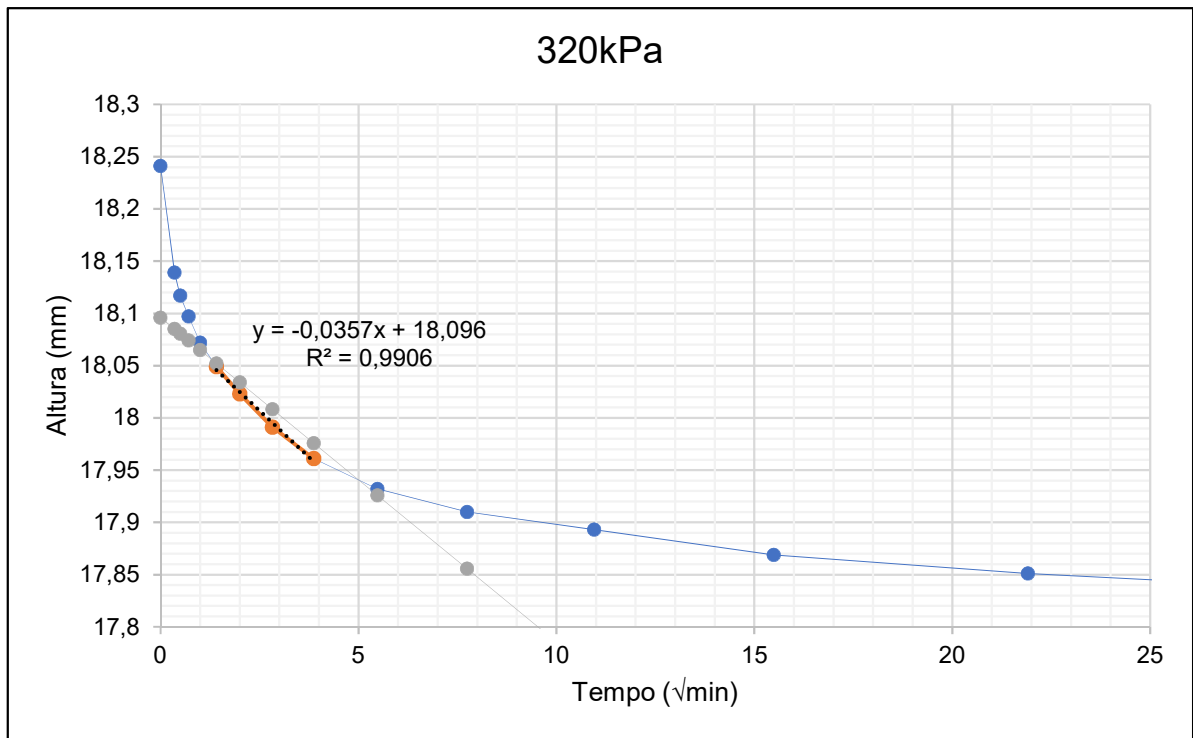
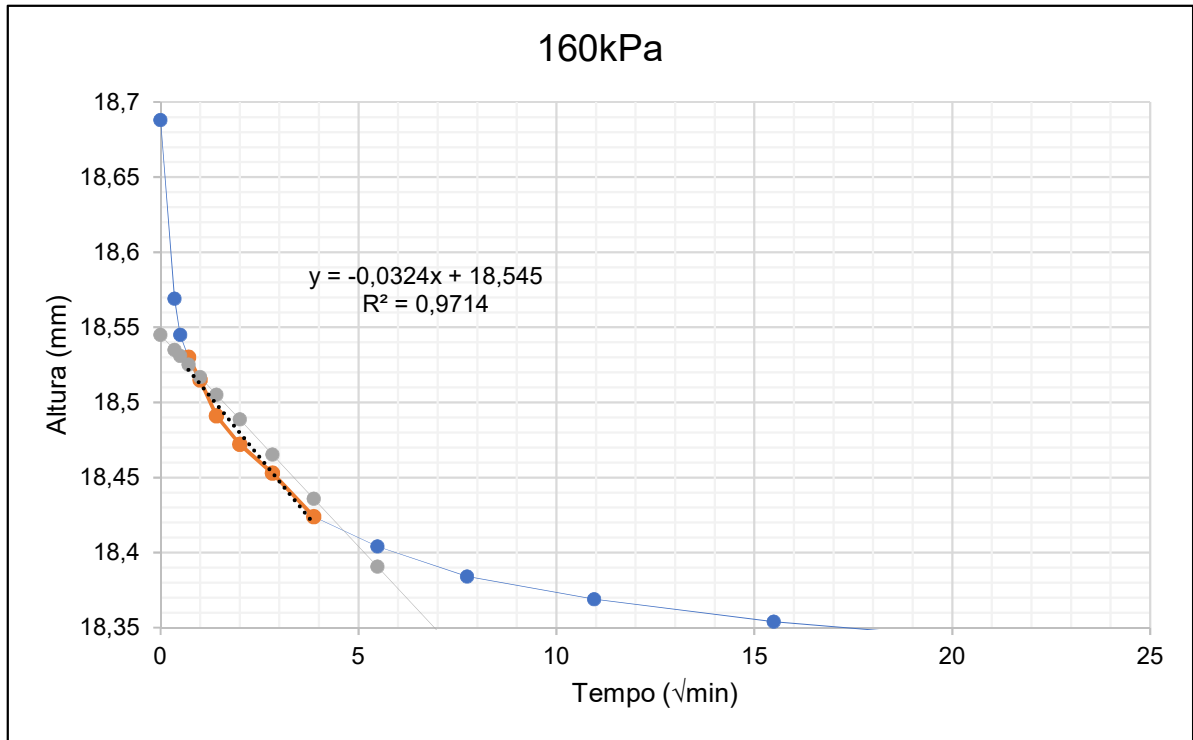


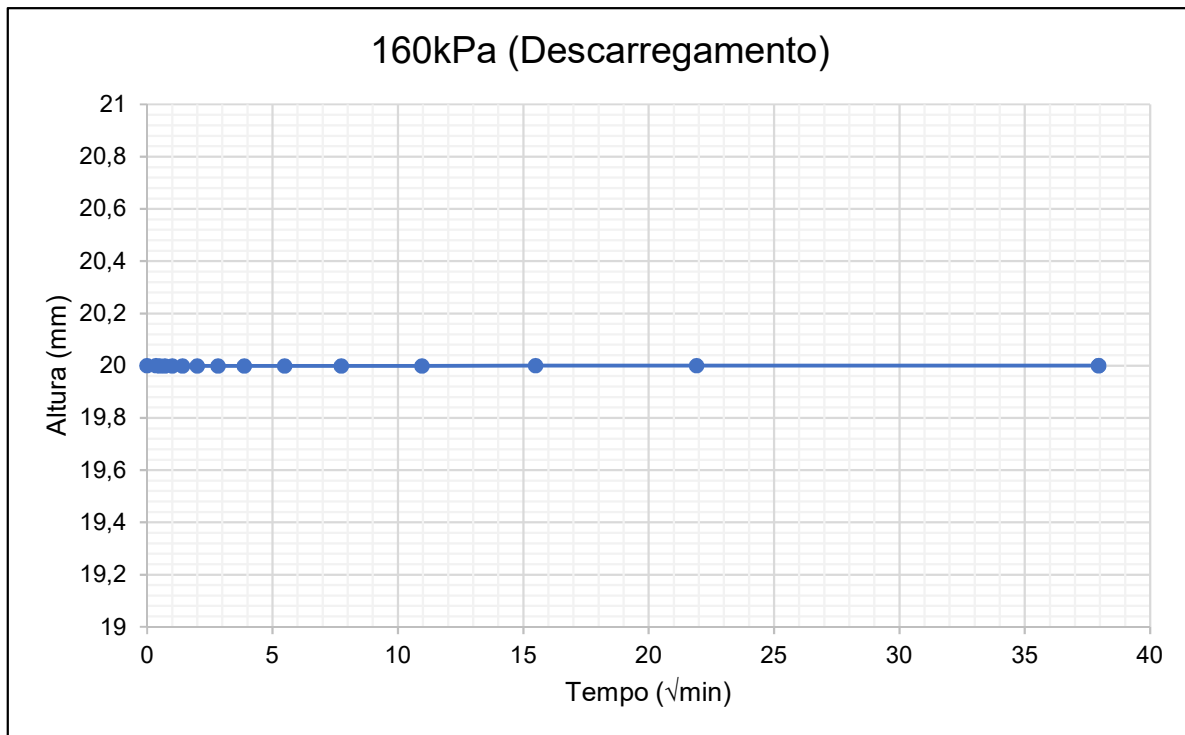
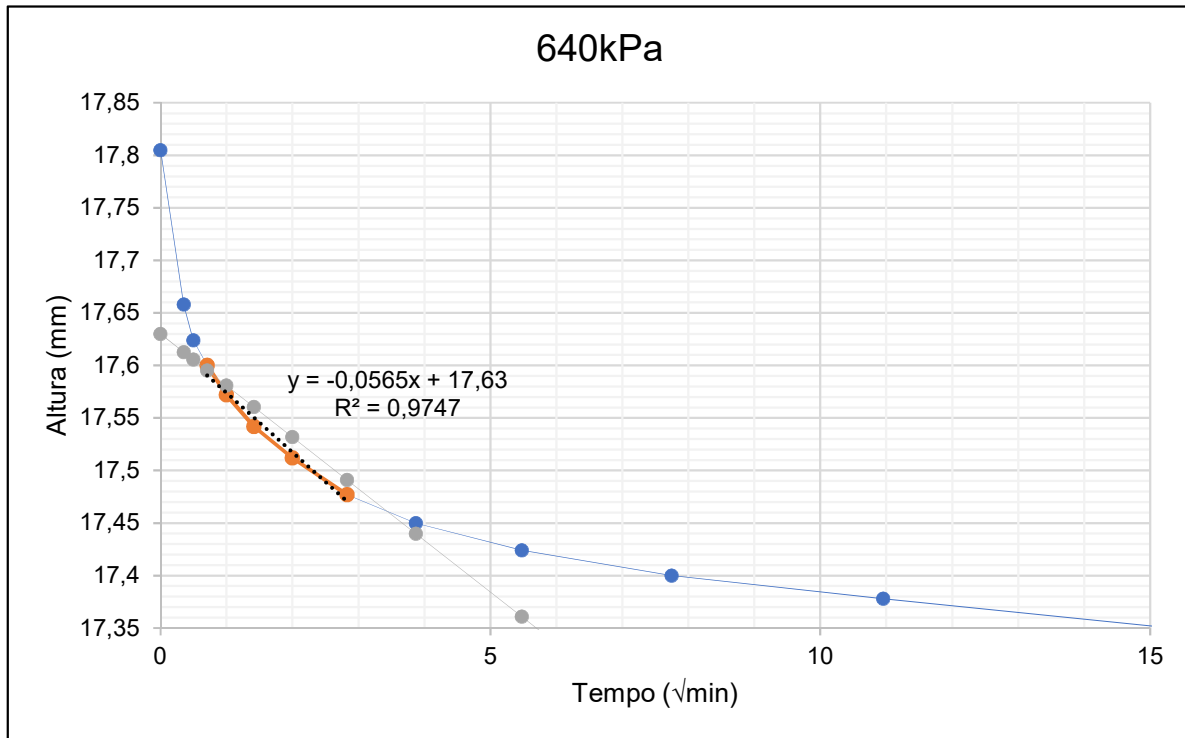
40kPa

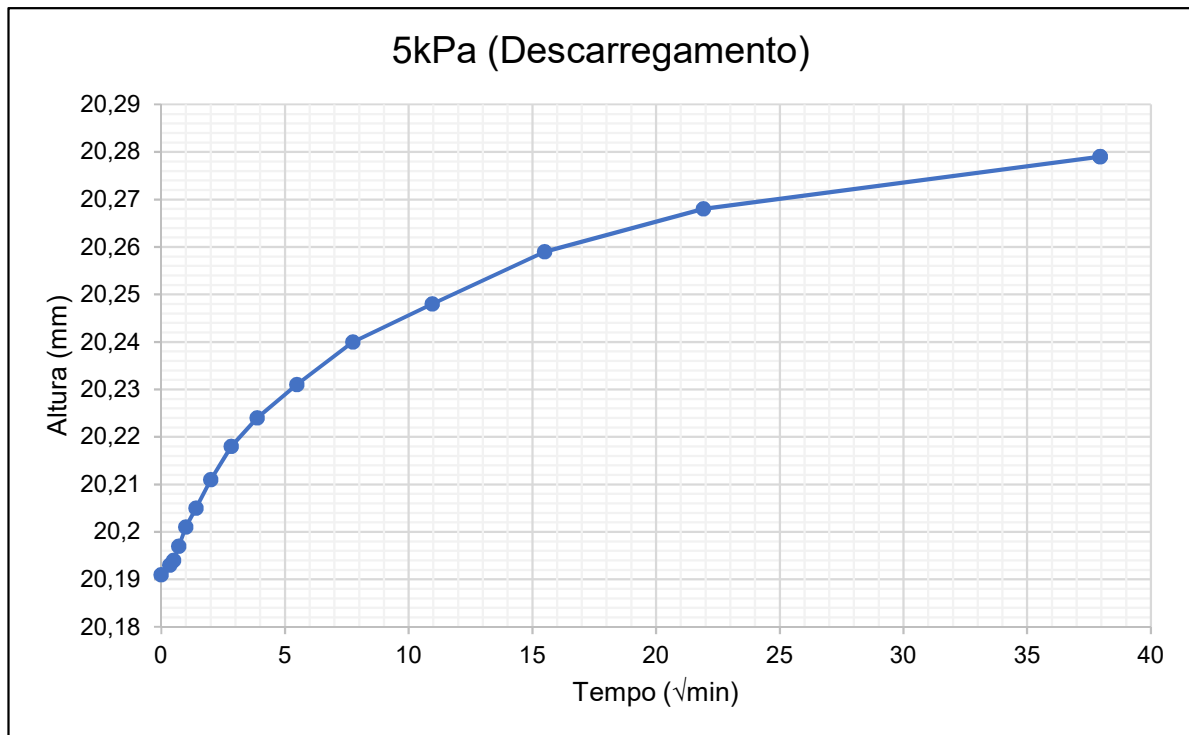
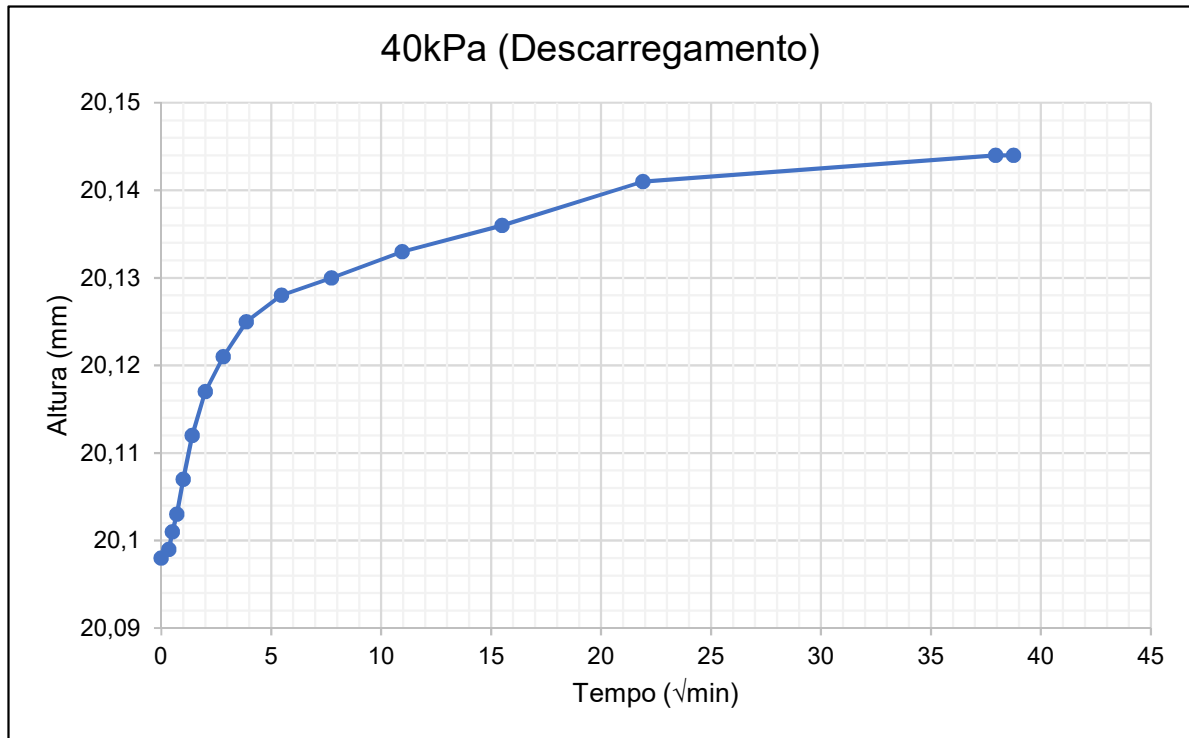


80kPa

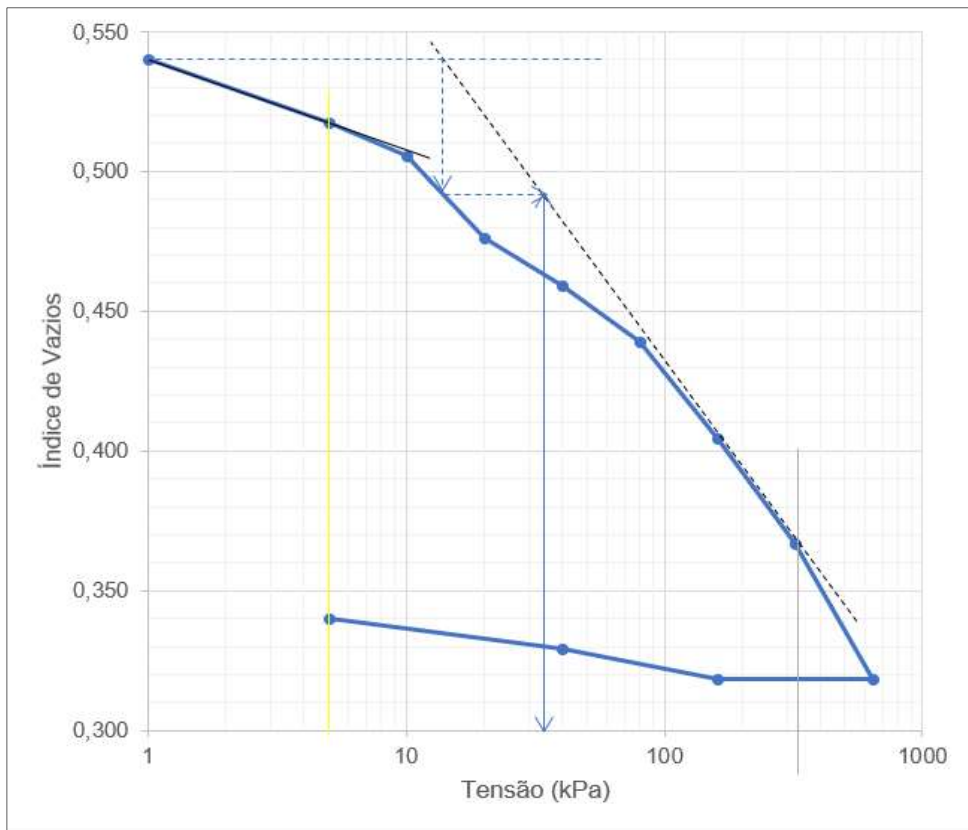




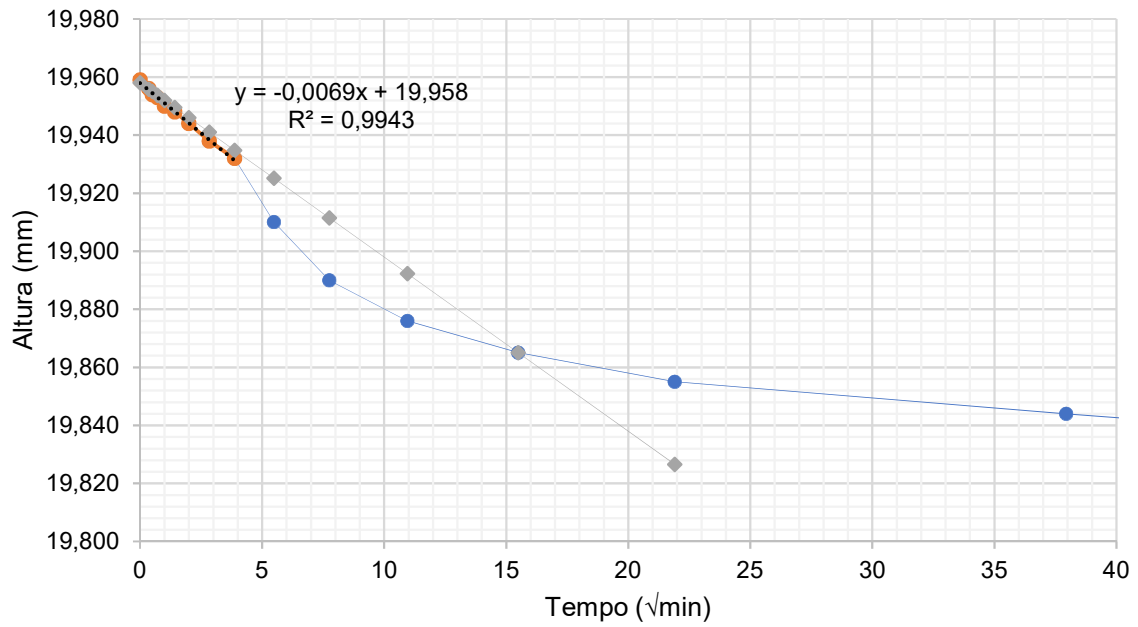




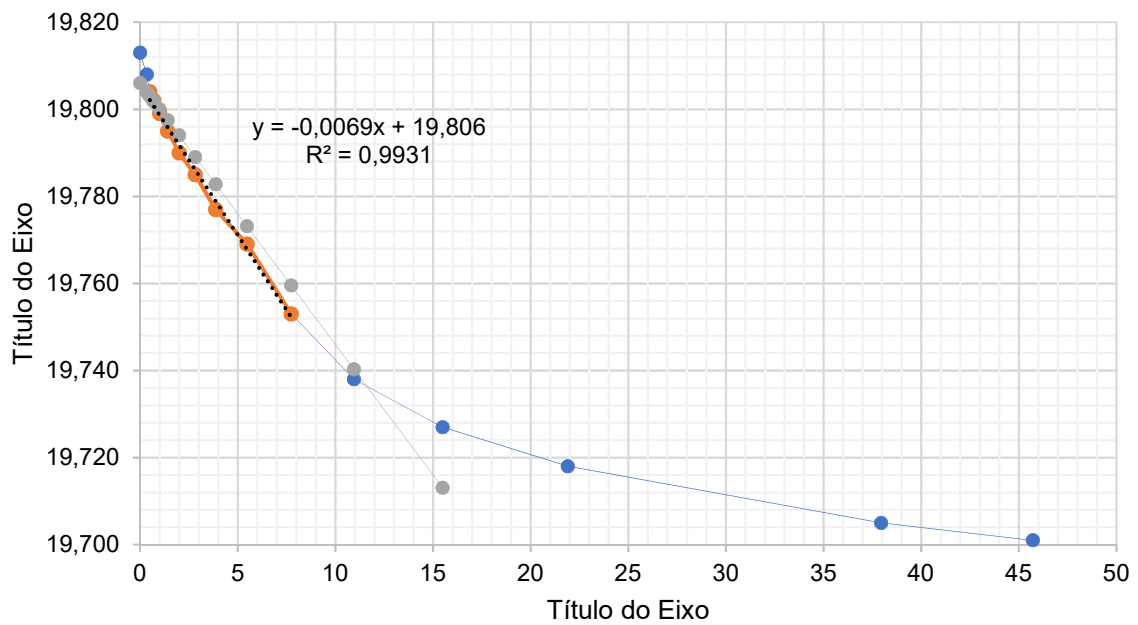
Índice de Vazios x Tensão - Ensaio 01



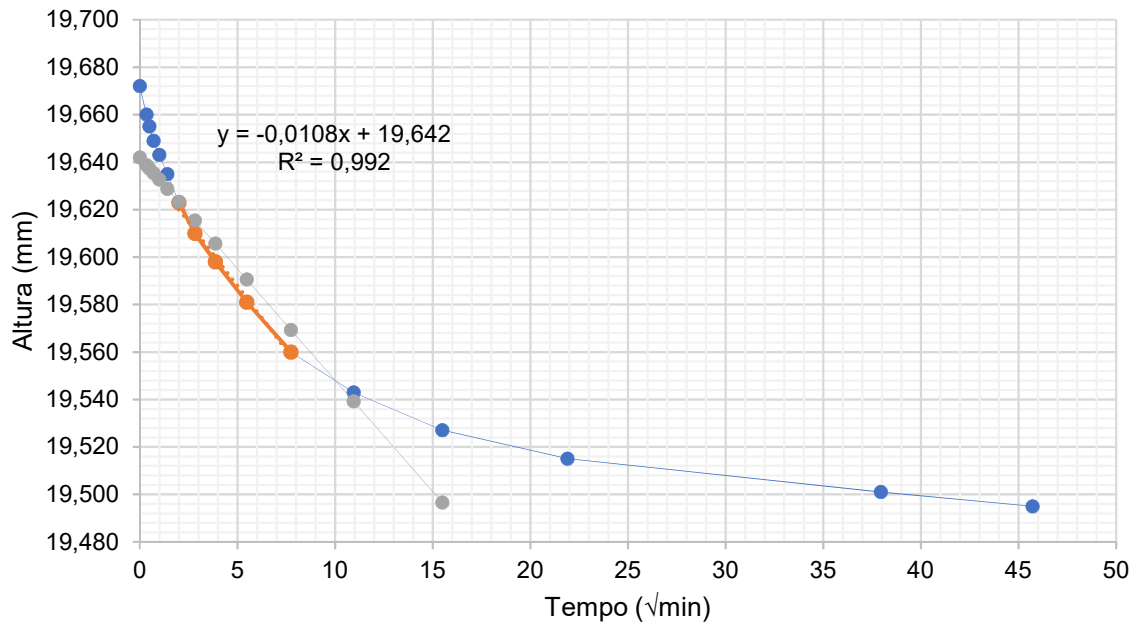
5kPa (2)



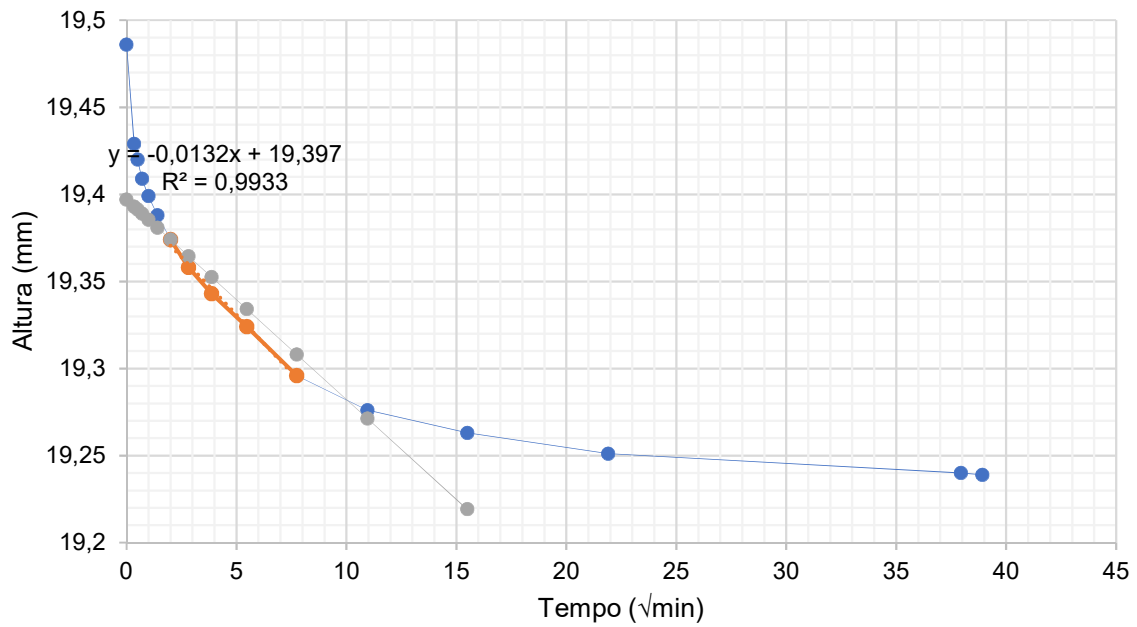
10kPa (2)

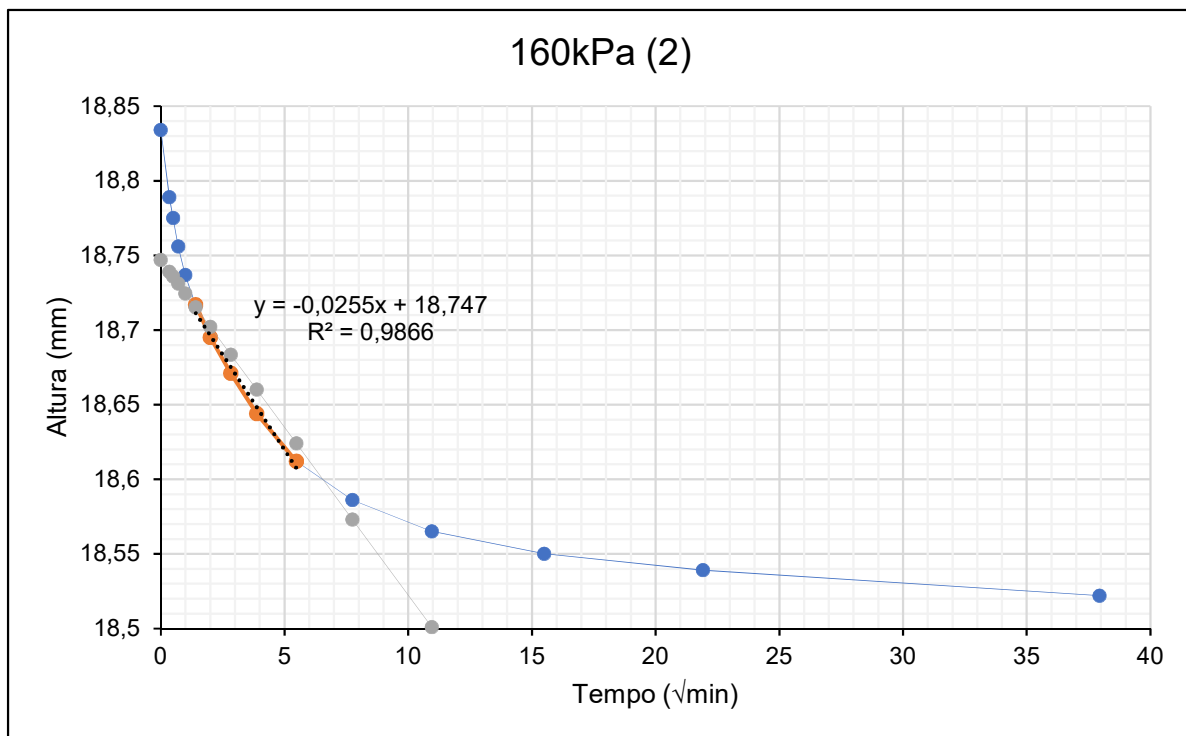
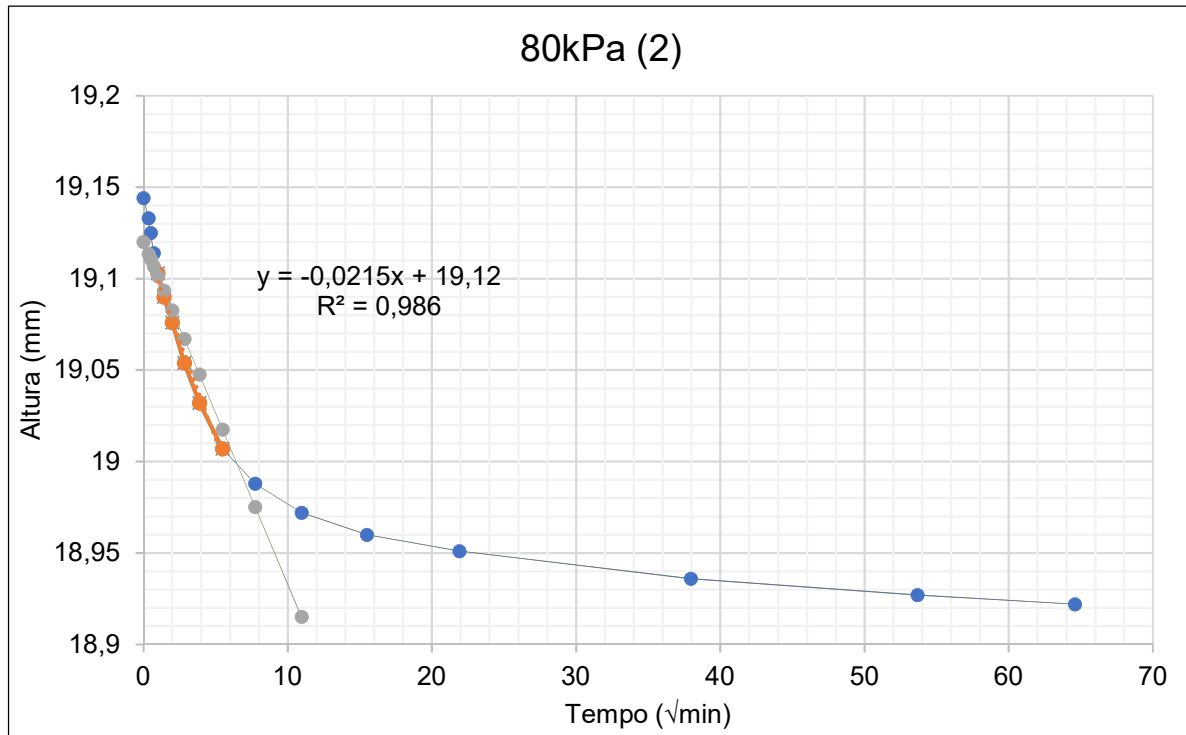


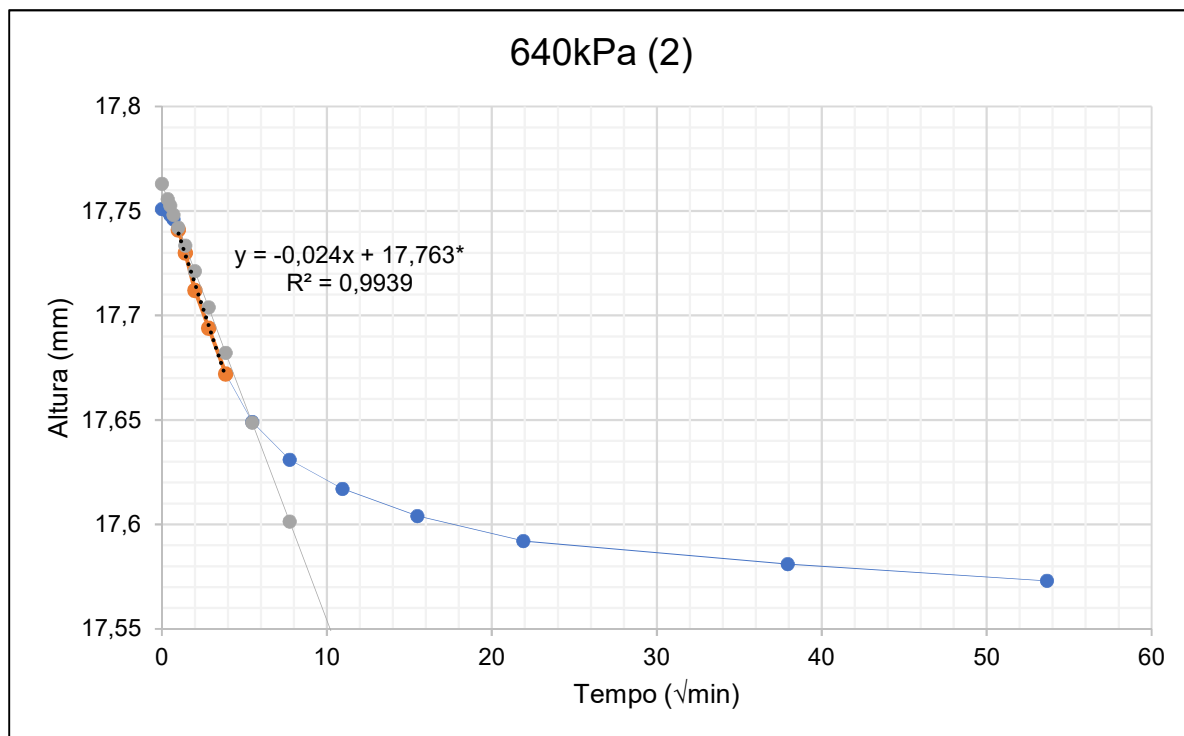
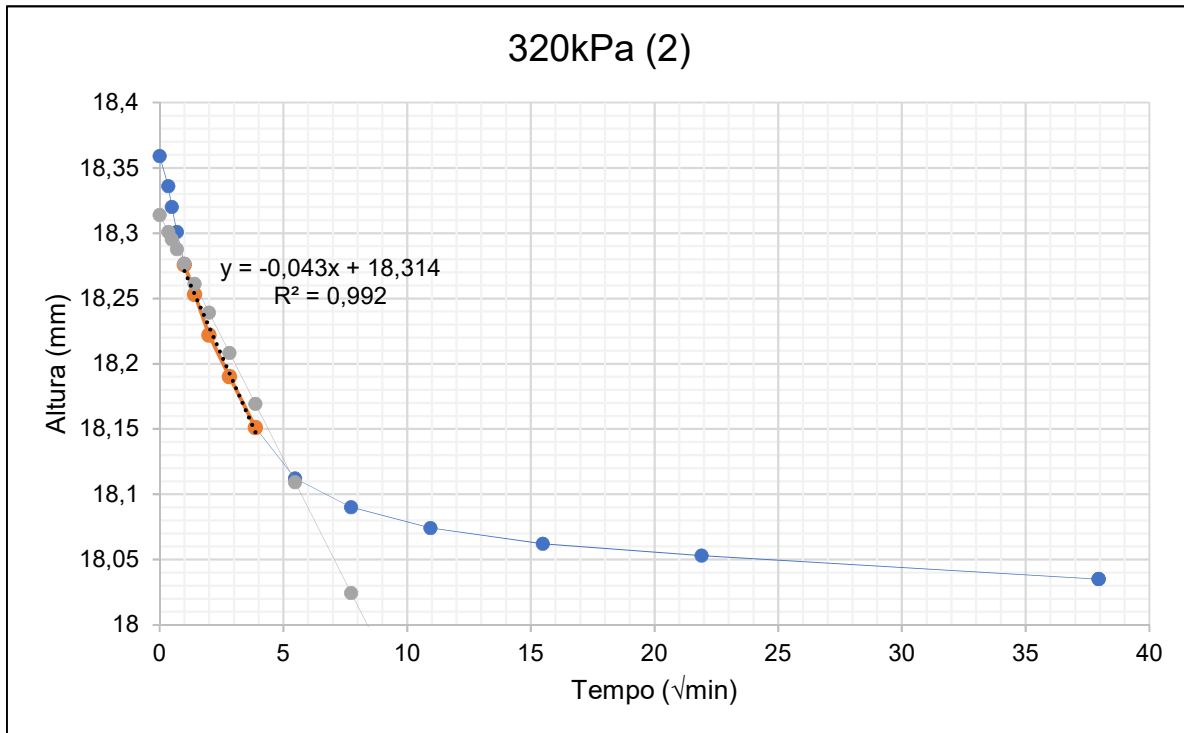
20kPa (2)



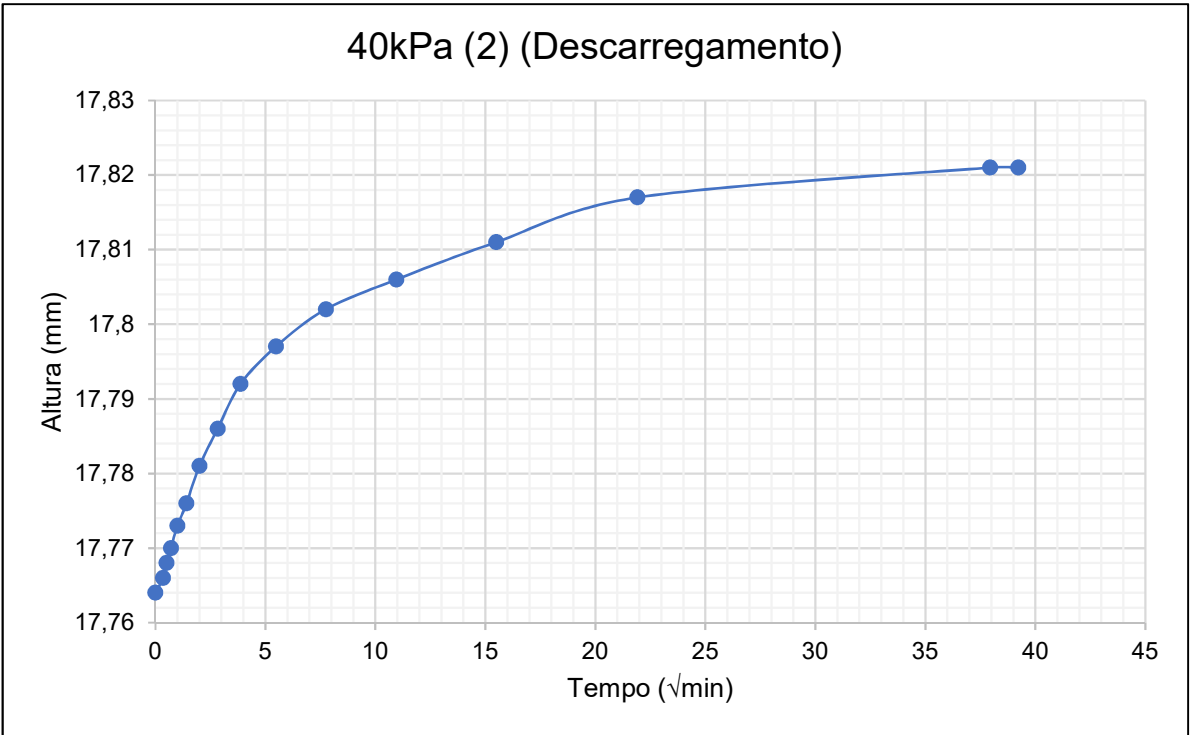
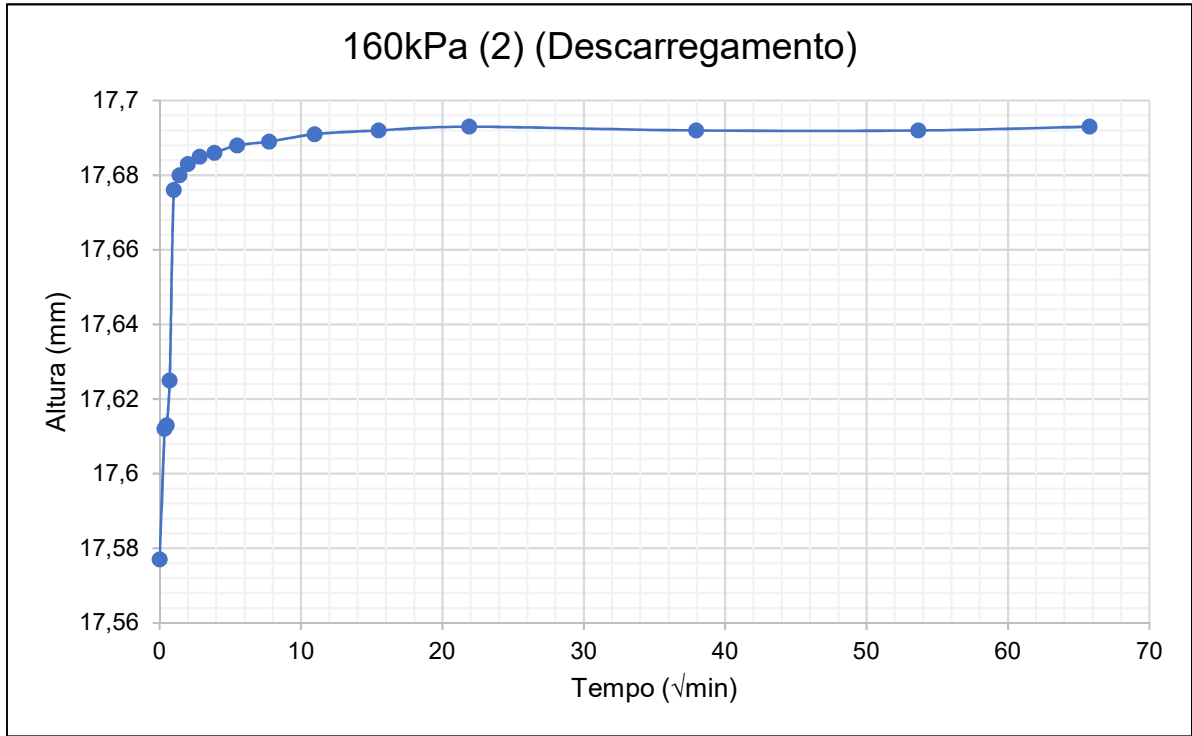
40kPa (2)



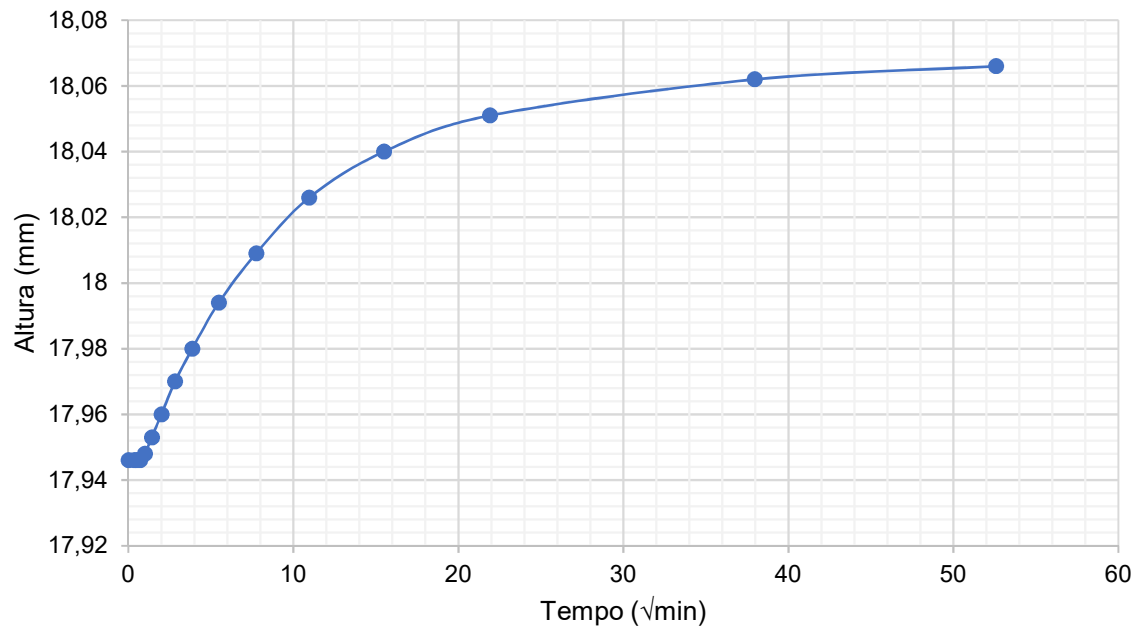




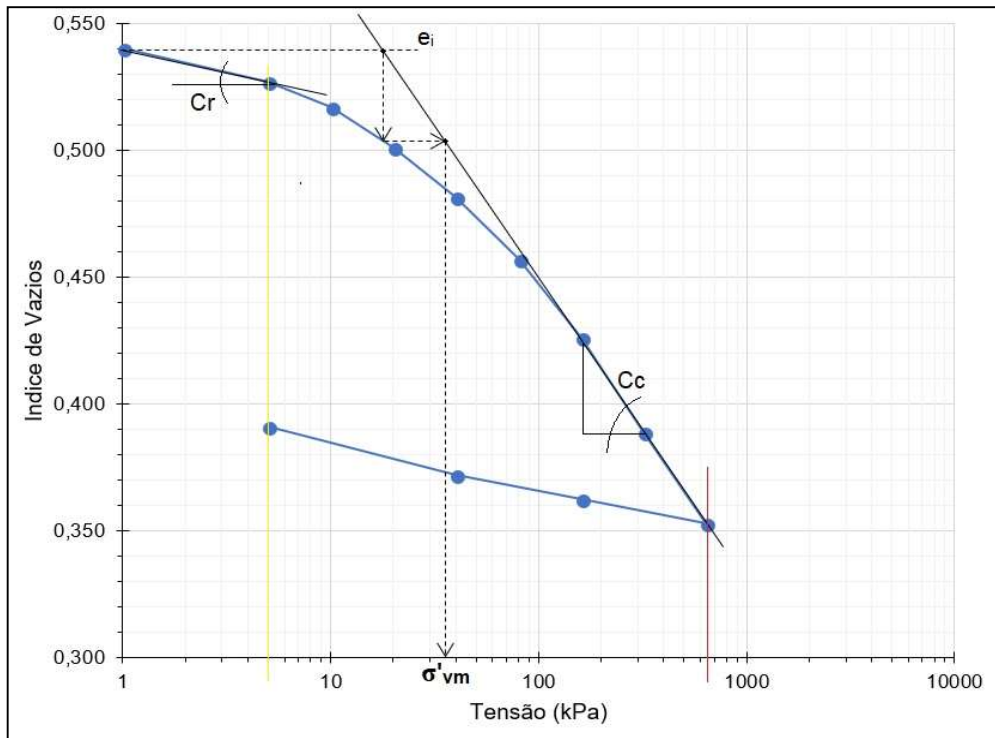
* $h_0 > h_{\text{real}}$ por atraso no início da leitura pelo software



5kPa (2) (Descarregamento)



Índice de Vazios x Tensão - Ensaio 02



APÊNDICE D – RELATÓRIO DE CARGAS ALTO QI EBERICK

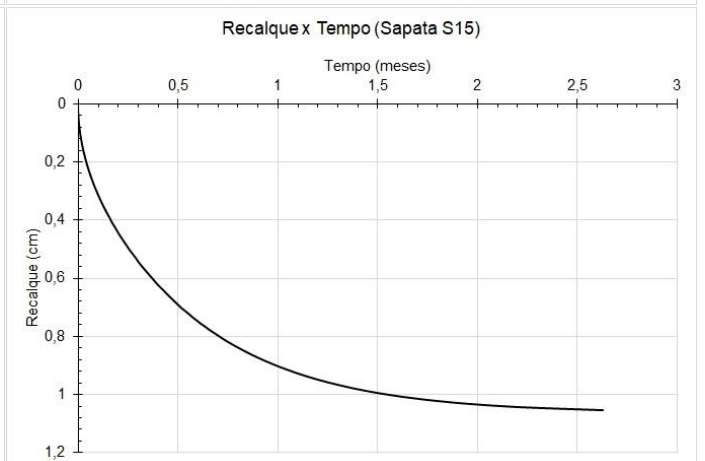
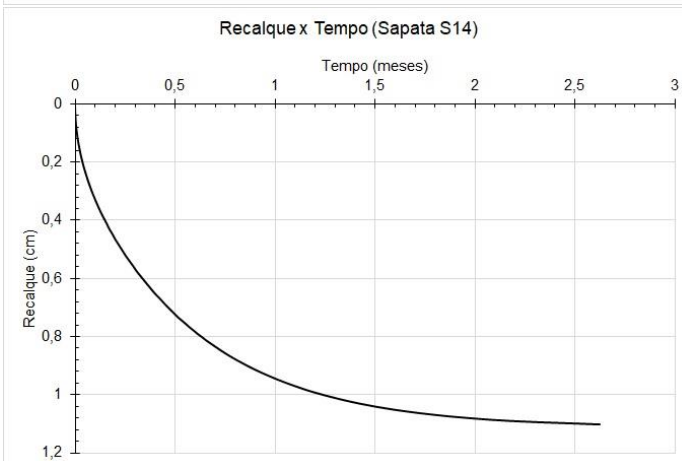
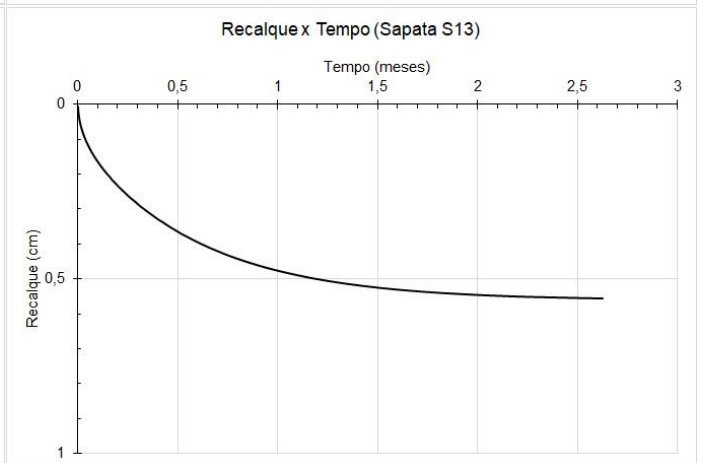
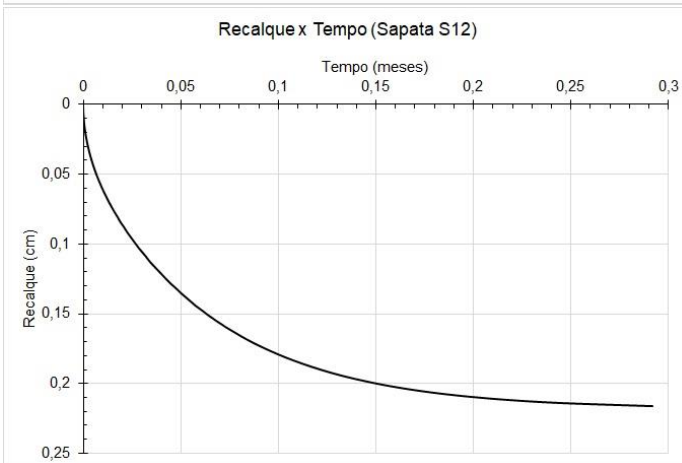
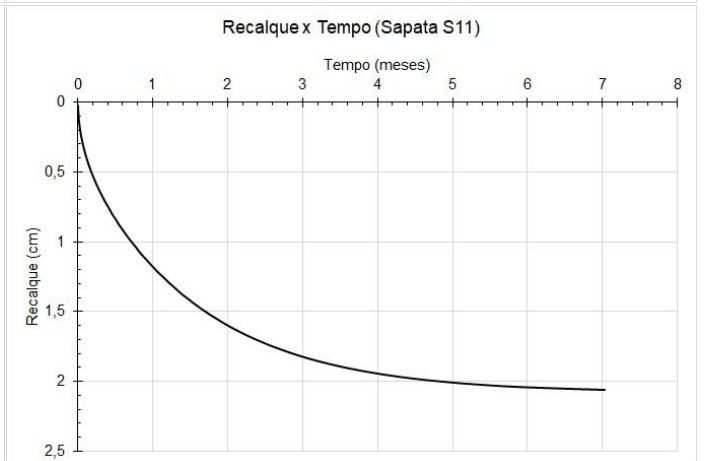
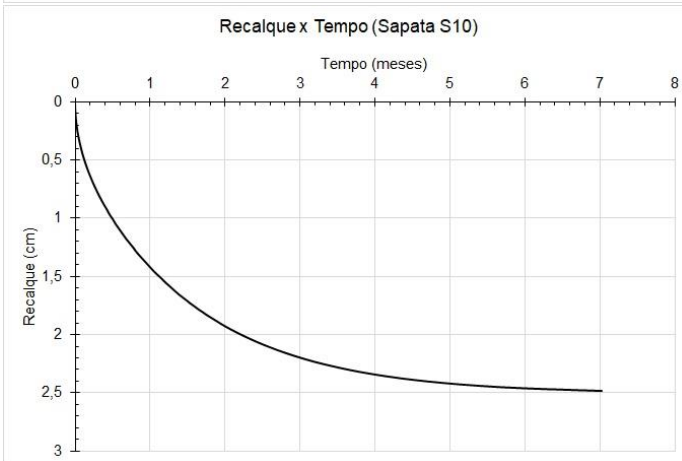
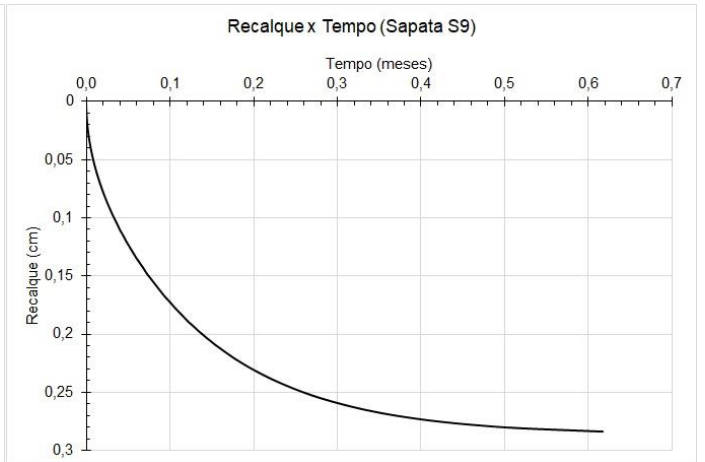
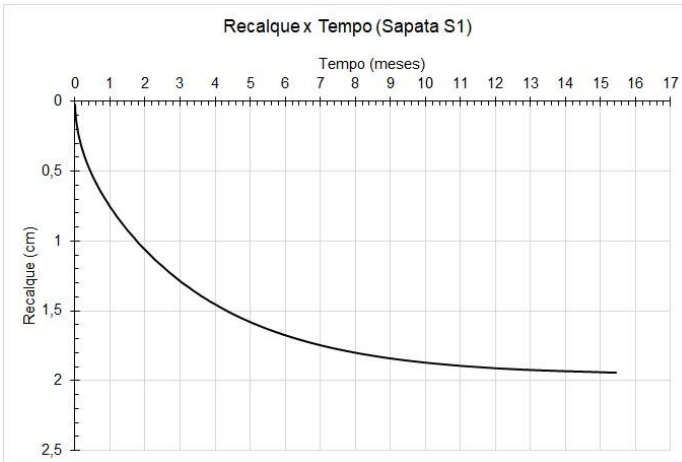
	AltoQi Eberick 2018 Plena - Demonstrativo	
		30/4/2018 17:40:26

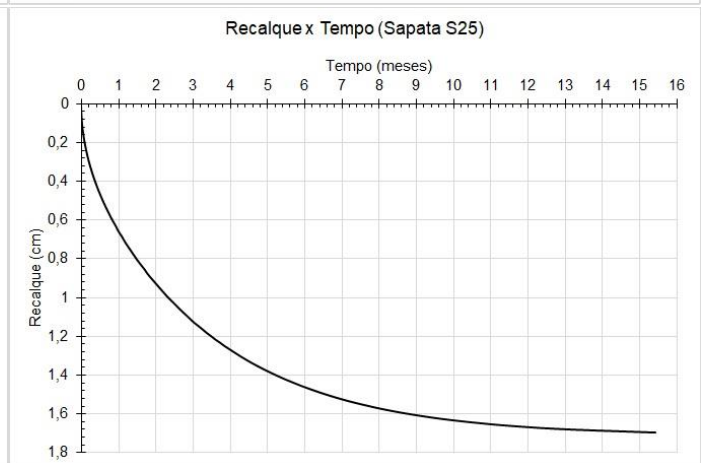
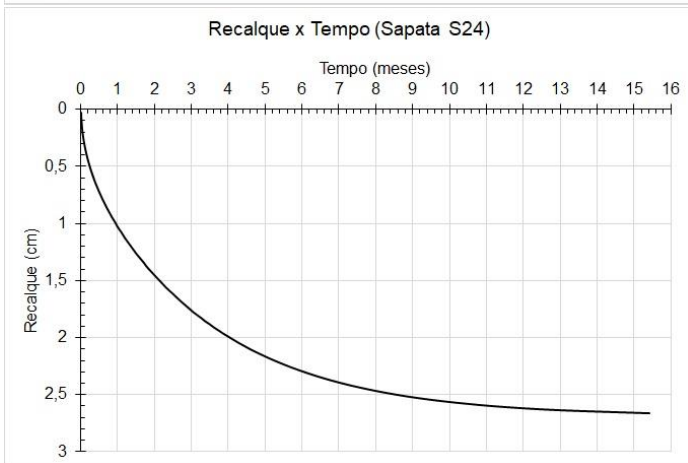
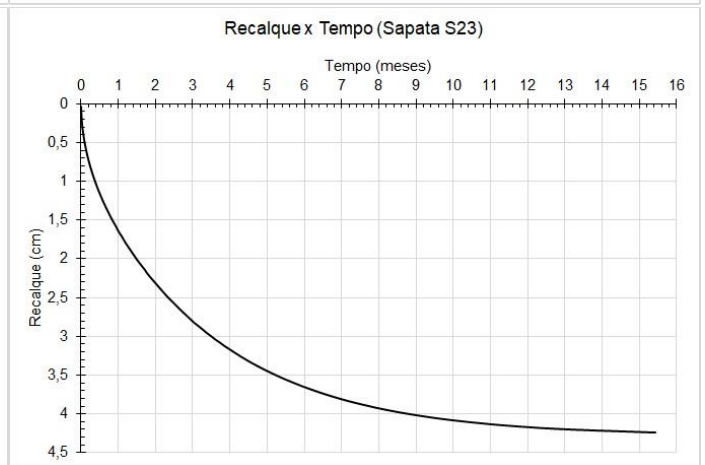
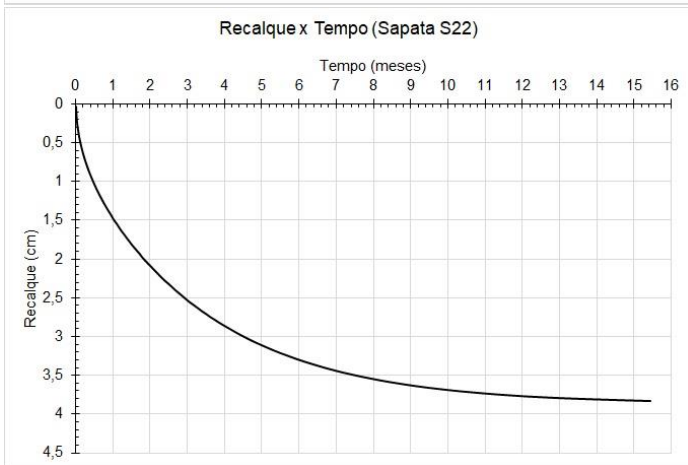
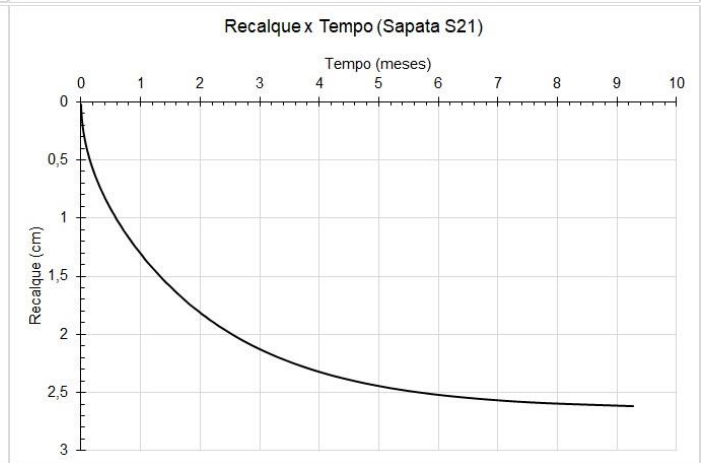
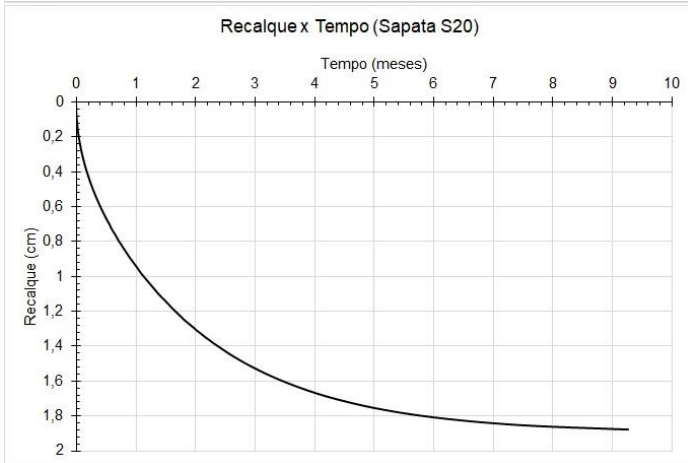
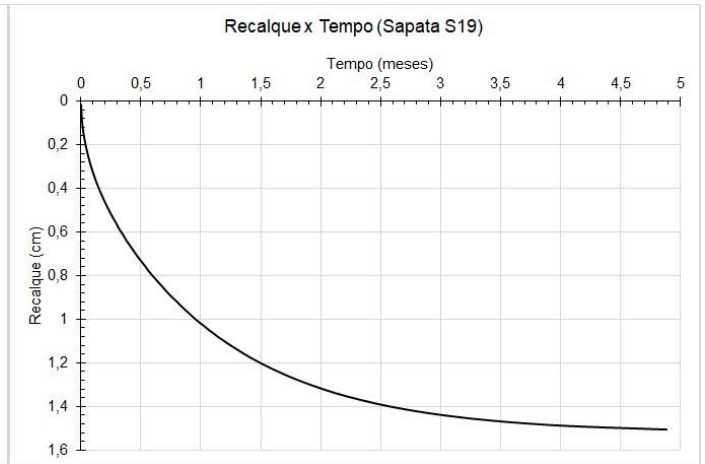
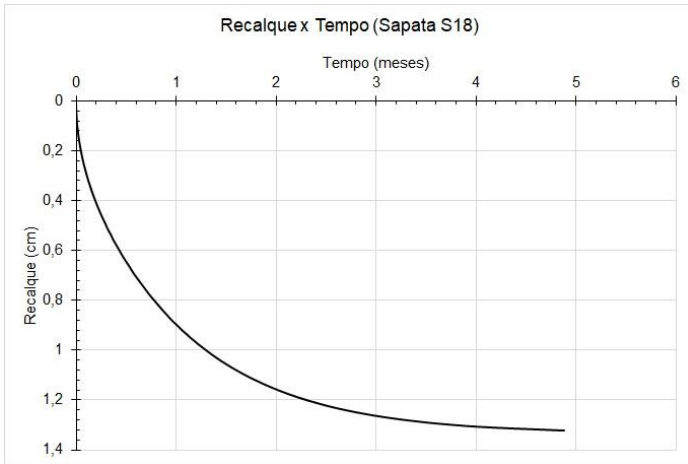
Relatório das Sapatas

Vigas de Fund	fck = 25.00 MPa	E = 24150 MPa	Peso Espec = 25.00 kN/m ³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

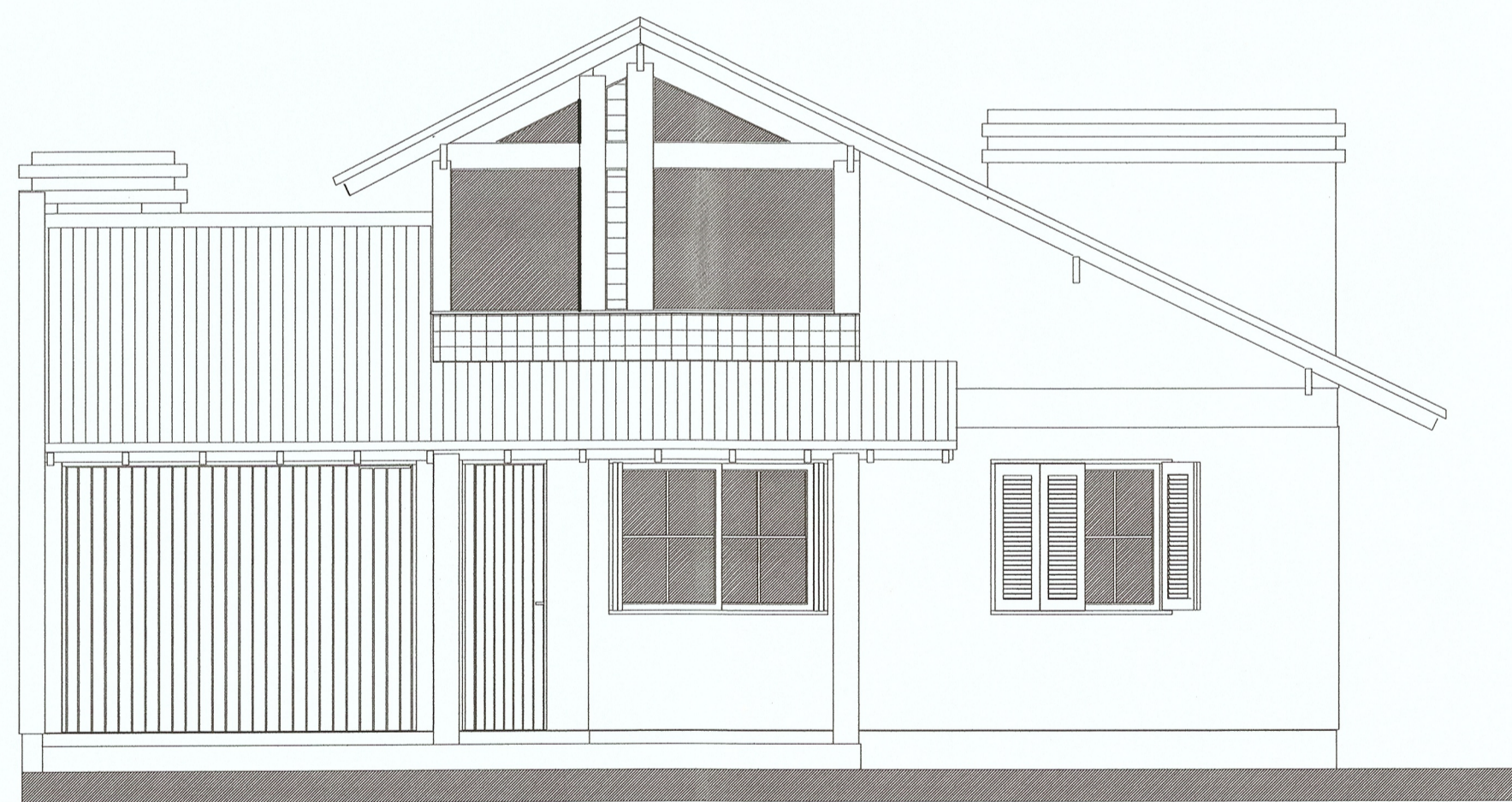
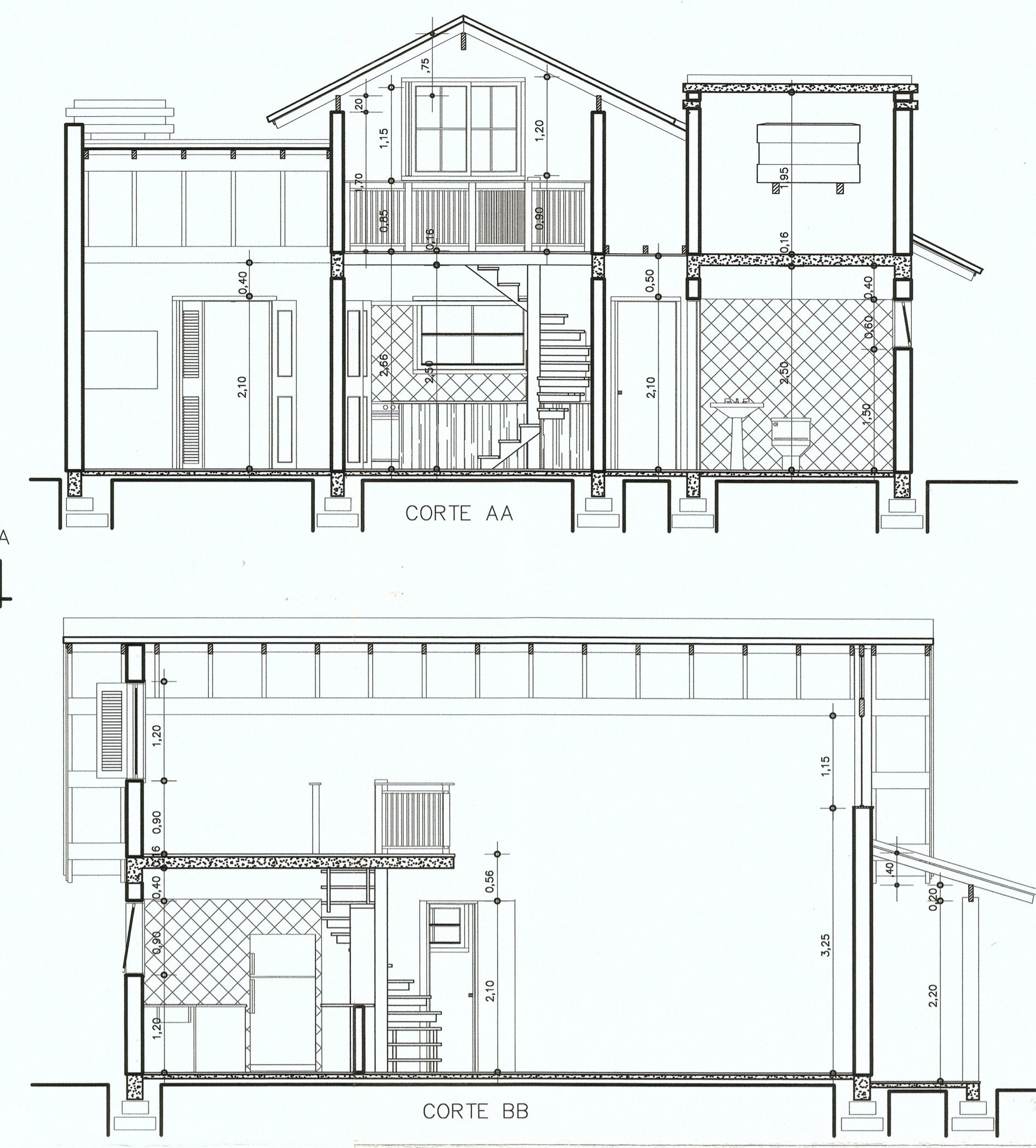
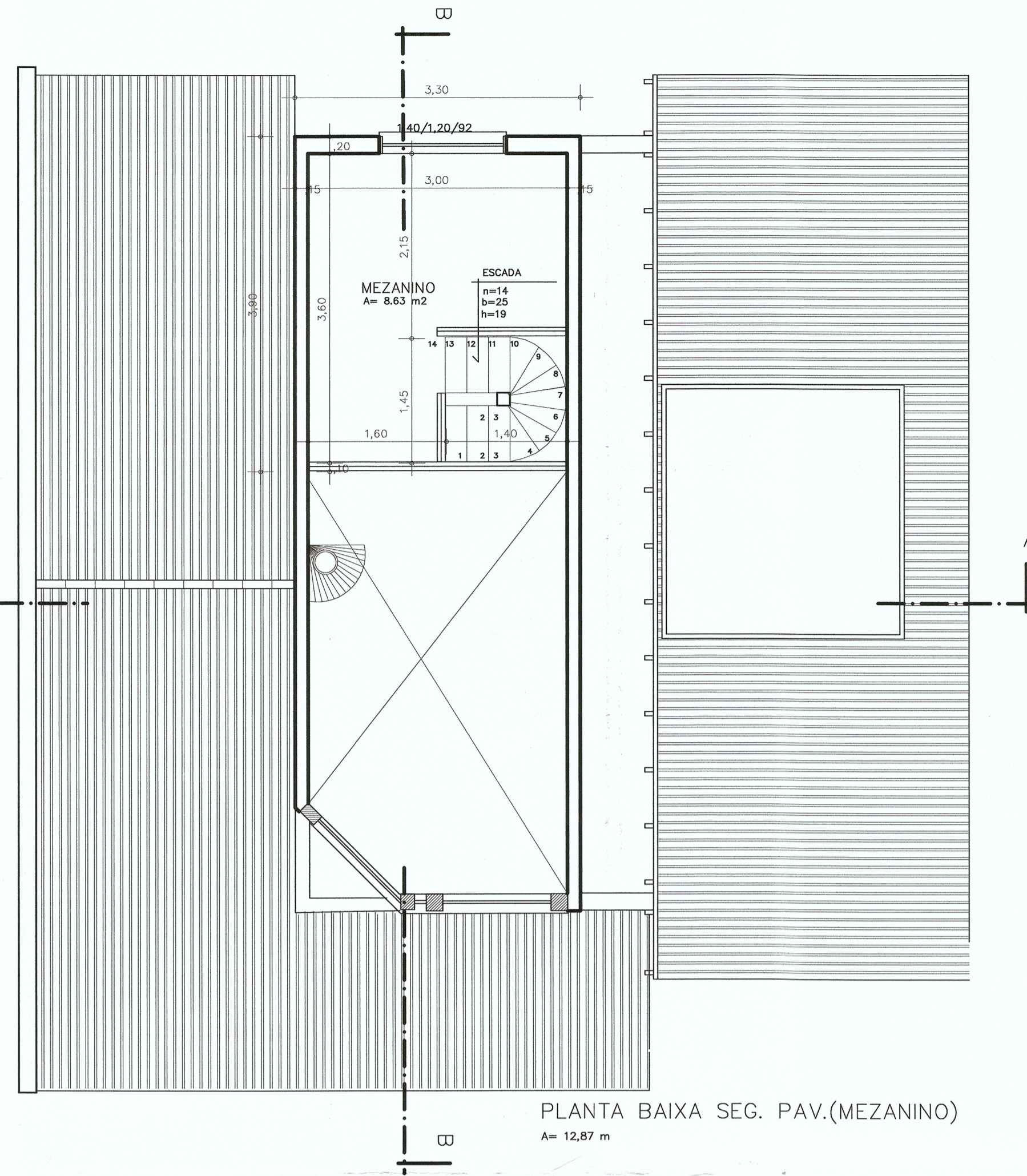
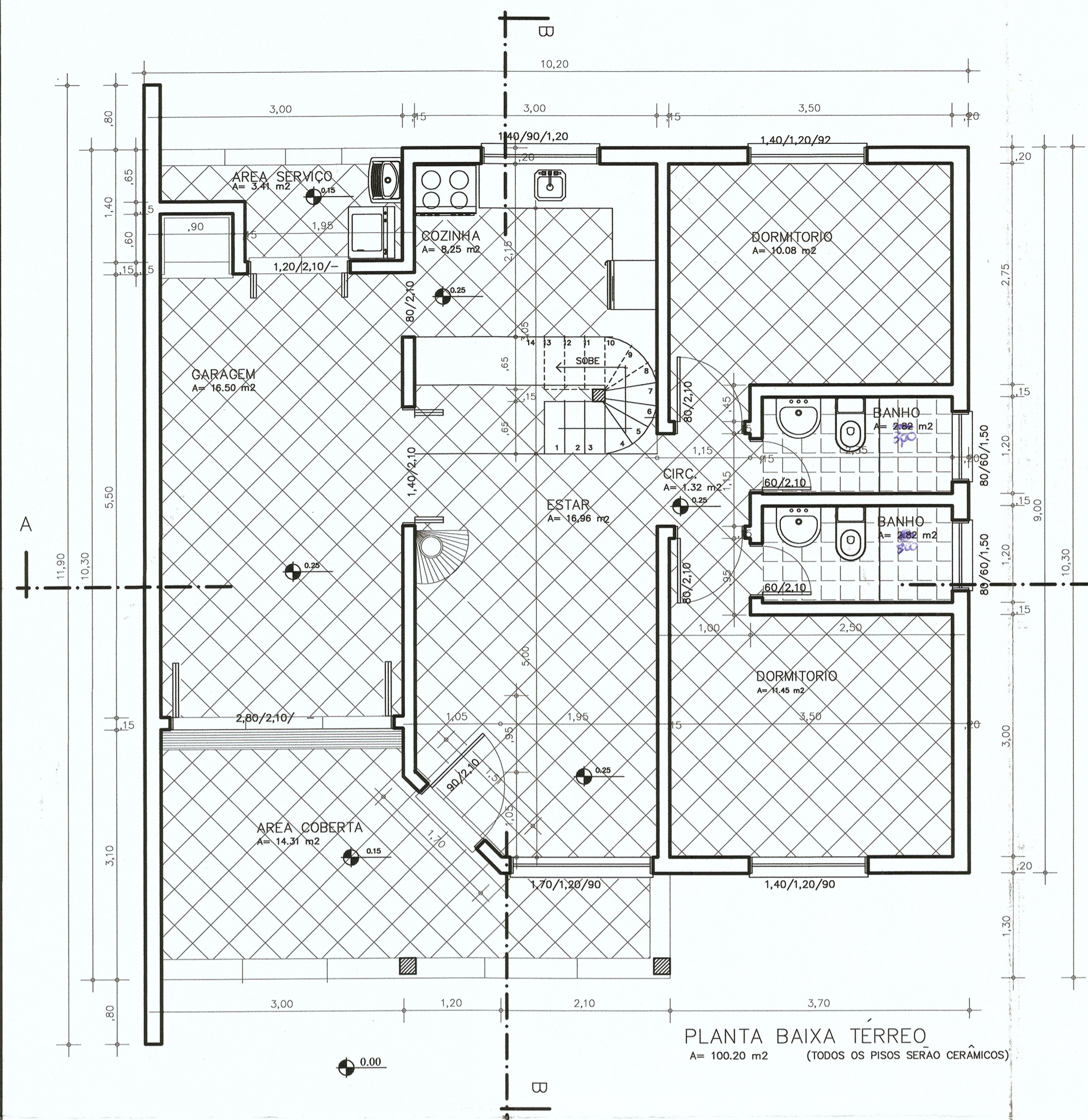
Nome	Dados						Resultados			
	Esforços			Padm	Solo		Dimensões (m)		Armadura	
	MB MH (kN.m)	FB FH (kN)	Carga Carga total (kN)		E Solo (kN/m ³) Coesão (kN/m ²)	Ângulo atrito (graus)	B H	H0 H1	AsB inf AsB sup	AsH inf AsH sup
S1	0.00 0.00	2.88 0.53	30.73 52.44							
S2	4.58 1.97	2.81 1.27	56.98 97.97							
S3	-2.31 -4.72	1.46 2.95	78.17 128.51							
S4	-3.95 2.69	2.18 1.79	34.25 62.89							
S5	0.00 0.00	6.50 0.48	45.35 76.18							
S6	6.88 2.62	4.36 1.68	47.28 83.92							
S7	6.56 2.74	4.36 1.81	41.85 76.37							
S8	5.72 2.31	3.45 1.50	54.25 90.89							
S9	3.72 2.53	1.56 1.73	58.77 95.41							
S10	4.49 2.22	2.78 1.47	77.27 127.61							
S11	4.53 -2.89	2.85 2.04	60.60 101.59							
S12	3.82 -2.75	2.10 1.84	68.27 109.26							
S13	0.00 0.00	4.46 0.51	43.49 74.32							
S14	5.52 6.55	2.49 3.81	65.53 120.05							
S15	4.71 -2.51	3.02 1.68	69.44 114.96							
S18	2.53 -4.40	1.76 2.77	55.60 96.59							
S19	3.74 -2.50	2.06 1.57	67.61 108.60							
S20	0.00 0.00	5.51 0.55	40.04 67.24							
S21	6.06 2.17	3.76 1.34	53.89 94.88							
S22	-2.31 -4.42	1.28 2.85	45.19 81.83							
S23	-2.08 4.52	1.33 2.95	58.31 94.94							
S24	-3.63 -2.43	2.04 1.68	28.66 53.65							
S25	0.00 0.00	0.93 0.81	17.72 33.21							

APÊNDICE E – GRÁFICOS RECALQUE *VERSUS* TEMPO

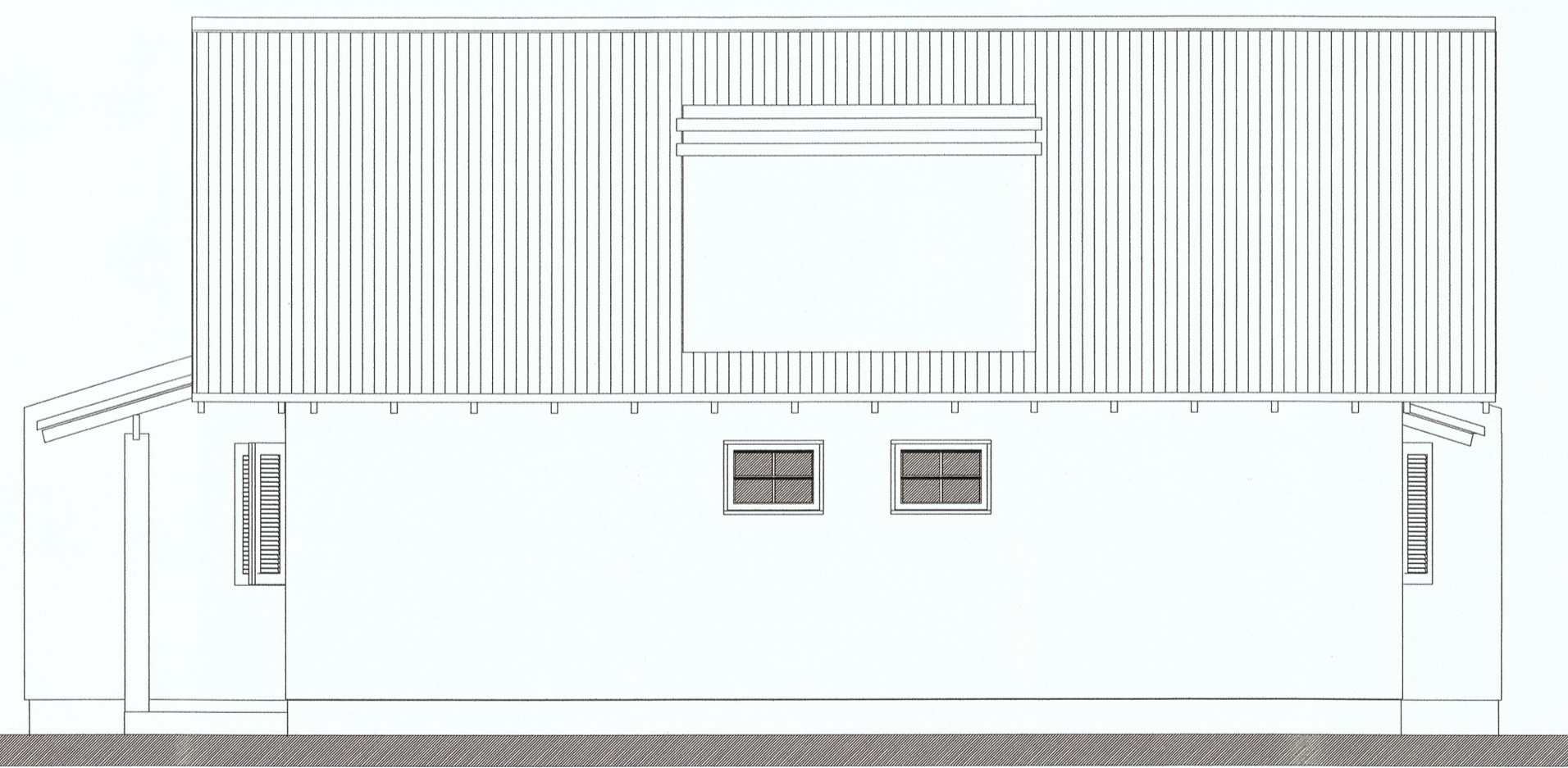




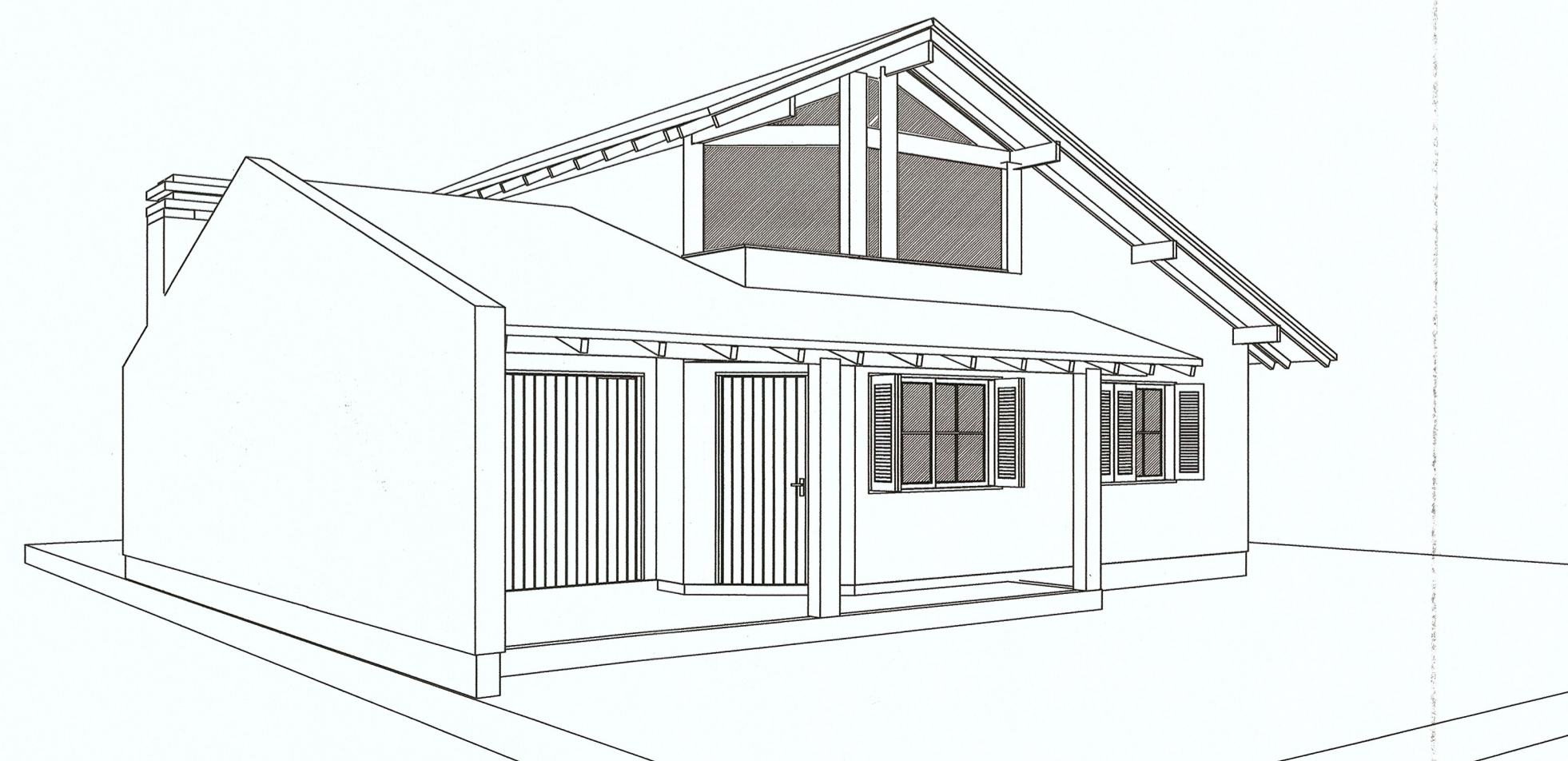
ANEXO A – PLANTA BAIXA E LOCALIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO



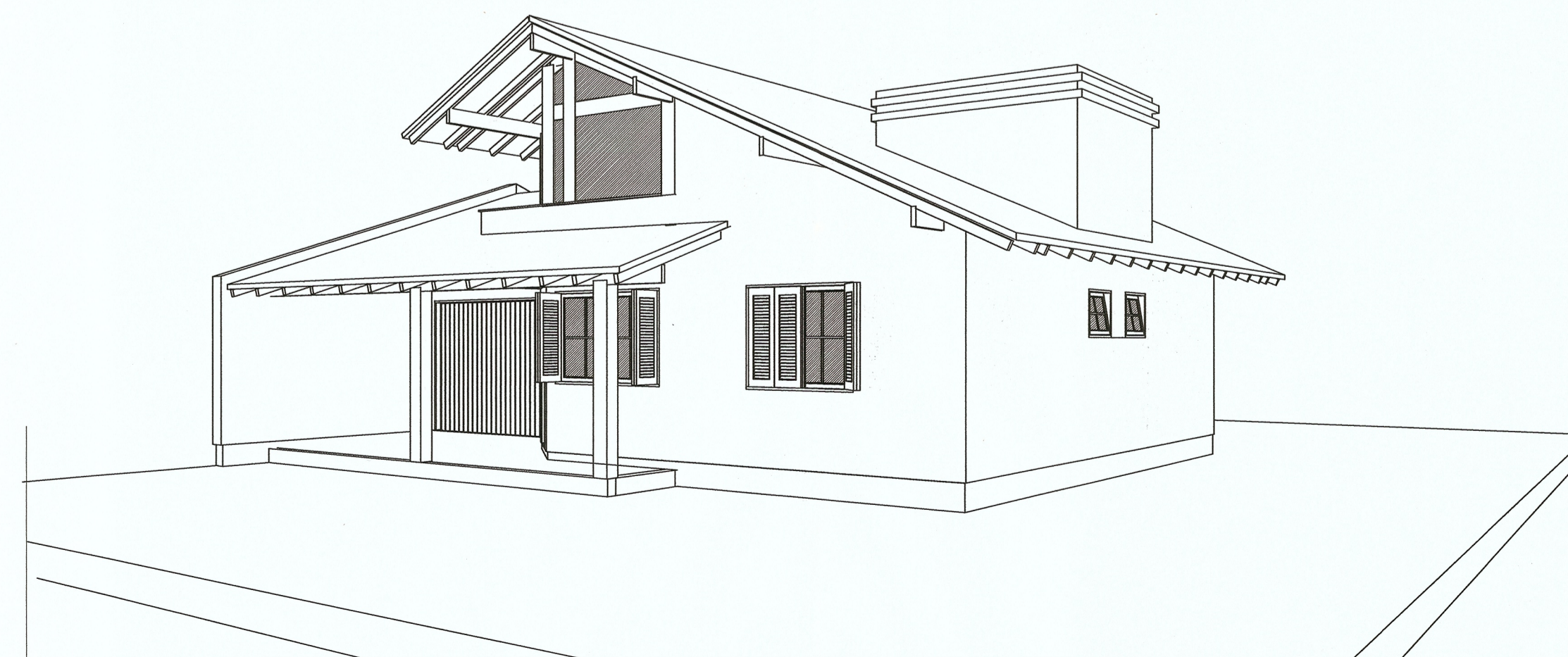
FACHADA FRONTAL



FACHADA LATERAL



PERSPECTIVA ILUSTRATIVA 2



PERSPECTIVA ILUSTRATIVA 1

PROJETO Nº 168/2004
 APROVADO EM 29/11/04
 SECRETARIA MUNICIPAL DE OBRAS,
 SANEAMENTO E MEIO AMBIENTE
 Nilson Luiz da Silva Mello
 SECRETÁRIO MUNICIPAL DE OBRAS,
 SANEAMENTO E MEIO AMBIENTE

PROJETO ARQUITETÔNICO

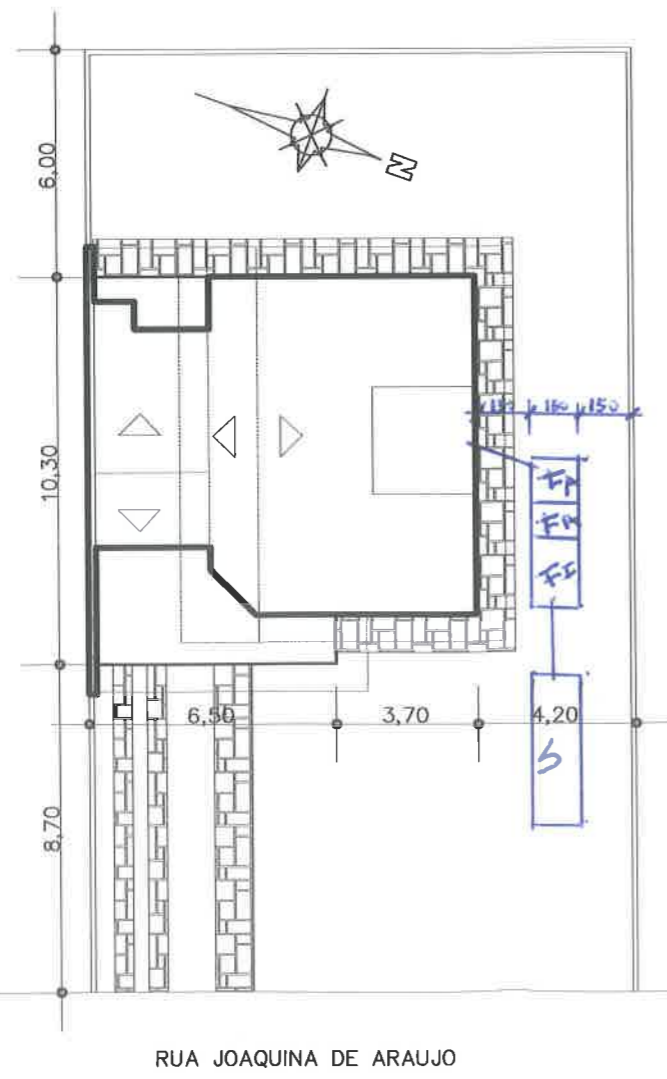
RESIDENCIAL

PL. BAIXA FACHADAS E CORTES

PROPRIETÁRIO	LEILA CLOE ROCHA E CLEO ALMEIDA DE SOUZA	ÁREA	113,07 m ²
RESP. TÉCNICO	ENGR. CIVIL RUAPEL GALETTO CREA 56463-D	ESCALA	1/50
OBS.	PROJ. JOSÉ LUIZ NUNES	DATA	01/2004
	CREASC 016166-7	PRANCHA	A02



SITUAÇÃO
ESC. 1/1000



LOCALIZAÇÃO
ESC.: 1/200

PROJETO Nº 16812004
APROVADO EM 29/11/04
Secretaria Municipal de Obras,
Saneamento e Meio Ambiente
Nilson Luiz da Silva Mello
SECRETÁRIO MUNICIPAL DE OBRAS,
SANEAMENTO E MEIO AMBIENTE

PROJETO ARQUITETÔNICO



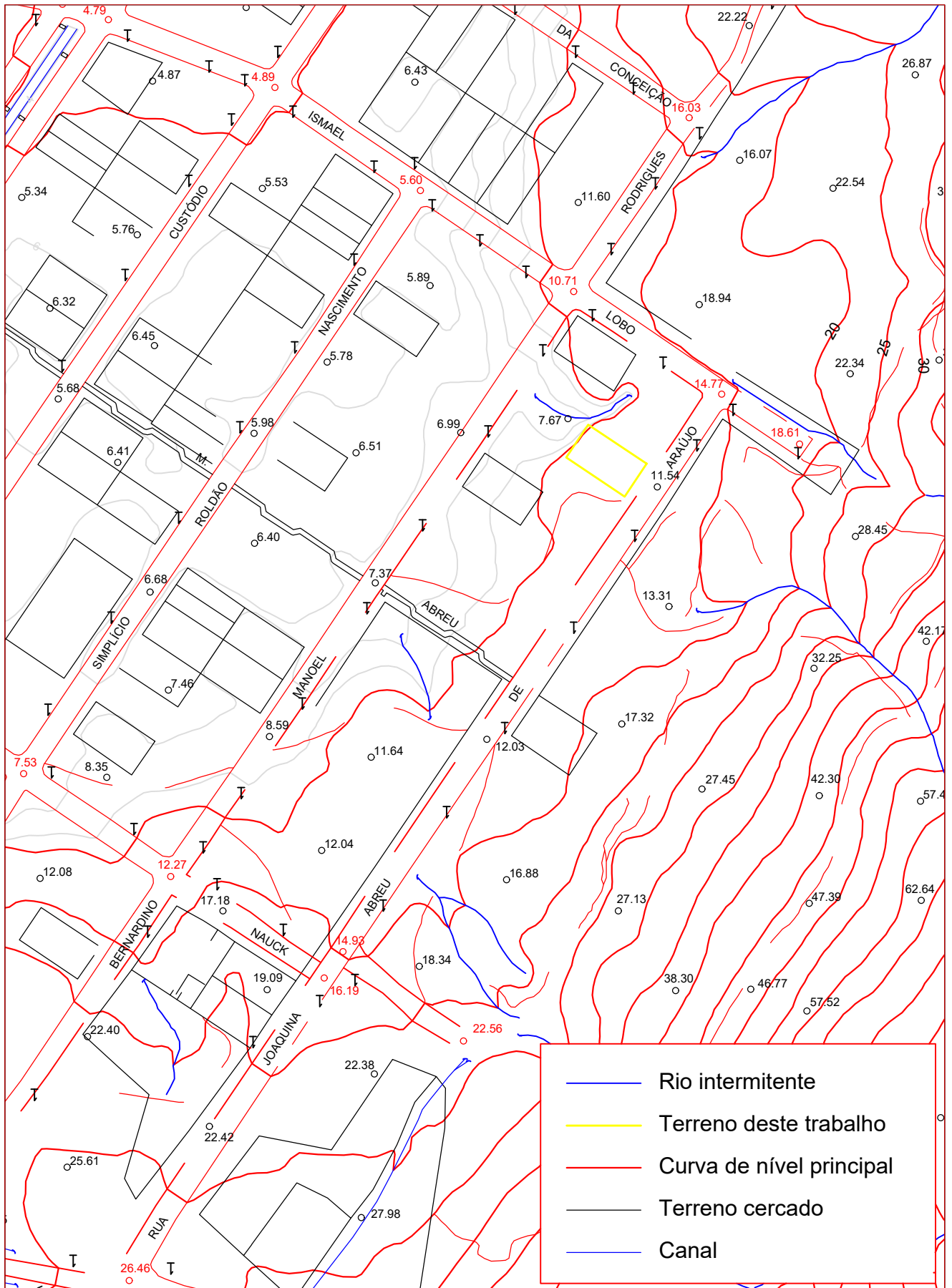
RESIDENCIAL

SITUAÇÃO LOCALIZAÇÃO

PROPRIETÁRIO LEILA CLOE ROCHA E CLEO ALMEIDA DE SOUZA
RESP. TÉCNICO ENG. CIVIL INAGÉ RAFAEL GALETTO CREA 56463-D
ARC. JOSÉ LUIZ NUNNES
CREA/SC 016168-7 DESENHO

ÁREA	113,07 m ²
ESCALA	INDICADAS
DATA	OUT/2004
PRANCHA	A01

ANEXO B – ZOOM MAPA GERAL GAROPABA/SC



Universidade do Vale do Rio dos Sinos - UNISINOS

Título: Geral Garopaba (2005) - Recorte		Prancha: 01
Aluno: Lucas Rocha de Souza	Assunto: Localização Terreno	
Semestre: 2018/1	Escala: Sem Escala	

ANEXO C – BOLETIM TÉCNICO SONDAÇÃO SPT

Imbituba 21 de Fevereiro de 2018

CLIENTE: LUCAS ROCHA DE SOUZA

CPF: 023.618.510-16

SERVIÇO: Rua Joaquina Abreu de Araujo 312 - Loteamento Panorâmico - Garopaba/ SC

ASSUNTO: Realização de ensaios SPT, para fins dimensionamento de fundação.

RELATÓRIO

2. SERVIÇOS EXECUTADOS

Foram executados 02 (dois) furos de sondagem de reconhecimento (SPT-01á SPT-02), totalizando 11,90 metros de perfuração.

3. SONDAGEM À PERCUSSÃO

As perfurações foram executadas por percussão com auxílio de circulação de água e protegidas por um revestimento de 76,2 mm (3") de diâmetro nominal.

A extração das amostras foi feita com a cravação de amostrador padrão de 34,9 mm (1 3/8") e 50,8 mm (2") de diâmetro interno e externo, respectivamente.

Anotou-se o número de golpes de um peso de 65 kg, que cai em queda livre de 75 cm de altura, para cravar 45 cm do amostrador descrito acima, nas camadas de solo atravessadas.

O número obtido fornece a indicação da compactidade (caso dos solos de predominância arenosa ou silto-arenosa) ou da consistência (caso dos solos de predominância argilosa ou silto-argilosa) dos solos em estudo.

Para execução da sondagem foram obedecidos os métodos preconizados na NBR 6484/2001 da ABNT.

4. LOCAÇÃO E NIVELAMENTO

-Locação e nivelamento encargos do Cliente

5. RELAÇÃO DE ANEXOS

- Planta de locação dos furos de sondagem encargos do Cliente;

- Perfis individuais dos furos de sondagem. As diversas colunas apresentam: número de golpes necessários à cravação do amostrador para penetrar 45 cm (ou outro comprimento devidamente indicado), nível d'água, cotas em relação ao RN escolhido, situação e numeração das amostras extraídas, profundidade das diversas camadas em relação à superfície do terreno e, finalmente, a classificação dos solos encontrados, de acordo com a nomenclatura da NBR 7250/2001 da ABNT.

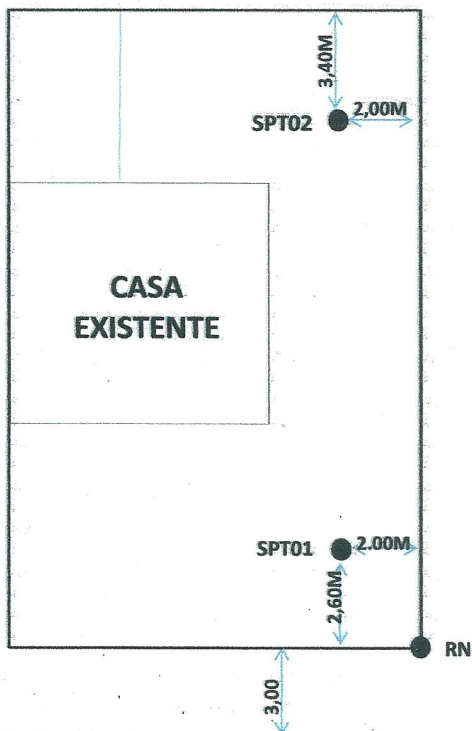
Estamos às ordens para os esclarecimentos adicionais que forem úteis.


LUÍS OTÁVIO O. RAMOS
CREA -RS 143366

RELATÓRIO Nº: 1534

CLIENTE: LUCAS ROCHA DE SOUZA

LOCAL: RUA JOAQUINA ABREU DE ARAUJO 312- LOTEAMENTO PANORAMICO - GAROPABA / SC

**LOCAÇÃO ESQUEMÁTICA
(SEM ESCALA)**

RUA JOAQUINA ABREU DE ARAUJO

OBS.: Planta de amarração sem escala e referência, para simples reconhecimento.

2002

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT
NBR 6484/01

CLIENTE: LUCAS ROCHA DE SOUZA
 OBRA: RESIDENCIA LUCAS ROCHA
 LOCAL: RUA JOAQUINA ABREU DE ARAUJO 312 - LOTEAMENTO PANORAMICO - GAROPABA/ SC

SONDAGEM À PERCUSSÃO **SPT 01**
 INÍCIO: 19/02/2018 TÉRMINO: 19/02/2018
 COTA: -0,20 COORD. N: E:

GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR: Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
			INI.	FIN.						
							0,10	CAMADA VEGETAL, COR VERDE		TC
	1,00	2/15 2/15 2/15	4	4		00		ARGILA ARENOSA, POUCO PLÁSTICA, MOLE, COR VARIEGADA		1,00
	2,00	1/15 2/15 1/20	3	3/35		01	2,30			
	3,00	1/20 1/20	2/40	1/20		02	3,10	ARGILA ARENOSA, POUCO PLÁSTICA, MUITO MOLE, COR CINZA		TH
	4,00	1/25 1/23	2/48	1/23		03	4,00	ARGILA ARENOSA, POUCO PLÁSTICA, MUITO MOLE, COR VARIEGADA	3,83	3,83
	5,00	1/15 2/15 1/15	3	3		04		ARGILA ARENOSA, POUCO PLÁSTICA, MUITO MOLE A MOLE, COR CINZA		
	6,00	6/15 6/15 5/15	12	11		05	5,80			CA
	7,00	7/15 13/15 21/15	20	34		06		AREIA MÉDIA E GROSSA ARGILOSA, NÃO PLÁSTICA, MEDIANAMENTE COMPACTA A MUITO COMPACTA, COR VARIEGADA		
	8,00	18/15 30/7	48/22	30/7			9,00	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM		9,00
	9,00							NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.3.3 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT. Ensaio de lavagem: 1° 10 min = 0,00 cm 2° 10 min = 0,00 cm 3° 10 min = 0,00 cm	N.A. INICIAL: 19/02/2018 : 3,00m N.A. FINAL: 19/02/2018 : 3,83m	

OBS.:

LEGENDAS:
 30 cm INICIAIS - - - - - 30 cm FINAIS - - - - - TRADO CAVADEIRA - TC TRADO HELICOIDAL - TH CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA REVESTIMENTO ||

GEOTEC **SONDAGENS**
ENSAIOS GEOTECNICOS
 (48) 3255-5286 www.geotec-brasil.com.br

DATA: 21/02/2018	TRABALHO Nº: 1534	FOLHA: 1534
ESCALA: 1/100	DESENHISTA: ALICIA HERMINIO	SONDADOR: FJC

LUIZ OTÁVIO O. RAMOS CREA- SC 128744-6

SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO DO SOLO COM SPT
NBR 6484/01

CLIENTE: LUCAS ROCHA DE SOUZA
 OBRA: RESIDENCIA LUCAS ROCHA
 LOCAL: RUA JOAQUINA ABREU DE ARAUJO 312 - LOTEAMENTO PANORAMICO - GAROPABA/ SC

SONDAGEM À PERCUSSÃO **SPT 02**
 INÍCIO: 19/02/2018 TÉRMINO: 19/02/2018
 COTA: -0,85 COORD. N: E:

GRÁFICO SPT	PROFUNDIDADE	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/PENET.)			RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO SPT		INTERPRETAÇÃO GEOLÓGICA	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	AMOSTRADOR: Ø INTERNO = 34.9 mm PESO: 65 Kg Ø EXTERNO = 50.8 mm ALTURA DE QUEDA: 75 cm REVESTIMENTO: 2.00 m	NÍVEL D'ÁGUA	AVANÇO
		3	3	4	INI.	FIN.						
	1.00	3	3	4	6	7		0,20	CAMADA VEGETAL, COR VERDE	CA	2,90	
	2.00	3	6	8	9	14		ARGILA ARENOSA, POUCO PLÁSTICA, MÉDIA A RIJA, COR VARIEGADA				
	2,90	IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM										
NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.3.3 da norma NBR6484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT. Ensaio de lavagem: 1° 10 min = 0,00 cm 2° 10 min = 0,00 cm 3° 10 min = 0,00 cm												

N.A. = NÃO FOI ENCONTRADO

OBS.: FORAM DESLOCADOS 3 (TRÊS) VEZES E NÃO HOUVE AVANÇO SIGNIFICATIVO EM REFERÊNCIA AO FURO INICIAL.

LEGENDAS: 30 cm INICIAIS - - - - • 30 cm FINAIS - - - - • TRADO CAVADEIRA - TC • TRADO HELICOIDAL - TH • CIRCULAÇÃO DE ÁGUA - CA • REVESTIMENTO ||

<p>SONDAGENS ENSAIOS GEOTECNICOS (48) 3255-5286 www.geotec-brasil.com.br</p>	DATA: 21/02/2018	TRABALHO Nº: 1534	FOLHA: 1534	<p>LUÍS OTÁVIO O. RAMOS CREA- SC 126744-6</p>
	ESCALA: 1/100	DESENHISTA: ALICIA HERMINIO	SONDADOR: FJC	

**RELATÓRIO FOTOGRÁFICO - LUCAS ROCHA DE SOUZA
Rua Joaquina Abreu de Araujo 312 - Loteamento Panorâmico - Garopaba/ SC**

SPT 01



SPT 02

