

MARCUS VINÍCIUS GOMES DE LIMA

**UM ESTUDO DE CASO: VIABILIDADE CONSTRUTIVA DE  
EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL EM FUNÇÃO DO  
TERRENO PROPOSTO – AVALIAÇÃO DOS RECALQUES**

BACHARELADO  
EM  
ENGENHARIA CIVIL

DOCTUM - MINAS GERAIS  
2015

MARCUS VINÍCIUS GOMES DE LIMA

**UM ESTUDO DE CASO: VIABILIDADE CONSTRUTIVA DE  
EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL EM FUNÇÃO DO  
TERRENO PROPOSTO – AVALIAÇÃO DOS RECALQUES**

Projeto de Monografia apresentado à Banca Examinadora da Faculdade de Engenharia Civil do Instituto Doctum de Educação e Tecnologia, como requisito parcial de obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: José Salvador Alves

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, que me deu forças para alcançar todos os objetivos desta jornada e me inspirou nesta inexorável caminhada.

A minha família pelo apoio e carinho. Em especial a minha mãe pelo amor e confiança, dados em busca do meu sonho. A minha querida avó, que com toda a sua ternura e alegria me ajudou na realização deste objetivo. A meu irmão pelo companheirismo e paciência. E a meu pai (in memoriam) que sempre acreditou no meu sonho.

A minha namorada, Cristiany Seppe, que a todo tempo esteve renovando minhas forças para seguir em frente.

A todos os colegas de trabalho do Grupo Liderança que fizeram do meu estágio uma fonte de aprendizado. Em especial ao Engenheiro Ronaldo, por transformar o ambiente de trabalho em um local propício à pesquisa e ao crescimento humano; seu conhecimento e experiência foram fundamentais para essa nova etapa que se aproxima.

Ao professor José Salvador Alves pela orientação e conhecimentos transmitidos durante estes últimos anos.

A todos os professores e colegas de faculdade que de alguma forma contribuíram para esta pesquisa. Em especial ao Izaque Júnior, Josimar, Fernando, Anacyr e Adilson (o vô) pela amizade e companheirismo.

## **RESUMO**

Principal causa de trincas e rachaduras em estruturas de alvenaria, o recalque é um dos problemas fundamentais na engenharia de fundações. Denomina-se recalque o adensamento do solo ou movimentação vertical após a instalação das cargas de uma obra, e sua determinação leva a critérios de cálculo com o intuito de minimizar seus esforços sobre a estrutura. No que diz respeito à alvenaria estrutural, a definição de seus valores é substancial para o bom desenvolvimento do projeto e conseqüentemente da obra propriamente dita. A fim de que seja feita uma análise do comportamento de uma estrutura de alvenaria estrutural em função do terreno proposto, este trabalho será desenvolvido. Por se tratar de um estudo de caso, será utilizado um modelo preestabelecido de edifício, através do qual serão indicados os carregamentos existentes e avaliados os recalques provenientes dos mesmos em dois locais diferentes da cidade de Caratinga - MG, sendo, por fim, analisada a viabilização/inviabilização do empreendimento.

**Palavras-chave:** Alvenaria Estrutural; Recalque; Solos.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Parthenon, Grécia .....	16
Figura 2: Muralha da China, China.....	17
Figura 3: Ações na estrutura tipo caixa .....	21
Figura 4: Sistema estrutural em paredes transversais .....	22
Figura 5: Sistema estrutural de paredes celulares .....	22
Figura 6: Sistema estrutural complexo .....	23
Figura 7: Curva de distribuição granulométrica do solo .....	26
Figura 8: Ruptura geral.....	29
Figura 9: Ruptura por puncionamento.....	29
Figura 10: Recalques absolutos e diferenciais .....	34
Figura 11: Profundidade de influência em função da menor largura da fundação ....	39
Figura 12: Influência (a) das cargas aplicadas e (b) da rigidez relativa fundação-solo nas pressões de contato .....	41
Figura 13: Influência (a) das propriedades do solo e (b) – (d) do nível de carga nas pressões de contato .....	42
Figura 14: Sapata (isolada) .....	44
Figura 15: Sapata corrida.....	45
Figura 16: Sapata associada ou combinada .....	46
Figura 17: Radiers: (a) lisos, (b) com pedestais ou em laje cogumelo, (c) nervurados (vigas invertidas) e (d) em caixão.....	47
Figura 18: Radier protendido.....	48
Figura 19: Localização do empreendimento.....	49
Figura 20: Localização do empreendimento no bairro .....	50

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Principais pesos específicos para alvenaria.....	24
Tabela 2: Índices físicos.....	27
Tabela 3: Correlação de resistências em função do SPT.....	33
Tabela 4: Recalques máximos e distorções angulares [ $W_{\text{máx}} = 1/R (\delta w/L)$ ].....	35
Tabela 5: Valores limites de rotação relativa ou distorção angular ( $\beta$ ) para edifícios estruturados e paredes portantes armadas.....	36
Tabela 6: Valores limites da relação de deflexão $\Delta/L$ para a ocorrência de fissuras visíveis em paredes portantes não armadas.....	37
Tabela 7: Distorções angulares e danos associados.....	37
Tabela 8: Resumo dos cálculos.....	51

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	10
<b>CONSIDERAÇÕES CONCEITUAIS</b> .....	13
<b>1 ALVENARIA ESTRUTURAL</b> .....	16
1.1 CONCEITO E HISTÓRIA .....	16
1.2 CLASSIFICAÇÃO .....	18
1.3 COMPONENTES .....	19
1.3.1 Blocos .....	19
1.3.2 Graute .....	20
1.3.3 Armadura .....	20
1.3.4 Argamassa .....	20
1.4 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL .....	20
1.5 SISTEMAS ESTRUTURAIS .....	21
1.6 CARREGAMENTO VERTICAL .....	23
<b>2 IMPORTÂNCIA DOS ASPECTOS GEOTÉCNICOS E INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA</b> .....	25
2.1 ASPECTOS GEOTÉCNICOS .....	25
2.1.1 Granulometria .....	25
2.1.2 Índices físicos .....	26
2.1.3 Índices de consistência .....	27
2.1.4 Previsão da capacidade de carga .....	27
2.1.5 Modos de ruptura .....	28
2.1.6 Métodos para a estimativa da capacidade de carga do solo .....	30
2.1.6.1 Método teórico .....	30
2.1.6.2 Método empírico .....	30
2.1.6.3 Método semiempírico .....	30

<b>2.1.6.3.1 Método para estimativa de capacidade de cargas para fundações superficiais</b> .....	31
<b>2.1.7 Utilização do ensaio SPT</b> .....	31
<b>2.2 RECALQUES</b> .....	33
<b>2.2.1 Método de previsão de recalques</b> .....	38
<b>2.2.1.1 Métodos baseados no SPT</b> .....	38
<b>2.3 INTERAÇÃO SOLO - ESTRUTURA</b> .....	40
<b>2.3.1 Fundações</b> .....	42
<b>2.3.1.1 Sapata</b> .....	44
<b>2.3.1.2 Sapata corrida</b> .....	45
<b>2.3.1.3 Sapatas associadas ou combinadas</b> .....	45
<b>2.3.1.4 Radier</b> .....	46
<b>3 ESTUDO DE CASO</b> .....	49
<b>3.1 TERRENO 1</b> .....	51
<b>3.1.1 Verificação da taxa de trabalho do solo</b> .....	51
<b>3.1.2 Determinação dos recalques dos edifícios</b> .....	52
<b>3.2 TERRENO 2</b> .....	54
<b>3.2.1 Verificação da taxa de trabalho do solo</b> .....	54
<b>3.2.2 Determinação dos recalques dos edifícios</b> .....	55
<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	57
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	58
<b>ANEXOS</b> .....	60

## INTRODUÇÃO

A presente pesquisa tem como escopo a grande necessidade de se conhecer as diferentes características dos solos, como resistência, capacidade de carga e seu comportamento mediante os carregamentos impostos, tanto por parte dos projetistas como dos construtores, que por sistemática (ou experiência) implantam as construções sem conhecimento prévio a respeito das camadas subjacentes à obra, levando a erros que podem onerar o valor do empreendimento.

Baseando-se neste princípio, esta pesquisa é justificada pelos seguintes critérios:

- Será demonstrado como o prévio conhecimento do subsolo pode gerar uma grande economia na parte de execução da obra, e um projeto com valores admissíveis de recalque, fazendo com que o empreendimento torne-se viável;
- Que o projetista tenha parâmetros corretos de dimensionamentos estruturais;
- E o consumidor final tenha o produto garantido e sem vícios construtivos relativos aos danos causados pela movimentação das fundações.

Para tanto será realizado este trabalho com o intuito de auxiliar o campo da engenharia geotécnica, mostrando situações-modelo, com valores de projetos predefinidos, que visam o estudo minucioso da avaliação dos recalques e seus efeitos em uma estrutura de alvenaria estrutural, e que por sua composição construtiva, os mesmos devem ser evitados, pois podem implicar no colapso do edifício.

O objeto desta pesquisa, bem como suas delimitações para a situação apresentada (estudo de caso), é listado abaixo:

- O objeto de estudo da presente pesquisa é a viabilidade construtiva de edifícios de alvenaria estrutural em função do terreno proposto – avaliação dos recalques. Tendo em vista que a estrutura de alvenaria estrutural é um sistema construtivo extremamente ágil e eficiente em relação às estruturas convencionais que, por conseguinte, leva a uma grande economia ao empreendedor e um grande avanço social, por beneficiar grandes quantidades de consumidores. A avaliação geotécnica dessas estruturas é o escopo da pesquisa.

- O objeto a ser estudado é delimitado da seguinte forma: a pesquisa será baseada em um estudo de caso, no qual um edifício de alvenaria estrutural – modelo, construído com blocos cerâmicos para distribuição das cargas, lajes de concreto armado e fundação superficial do tipo Radier, é erguido na cidade de Caratinga – MG; todos os seus projetos serão fornecidos pelo projetista; os terrenos a serem estudados são conhecidos, bem como o boletim técnico de sondagem realizado neste local por uma empresa especializada, do qual será analisado o ponto de vista unicamente geotécnico.

A seguinte interrogante será a base da pesquisa: Como viabilizar a construção de edifício de alvenaria estrutural em função do terreno proposto - avaliação dos recalques?

Para solucionar tal problema de pesquisa, as hipóteses básicas serão listadas abaixo:

- Os terrenos em questão terão capacidade de carga suficiente para suportar as tensões impostas.
- O recalque existente será compatível com o edifício em questão, não havendo danos que possam acarretar prejuízos econômicos e de segurança.

A pesquisa terá os seguintes objetivos a serem atingidos:

- Revisar bibliografia.
- Revisar a correta execução do sistema de alvenaria estrutural.
- Analisar o solo do terreno proposto para a implantação do edifício.
- Elaborar planilhas com os valores de cargas do edifício.
- Calcular os recalques relativos à estrutura em questão.
- Analisar os problemas decorrentes dos recalques.
- Avaliar a viabilidade com os dados obtidos.
- Viabilizar a construção de edifício de Alvenaria Estrutural em função do terreno proposto - avaliação dos recalques.

Para sua completa execução, a seguinte metodologia far-se-á necessária:

Atividades como revisar bibliografia, selecionar conceitos específicos, reunir dados e parâmetros do solo em questão, a fim de ter um alcance satisfatório dos resultados, farão parte de um grupo de objetivos caracterizados como cognitivos ou de embasamento teórico da pesquisa.

Um segundo grupo de atividades, como visitar laboratórios de mecânica dos solos, corresponder-se com a empresa responsável pelo boletim de sondagem do subsolo, apresentarão um grupo de objetivos definidos como operacionais.

Esses dois agrupamentos de metas permitirão o acompanhamento da realidade operativo-cognitiva e marcarão as alterações do objeto em tela, requerido pela hipótese desta investigação.

Para detalhar os procedimentos adotados para o desenvolvimento cognitivo e operacional da pesquisa optou-se pela seguinte caracterização metodológica:

- Durante todo o processo, a revisão bibliográfica terá como marca fundamental a proximidade com o marco teórico para definição entre bibliografia básica e complementar.
- A seleção de conceitos específicos permitirá uma abordagem mais abrangente do tema em questão, no qual constarão dados relativos ao solo, como parâmetros utilizados no cálculo dos recalques, bem como a finalidade dos cálculos.
- A seleção das visitas aos laboratórios, a correspondência com a empresa responsável pelo boletim de sondagem e a análise comparativa com solos semelhantes permitirão uma representação empírico-quantitativa do corpo teórico, porque foram estruturados sob a seguinte pauta de interesses: a busca por dados que permitem obter a realidade (ou o mais próximo possível) do solo estudado; avaliar a precisão dos resultados por meio de outras amostras de solos, a fim de poder obter uma análise completa do estudo; e por fim, avaliar o nível de recalque desta amostra de solo.

Contemplando todo o exposto acima, a monografia será composta por 3 (três) capítulos. No primeiro será abordada a alvenaria estrutural em que serão discutidos a história e os conceitos sobre alvenaria estrutural, bem como o controle executivo do sistema. Já no segundo capítulo, a atenção será voltada para a importância dos aspectos geotécnicos e a interação solo-estrutura, em que serão definidas as características inerentes aos solos, bem como suas particularidades. E finalmente no terceiro capítulo, será dada a atenção para o estudo de caso, em que será apresentado o empreendimento, suas particularidades bem como a aplicação dos conceitos descritos no primeiro capítulo.

## CONSIDERAÇÕES CONCEITUAIS

Apesar da alvenaria estrutural ter se modernizado há alguns anos, esse método construtivo vem sendo utilizado há milhares de anos. Tem-se conhecimento de obras realizadas muito antes do desenvolvimento do concreto armado, obras tais como a Muralha da China, o Parthenon na Grécia ou mesmo as Pirâmides de Gizé no Egito, evidenciam a eficiência e a qualidade desse sistema construtivo.

Entende-se por alvenaria estrutural um sistema construtivo dentro do qual as paredes têm dupla função: vedação e sustentação, em que a racionalização de atividades e material é peça-chave para sua execução. Por esse motivo, a alvenaria estrutural deve ser cuidadosamente verificada quanto ao recalque a que estará submetida, devendo ser conhecida a camada de subsolo em que o edifício estiver locado.

A mecânica dos solos é a ciência da engenharia que estuda o comportamento dos solos, descrevendo suas peculiaridades e propriedades, e garante que sua devida determinação produzirá efeitos notáveis na elaboração de projetos seguros e econômicos. A pesquisa tem como prioridade a determinação dos recalques provocados nos solos por meio de um carregamento na superfície.

O recalque é o deslocamento vertical para baixo, em relação a um referencial fixo, indeslocável, causado por tensões aplicadas nos solos, que podem ter várias causas, como: deformação das partículas dos solos, deslocamento de partículas de solo e expulsão do ar ou da água dos espaços vazios dos solos. Quanto ao tipo de recalque e a forma como ele atuará sob o material constituinte, pode-se dividi-lo em: recalque total (ou absoluto -  $\rho$ ) e recalque diferencial (ou relativo). O primeiro é composto de duas parcelas: o recalque por adensamento ( $\rho_c$ ) - típico de argilas saturadas sob carregamento permanente e que gera deformações volumétricas pela diminuição dos índices de vazios - e o recalque imediato ( $\rho_i$ ) - gerado quase simultâneo ao carregamento aplicado e sua deformação é a volume constante. O segundo, de maior interesse por se tratar de um recalque que pode levar a estrutura ao colapso, segue uma dependência do primeiro. Segundo CINTRA<sup>1</sup>, “recalques absolutos elevados, mas de mesma ordem de grandeza em todas as partes da

---

<sup>1</sup> CINTRA, José Carlos Angelo. AOKI, Nelson. ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.62.

fundação, geralmente podem ser tolerados, pois os recalques diferenciais é que são preocupantes”.

Segundo PINTO<sup>2</sup>, o comportamento do solo quando submetido a um carregamento será determinado pelo seu estado natural (como ele se encontra) e sua constituição, o que pode ser expresso por parâmetros obtidos em ensaios e correlações com os mesmos, e as diversas classificações.

A teoria do adensamento foi pesquisada por Terzaghi em 1925 e é claramente marcado seu pioneirismo que alavancou os trabalhos relativos à mecânica dos solos. Segundo ORTIGÃO<sup>3</sup>, “a equação diferencial do adensamento unidimensional, incluída por Terzaghi em seu conhecido livro *Erdbaumechanik*, de 1925, é considerada o marco fundamental da mecânica dos solos”. Essa teoria permite obter uma avaliação da dissipação das sobrepressões hidrostáticas (e, conseqüentemente, da variação de volume) ao longo do tempo, a que um elemento de solo estará sujeito. Mas, a teoria tem algumas limitações e hipóteses que nem sempre poderão ser constatadas, devido a grande variabilidade dos tipos existentes de solos.

Segundo DAS<sup>4</sup>:

Quando uma camada de solo saturada é submetida a um aumento de tensão, a poropressão aumenta repentinamente. Em solos arenosos que são muito permeáveis, a drenagem causada pelo aumento na poropressão é completada imediatamente. A drenagem da água dos poros é acompanhada por uma redução no volume da massa de solo, o que resulta em recalque. Por causa da drenagem rápida da água dos poros em solos arenosos, o recalque elástico e o adensamento ocorrem simultaneamente.

Seguindo tal raciocínio fica evidente como é o funcionamento dos solos quando submetidos a tensões. Como o solo é um substrato bastante diversificado, devem ser considerados alguns parâmetros desta teoria que simplifique a análise. Como descrito a seguir, as hipóteses são:

- 1) Solo homogêneo e completamente saturado;
- 2) Partículas sólidas e água intersticial incompressíveis;

---

<sup>2</sup> PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.183.

<sup>3</sup> ORTIGÃO, José Alberto Ramalho. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. LTC, 2007, p.12.

<sup>4</sup> DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. ed., São Paulo: Editora Cengage, 2007, p.251.

- 3) Adensamento unidirecional;
- 4) Escoamento de água unidirecional e validade da lei de Darcy;
- 5) Determinadas características que, na realidade, variam com a pressão, assumidas como constantes;
- 6) Extensão a toda massa de solo das teorias que se aplicam aos elementos infinitesimais;
- 7) Relação linear entre a variação do índice de vazios e a das tensões aplicadas.

Como já predito, existem algumas limitações dessa teoria que levam às imprecisões quanto à análise, mas, em suma, a hipótese condicionante de toda teoria é a que prescreve a relação linear entre índice de vazios e variação de pressões.

O resultado das deduções das equações efetuadas pela teoria do adensamento possibilita estimar os recalques a que determinada estrutura estará sujeita, quando esta aplica um acréscimo de tensões efetivas numa camada de solo compressível.

Segundo relata PINTO<sup>5</sup> “o recalque que se observa na superfície do terreno, resulta da somatória das deformações dos diversos elementos ao longo da profundidade”. Sendo estas comprimidas e adensadas de acordo com o que foi exposto acima.

Para corroborar esta pesquisa, buscou-se estabelecer um marco teórico que trata de forma objetiva com o assunto em tela. Segundo PINTO<sup>6</sup>:

Um dos aspectos de maior interesse para engenharia geotécnica é a determinação das deformações devida a carregamentos verticais na superfície do terreno ou em cotas próximas à superfície, ou seja, os recalques das edificações com fundações superficiais (sapatas ou radiers) ou de aterros construídos sobre os terrenos.

Sobre estes princípios, a pesquisa será desenvolvida.

---

<sup>5</sup> PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.214.

<sup>6</sup> PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.182.

# 1 ALVENARIA ESTRUTURAL

## 1.1 CONCEITO E HISTÓRIA

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo tradicional, utilizado há milhões de anos, o qual se desenvolveu inicialmente através do simples empilhamento de unidades, tijolos ou blocos.

De acordo com OLIVEIRA JUNIOR<sup>7</sup> “a alvenaria estrutural deve ser entendida como um sistema em que a estrutura trabalha dentro da alvenaria, as paredes atuam simultaneamente como elemento estrutural e de vedação”, conhecida também como estrutura autoportante. Os elementos que compõem as paredes (tijolos ou blocos) são unidos por uma argamassa de assentamento formando um elemento vertical coeso, com função de vedar ambientes, resistir a impactos e ações externas, no qual as cargas provenientes da estrutura são transmitidas às fundações através das paredes.

Ao longo dos séculos obras importantes foram executadas em alvenaria estrutural que desafiaram o tempo, atravessando séculos ou mesmo milênios e chegando até nossos dias como verdadeiros monumentos de grande importância histórica. Entre elas podemos citar o Parthenon, na Grécia, construído entre 480 A.C. e 323 A.C. (figura 1) e a Muralha da China, construída no período de 1368 a 1644 (figura 2).



Figura 1: Parthenon, Grécia  
Fonte: Google<sup>8</sup>

---

<sup>7</sup> OLIVEIRA JUNIOR, Valdir. **Recomendações para Projeto de Edifícios em Alvenaria Estrutural**. Dissertação de mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992, p.01.

<sup>8</sup> Disponível em:

[http://www.google.com.br/search?q=parthenon&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwj2ntej\\_OPJAhXBDZAKHVo8CL8Q\\_AUIBygB#imgrc=zh-Ujf0WH0m5zM%3A](http://www.google.com.br/search?q=parthenon&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwj2ntej_OPJAhXBDZAKHVo8CL8Q_AUIBygB#imgrc=zh-Ujf0WH0m5zM%3A). Acesso em setembro de 2015.



Figura 2: Muralha da China, China.  
Fonte: Google<sup>9</sup>

Segundo KALIL<sup>10</sup> todas as estruturas de alvenaria edificadas até o início do século XX foram dimensionadas empiricamente, sendo a concepção estrutural totalmente intuitiva e baseada na transferência do conhecimento pelas sucessivas gerações. Neste contexto, muitas estruturas foram superdimensionadas.

Porém, a partir da metade do século XX, as pesquisas científicas começaram a trazer os primeiros parâmetros que iriam substituir o empirismo por métodos de cálculos racionais. Surgiam aqui os primeiros edifícios em alvenaria estrutural armada.

No Brasil, foram construídos os primeiros edifícios em alvenaria estrutural na década de 60 em São Paulo. Sua disseminação se deu com a construção dos conjuntos habitacionais na década de 80 e o surgimento das fábricas de blocos sílico-calcários e cerâmicos.

Mas a inexperiência por parte dos profissionais dificultou sua aplicação com vantagens e causou várias patologias nesse tipo de edificação, fazendo com que o processo da alvenaria estrutural desacelerasse.

Apesar disso, as vantagens econômicas, proporcionadas pela alvenaria estrutural em relação ao sistema construtivo convencional, incentivaram algumas construtoras a continuarem no sistema e buscarem soluções para os problemas patológicos observados.

---

<sup>9</sup> Disponível em:

[https://www.google.com.br/search?q=parthenon&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwj2ntej\\_OPJAhXBDZAKHV08CL8Q\\_AUIBygB#tbm=isch&q=muralha+da+china&imgc=3FNDWJIN9Ez4SM%3A](https://www.google.com.br/search?q=parthenon&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwj2ntej_OPJAhXBDZAKHV08CL8Q_AUIBygB#tbm=isch&q=muralha+da+china&imgc=3FNDWJIN9Ez4SM%3A). Acesso em setembro de 2015.

<sup>10</sup> KALIL, Sílvia Maria Baptista. **Alvenaria Estrutural**. Notas de aula. PUCRS. p. 04.

Atualmente, no Brasil, a abertura de novas fábricas de materiais assim como o desenvolvimento de pesquisas com a parceria de empresas do ramo (cerâmicas, concreteiras, etc.) faz com que a cada dia mais construtores utilizem e se interessem pelo sistema.

Ainda segundo o mesmo autor, a alvenaria estrutural tem ganhado espaço no cenário mundial da construção devido a vantagens como flexibilidade construtiva, economia e velocidade de construção. Mas sua maior notoriedade deve-se ao seu potencial de racionalização e produtividade, que possibilita a produção de construções com bom desempenho tecnológico aliado a altos índices de qualidade e economia.

Tais vantagens só serão alcançadas através da elaboração e coordenação de projetos bem estudados, da utilização de materiais e mão-de-obra qualificados e da correta organização e planejamento da obra.

O projeto arquitetônico deverá sempre estar subordinado à concepção estrutural, de maneira a pensar sempre em arquitetura e estrutura como um todo. Isto permitirá um melhor aproveitamento da capacidade resistente da alvenaria.

## 1.2 CLASSIFICAÇÃO

A classificação da alvenaria estrutural está relacionada com o processo construtivo, com os tipos de unidades ou materiais utilizados, que dependerá da filosofia de projeto; seguem abaixo as definições.

A alvenaria estrutural não armada é um processo construtivo que emprega como estrutura-suporte paredes de alvenaria sem armação. Os reforços metálicos são colocados apenas em cintas, vergas, contravergas, na amarração entre paredes e nas juntas horizontais com a finalidade de evitar problemas patológicos como fissuras localizadas, concentração de tensões, etc. Esse sistema vem sendo tradicionalmente utilizado em edificações de pequeno porte como residências e edifícios de até oito andares.

A alvenaria estrutural armada é o processo em que, por necessidade estrutural, os elementos resistentes (blocos estruturais) possuem uma armadura passiva de aço. Essas armaduras são colocadas nas cavidades dos blocos e, posteriormente, preenchidas com graute. Este tipo de alvenaria deve ser adotado em

edificações com mais de 20 pavimentos. Este método obviamente deve ser minuciosamente estudado, pois a vantagem da alvenaria estrutural está intimamente relacionada com a não utilização de grandes quantidades de aços. Segundo RAMALHO<sup>11</sup> “a alvenaria armada parece mais adequada quando se necessita conferir ductilidade à estrutura, aumentar o limite normalizado para a esbeltez de paredes ou quando se necessita de acréscimo muito localizado de resistência”.

Agora, a alvenaria estrutural parcialmente armada configura o processo construtivo em que alguns elementos resistentes são projetados como armados e outros como não armados, adquirindo a propriedade de resistência concomitante ao de prevenção de problemas patológicos.

E por fim, alvenaria estrutural protendida é um sistema que utiliza armadura ativa de aço (cordoalhas ou fios) inserido no elemento resistente.

### 1.3 COMPONENTES

Na alvenaria estrutural dois conceitos são básicos: componente e elemento. O elemento é composto por pelo menos dois componentes. Já o componente é entendido como uma unidade básica, que associado a outro componente formará um elemento. Como exemplo pode-se descrever: blocos, graute, armadura e argamassa, como componentes da alvenaria estrutural.

#### 1.3.1 Blocos

São os principais definidores da resistência da estrutura. De acordo com RAMALHO<sup>12</sup>, em ordem decrescente de utilização, os principais blocos utilizados são os de concreto, cerâmicos e os sílico-calcáreos. Um destaque deve ser dado aos blocos cerâmicos, por serem mais vantajosos em relação aos de concreto nos quesitos: conforto acústico, resistência térmica e um canteiro de obras mais limpo e organizado.

---

<sup>11</sup> RAMALHO, Márcio. CORRÊA, Márcio R.S. **Projeto de edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2003, p.78.

<sup>12</sup> RAMALHO, Márcio. CORRÊA, Márcio R.S. **Projeto de edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2003, p.07.

### 1.3.2 Graute

De acordo com a ABNT<sup>13</sup> “Componente utilizado para preenchimento de espaços vazios de blocos, com a finalidade de solidarizar armaduras à alvenaria ou aumentar sua capacidade resistente”. Dessa forma pode-se aumentar a capacidade portante da alvenaria à compressão ou permitir que as armaduras colocadas combatam tensões de tração que a alvenaria por si só não teria condições de resistir.

### 1.3.3 Armadura

As barras de aço utilizadas nas construções em alvenaria são as mesmas utilizadas nas estruturas de concreto armado, mas, neste caso, serão sempre envolvidas por graute, para garantir o trabalho conjunto com o restante dos componentes da alvenaria.

### 1.3.4 Argamassa

A argamassa de assentamento possui as funções básicas de unir os blocos, transmitir e uniformizar as tensões entre as unidades de alvenaria, absorver pequenas deformações e prevenir a entrada de água e de vento nas edificações. Seus materiais básicos são: cimento, cal e água. Uma característica marcante dessa argamassa é que ela deve ter uma rigorosa resistência à compressão, devendo o projetista ter bastante conhecimento deste detalhe.

## 1.4 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

De acordo com CAMACHO<sup>14</sup> a análise estrutural compreende o levantamento de todas as ações que deverão atuar na estrutura ao longo de sua vida útil, devendo a avaliação do comportamento da estrutura e o processo de cálculo propriamente

---

<sup>13</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961:2011**: Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011, p. 2.

<sup>14</sup> CAMACHO, Jefferson Sidney. **Projeto de edifício de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Unesp – Nepae, 2006, p.21.

dito, ter o objetivo de quantificar os esforços solicitantes e deslocamentos que ocorrem na estrutura. Para tanto, é necessário que as ações na estrutura sejam determinadas de forma correta, e seja adotado um modelo matemático que apresente um comportamento próximo à estrutura real.

Ainda segundo o mesmo autor, as paredes resistentes trabalhando de forma combinada com as lajes, formam um sistema estrutural tipo caixa, sujeito às ações verticais (carga permanente e acidental) e horizontais (cargas de vento). As ações verticais podem atuar diretamente sobre as paredes resistentes, ou então sobre as lajes, que trabalhando como placas, as transmitem às paredes resistentes, que por sua vez irão transmiti-las diretamente às fundações. Para exemplificar o que foi acima supracitado, a figura 3 será usada para demonstrar tais efeitos:

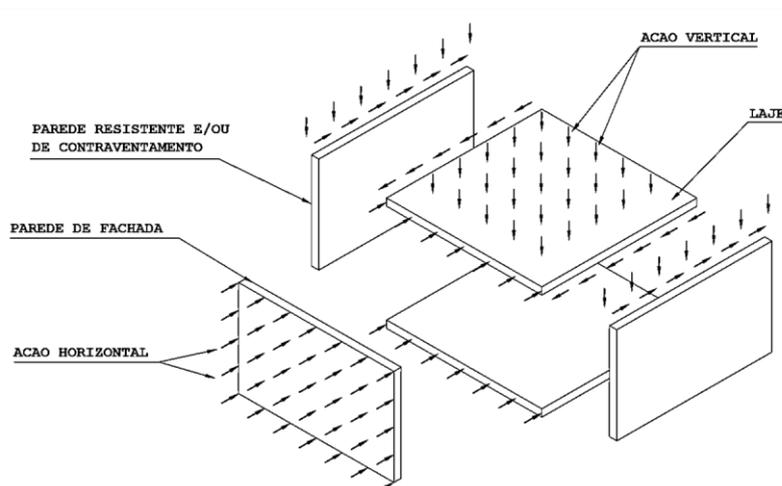


Figura 3: Ações na estrutura tipo caixa  
Fonte: Camacho<sup>15</sup>

Portanto, a correta determinação das cargas e o modo como elas atuam na estrutura é o que irá definir o comportamento estrutural.

## 1.5 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Nos edifícios de alvenaria estrutural, as paredes em planta devem atender a implicações estruturais e funcionais, ao passo que em edifícios convencionais, apenas os requisitos funcionais são necessários. Sendo assim, os sistemas que se adequam às plantas de alvenaria estrutural são classificadas em: paredes transversais, celulares ou um sistema complexo.

<sup>15</sup> CAMACHO, Jefferson Sidney. **Projeto de edifício de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Unesp – Nepae, 2006, p.22.

- Paredes transversais

Utilizado onde a escolha arquitetônica se dá por meio de planta retangular e alongada. As paredes externas, na direção do maior comprimento, são não estruturais, de forma a permitir a colocação de grandes caixilhos. As lajes são armadas em uma direção, de forma a apoiarem-se sobre as paredes estruturais. A estabilidade longitudinal pode ser obtida por: corredor interno, paredes divisórias ou paredes externas longitudinais. Este sistema é adequado para: hotéis, hospitais, escolas, edifícios comerciais, etc. A figura 4 mostra a disposição construtiva das paredes transversais:

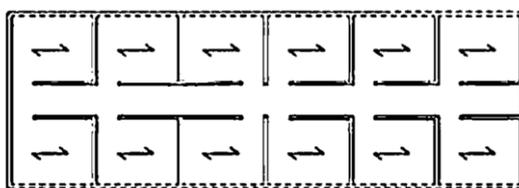


Figura 4: Sistema estrutural em paredes transversais  
Fonte: Ramalho<sup>16</sup>

- Paredes celulares

Sistema adequado a edificações residenciais e hotéis. Todas as paredes são estruturais e formam células contíguas. Normalmente a disposição das paredes é simétrica. As lajes podem ser armadas em duas direções, pois há a possibilidade de apoiarem-se em todo seu contorno. O destaque deste sistema é que ele confere maior rigidez ao conjunto, tendo larga escala de utilização. Na figura 5 é demonstrado o sistema de paredes celulares:

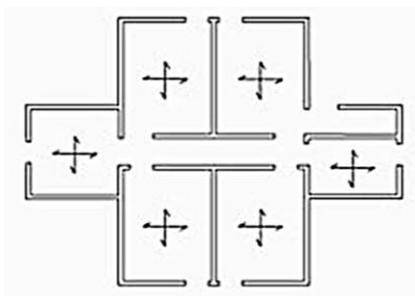


Figura 5: Sistema estrutural de paredes celulares  
Fonte: Ramalho<sup>17</sup>

<sup>16</sup> RAMALHO, Márcio. CORRÊA, Márcio R.S. **Projeto de edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2003, p.25.

- Sistema complexo

Sistema adequado a apartamento de grandes dimensões. A estabilidade lateral é por algumas paredes resistentes transversais e longitudinais. Trata-se da utilização simultânea dos tipos anteriores, normalmente em regiões diferentes da planta da edificação. Interessante para edificações onde se necessita de alguns painéis externos não estruturais, sendo, entretanto, possível manter-se uma região interna mais rígida, com todas as paredes com função estrutural. Neste sistema deve-se evitar um arranjo excessivamente assimétrico, a fim de provocar efeitos prejudiciais de torção conforme visto na figura 6.

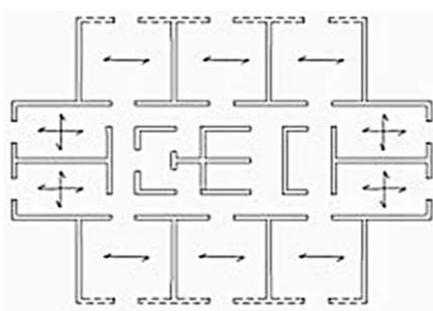


Figura 6: Sistema estrutural complexo  
Fonte: Ramalho<sup>18</sup>

## 1.6 CARREGAMENTO VERTICAL

As cargas a serem obtidas dependem diretamente do tipo e da utilização do edifício (residencial, industrial, etc.). No caso de edificação residencial, as principais cargas a serem consideradas são: ações das lajes e peso próprio das paredes. Valores mínimos são obtidos pela norma ABNT NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

Segundo RAMALHO<sup>19</sup> “as principais cargas atuantes nas lajes de edifícios residenciais podem ser divididas em dois grandes grupos: cargas permanentes e cargas variáveis”. O primeiro grupo é composto de: peso próprio, contrapiso,

---

<sup>17</sup> RAMALHO, Márcio. CORRÊA, Márcio R.S. **Projeto de edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2003, p.26.

<sup>18</sup> RAMALHO, Márcio. CORRÊA, Márcio R.S. **Projeto de edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2003, p.26.

<sup>19</sup> RAMALHO, Márcio. CORRÊA, Márcio R.S. **Projeto de edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2003, p.27.

revestimento ou piso e paredes não estruturais. Já o segundo grupo é definido pela norma citada anteriormente, um valor entre 1,50 a 2,00 kN/m<sup>2</sup>. As lajes irão descarregar suas cargas nas paredes que lhe servem de apoio.

Ainda segundo o mesmo autor, nos casos de lajes pré-moldadas ou armadas em uma direção, deve-se considerar a área de influência de cada apoio, a fim de quantificar cada quinhão que é descarregado em cada parede estrutural.

Agora, para o peso próprio das paredes, é utilizada a seguinte expressão:

$$p = Y e h$$

p: peso da alvenaria (por unidade de comprimento);

Y: peso específico da alvenaria;

e: espessura da parede (bloco + revestimento);

h: altura da parede.

Na determinação do peso específico da alvenaria é utilizada a tabela 1 para os principais tipos de materiais presentes em edifícios:

<b>Tipos de alvenaria</b>	<b>Peso específico kN/m<sup>3</sup></b>
Blocos vazados de concreto	14
Blocos vazados de concreto preenchidos com graute	24
Blocos cerâmicos	12

Tabela 1: Principais pesos específicos para alvenaria  
Fonte: Ramalho<sup>20</sup>

Com a especificação construtiva de cada edificação e os valores da tabela 1, é possível determinar a carga linear atuante em cada parede.

<sup>20</sup> RAMALHO, Márcio. CORRÊA, Márcio R.S. **Projeto de edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2003, p.28.

## 2 IMPORTÂNCIA DOS ASPECTOS GEOTÉCNICOS E INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

### 2.1 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

As obras de engenharia civil são todas assentadas sobre algum tipo de terreno, tendo, portanto, a necessidade de se conhecer suas propriedades deste para prever possíveis empecilhos que porventura possam surgir durante sua execução.

Os solos são provenientes da deterioração das rochas por meio do intemperismo, ou seja, a ação do tempo. Ocorre por desintegração mecânica ou decomposição química, na maioria dos casos ambos em conjunto. No primeiro, através da água, vento, variação da temperatura, entre outros agentes. No segundo, através de processos químicos em que há modificação mineralógica da rocha transformando-a em solo.

Segundo ORTIGÃO<sup>21</sup> “os solos que permanecem próximos à rocha que lhes deu origem são denominados residuais; os demais são sedimentares ou transportados”. Nos solos residuais (ou autóctones) merecem destaque os solos lateríticos, expansivos e porosos. Os sedimentares (ou alotóctones), quanto ao agente transportador, podem ser: aluvionares (quando transportados pela água), eólicos (quando pelo vento), coluvionares (pela ação da gravidade) e glaciares (pelas geleiras).

Os solos possuem algumas propriedades úteis para sua caracterização, que são: granulometria, índices físicos e índices de consistência (limites de Atterberg).

#### 2.1.1 Granulometria

Segundo CAPUTO<sup>22</sup> “a análise granulométrica, ou seja, a determinação das dimensões das partículas do solo e das proporções relativas em que elas se encontram, é representada, graficamente, pela curva granulométrica”. Para a

---

<sup>21</sup> ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3ª. ed. LTC, 2007, p.12.

<sup>22</sup> CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações Fundamentos**. 6 ed. Volume 1. LTC, 1988, p. 25.

realização dessa análise, a amostra de solo granular é submetida ao peneiramento em uma série padrão de peneiras (padronizadas pela ABNT), no qual é medida a massa de material retida em cada peneira, em seguida os resultados são plotados em um gráfico conforme figura 7 para sua identificação:

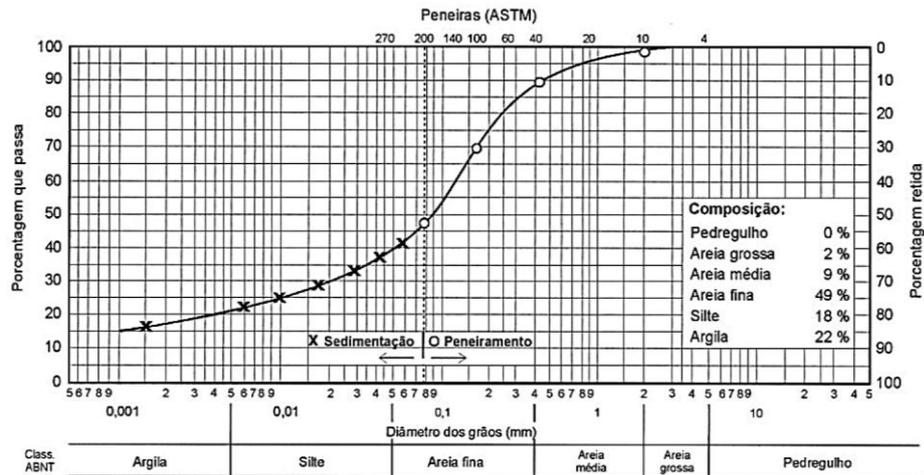


Figura 7: Curva de distribuição granulométrica do solo  
Fonte: PINTO<sup>23</sup>

Agora, os solos de granulometria inferior a  $75 \mu\text{m}$  são tratados de acordo com a norma ABNT NBR 7181 (que não será tratado de forma minuciosa por não ser objeto da pesquisa).

### 2.1.2 Índices físicos

De acordo com PINTO<sup>24</sup> “num solo, só parte de seu volume total é ocupado por partículas sólidas, que se acomodam formando uma estrutura. O volume restante costuma ser chamado de vazios, embora esteja ocupado por água ou ar”.

Alguns índices auxiliam na caracterização dos solos. Segue a tabela 2 com o resumo destes índices:

Nome	Símbolo	Equação
Índice de vazios	e	$e = V_v / V_s$

<sup>23</sup> PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.21.

<sup>24</sup> PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.35.

Porosidade	$n$	$n=V_v/V$
Grau de saturação	$s$	$s=V_w/V_v$
Umidade	$w$	$w=P_s/P$
Peso específico aparente úmido	$\gamma$	$\gamma=P/V$
Peso específico aparente saturado	$\gamma_{sat}$	$\gamma_{sat}=P/V$
Peso específico aparente submerso	$\gamma_{sub}$	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$
Peso específico aparente seco	$\gamma_d$	$\gamma_d=P_s/V$
Densidade dos grãos	$G_s$	$G_s = \gamma_s/\gamma_w$

Tabela 2: Índices físicos

Fonte: ORTIGÃO<sup>25</sup>

### 2.1.3 Índices de consistência

De acordo com CAPUTO<sup>26</sup>:

Sendo a umidade de um solo muito elevada, ele se apresenta como um fluido denso e se diz no estado líquido. À medida que evapora a água, ele se endurece e, para um certo  $h=LL$  (limite de liquidez), perde sua capacidade de fluir, porém pode ser moldado facilmente e conservar sua forma. O solo encontra-se, agora, no estado plástico. A continuar perda de umidade, o estado plástico desaparece até que, para  $h=LP$  (limite de plasticidade), o solo se desmancha ao ser trabalhado. Este é o estado semissólido. Continuando secagem, ocorre a passagem gradual para o estado sólido. O limite entre os dois estados é um teor de umidade  $h=LC$  (limite de contração).

Dentre os diversos tipos de índices físicos, foram citados os principais para o bom entendimento da pesquisa, no entanto, existem outros processos de classificação com melhores precisões que fogem ao escopo da pesquisa.

### 2.1.4 Previsão da capacidade de carga

De acordo com MARANGON<sup>27</sup> “o problema da determinação da capacidade de carga dos solos é dos mais importantes para o engenheiro, que atua na área de construção civil, particularmente para o desenvolvimento de projeto de fundações”.

<sup>25</sup> ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3ª. ed. LTC, 2007, p.21.

<sup>26</sup> CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações Fundamentos**. 6. ed. Volume 1. LTC, 1988, p. 53.

Quando o projeto de fundação é idealizado, a verificação do comportamento da estrutura se faz necessário, devendo esta suportar as deformações (recalques) na sua condição de trabalho - estado limite de utilização - bem como uma análise minuciosa do fator de segurança de carga admissível em relação à ruptura geotécnica - estado limite último. Segundo CINTRA<sup>28</sup> “a capacidade de carga do elemento de fundação é a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a sapata está embutida ou apoiada”. Ainda segundo o mesmo autor, a essa capacidade está associado um mecanismo de ruptura, de diferentes características, que será discutido a seguir.

### 2.1.5 Modos de ruptura

- ***Ruptura geral***

A ruptura geral ocorre nos casos de solos mais resistentes (menos deformáveis), com fundações suficientemente rasas, quando a carga na fundação excede os limites resistentes do solo, e provoca a ruptura do terreno que se desloca sensivelmente. A superfície de ruptura é contínua, desde a borda esquerda do elemento de fundação até o terreno à direita, ou o contrário, por simetria, como pode ser visto na figura 8 (a) a seguir. A ruptura é rápida e de grandes proporções, levando ao tombamento do elemento de fundação (para esquerda ou direita), gerando uma leve protuberância no terreno, sendo que a sua carga de ruptura ocorre para pequenos valores de recalque, como pode ser visto na figura 8 (b) a seguir.

---

<sup>27</sup> MARANGON, M. Mecânica dos Solos II. Universidade Federal de Juiz de Fora (Faculdade de Engenharia - Núcleo de Geotecnia), Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/09-MS-Unidade-07-Capacidade-de-Carga-2013.pdf> acessado em 16 de Julho de 2015.

<sup>28</sup> CINTRA, José Carlos Angelo. AOKI, Nelson. ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.22.

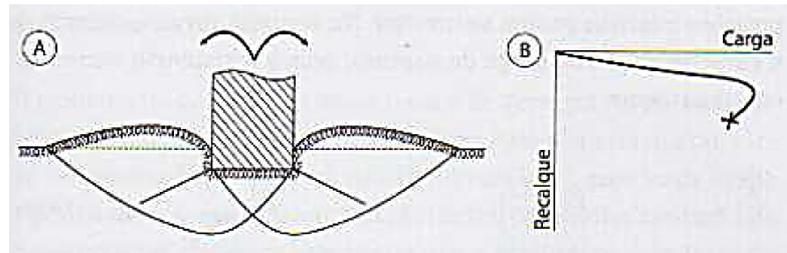


Figura 8: Ruptura geral  
Fonte: Cintra<sup>29</sup>

- **Ruptura por punção**

Com características diferentes da ruptura geral, a ruptura por punção ocorre nos solos mais deformáveis (ou seja, menos resistentes), ocorrendo a penetração do elemento de fundação no maciço de solo (ao invés de tombamento) devido à compressão do solo subjacente, conforme figura abaixo. A carga de ruptura é atingida para valores de recalque mais elevados, no qual passam a ser incessantes. Pode haver, no entanto, um acréscimo de carga para manter a evolução dos recalques. A figura 9 demonstra a forma como ocorre tal ruptura.

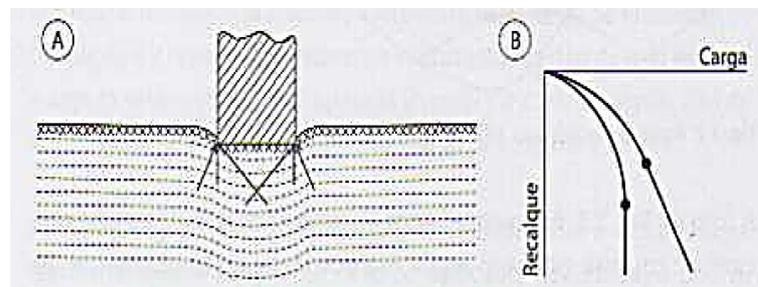


Figura 9: Ruptura por punção  
Fonte: Cintra<sup>30</sup>

- **Ruptura local**

Pode-se dizer que a ruptura local é um caso intermediário entre a ruptura geral e a ruptura por punção, de ocorrência nos solos de média compactidade ou consistência.

Deve-se entender, no entanto, que os modos de ruptura supracitados, não dependem exclusivamente da rigidez do solo, pois há o efeito do aumento do

<sup>29</sup> CINTRA, José Carlos Angelo. AOKI, Nelson. ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.23.

<sup>30</sup> CINTRA, José Carlos Angelo. AOKI, Nelson. ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.24.

embutimento da fundação no maciço de solo, que deve ser considerado, pois dependendo da profundidade na qual a fundação está embutida, ela pode passar de uma ruptura à outra.

### **2.1.6 Métodos para a estimativa da capacidade de carga do solo**

Os métodos para determinação da capacidade de carga nos solos podem ser teóricos, empíricos ou semiempíricos.

#### **2.1.6.1 Método teórico**

Segundo a ABNT<sup>31</sup> “podem ser empregados métodos analíticos (teorias de capacidade de carga) nos domínios de validade de sua aplicação, que contemplem todas as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado)”. Deve-se ter seu uso restrito a algumas aplicações, pois como visto, os solos apresentam uma grande heterogeneidade, não sendo formados apenas por um tipo de solo, e sim, vários tipos em conjunto.

#### **2.1.6.2 Método empírico**

As fórmulas empíricas são geradas a partir da comparação de resultados de prova de carga com ensaios mais simples, como, por exemplo, resultados de SPT e são válidas para a região para a qual foram desenvolvidas.

#### **2.1.6.3 Método semiempírico**

Diante do exposto acima, com uma grande dificuldade de aplicação dos métodos teóricos, que são restritos a determinados tipos de solos, bem como a utilização dos métodos puramente empíricos, a engenharia de fundações recorre a métodos intermediários, que partem das formulações teóricas e são completados

---

<sup>31</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:2010**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010, p. 21.

com base em correlações empíricas. Sendo assim, as sondagens são essencialmente importantes neste método.

#### **2.1.6.3.1 Método para estimativa de capacidade de cargas para fundações superficiais**

De acordo com ALONSO<sup>32</sup> “com base no valor médio do SPT (na profundidade de ordem de grandeza igual a duas vezes a largura estimada para a fundação, contando a partir da cota de apoio) pode-se obter a tensão admissível por:

$$\sigma = 0,02 * NSPT \text{ (MPa)} \leq 20 \text{ SPT}$$

A média desses valores é considerada dentro de um bulbo de tensões, no qual é definida a região do solo que dissipa as tensões da fundação imediatamente abaixo da interface solo-fundação.

#### **2.1.7 Utilização do ensaio SPT**

A sondagem a percussão SPT (Standard Penetration Test), é hoje, sem sombra de dúvida, o processo de investigação do subsolo mais aplicado nos meios de engenharia. Seu custo relativamente baixo, sua facilidade de execução, sua simplicidade de equipamento, a possibilidade de trabalho em locais de difícil acesso possibilitam ao engenheiro obter informações do subsolo, indispensáveis para projetar ou escolher o melhor tipo de fundação, bem como sua provável cota de apoio.

O ensaio SPT é realizado na base de um furo de sondagem e consiste em cravar no terreno um amostrador com dimensões e energia de cravação normalizada (pilão com 65 kg de massa e altura de queda de 75 cm). O ensaio é realizado em três fases (estágios) com penetrações de 15 cm, respectivamente. Devido à perturbação do terreno provocada pelos trabalhos de furação, desprezam-se os resultados obtidos na primeira fase. O número de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30 cm (segunda e terceira fase) define o valor de N (SPT).

As informações fornecidas pela sondagem são as seguintes:

---

<sup>32</sup> ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. 2. Ed., São Paulo: Edgard Blucher, 2010, p.101.

- Coleta de amostras de solo, semideformadas de metro em metro, para uma posterior caracterização táctil-visual em laboratório, através do barrilete amostrador padrão;
- Perfil geotécnico do local investigado;
- Profundidade de ocorrência do lençol freático (nível d'água do subsolo);
- Determinação da resistência do solo através do SPT, ou seja, o número de golpes necessários para a cravação dos últimos 30 cm do barrilete amostrador;
- Fornecer informações sobre a consistência e compacidade dos solos investigados;
- Demais fatores pertinentes.

Portanto, somente com a execução de sondagens à percussão, é possível determinar as características e propriedades do subsolo dessa residência ou empreendimento.

Segundo PINTO<sup>33</sup>:

A resistência à penetração é um índice intensamente empregado em projetos de fundação. A escolha do tipo de fundação para prédios comuns, de 3 a 30 pavimentos, e as definições de projeto, como tipo e comprimento de estacas etc., são costumeiramente baseadas apenas nos resultados de sondagens (identificação visual e SPT), analisadas de acordo com a experiência regional e o conhecimento geológico do local.

Seguindo tal raciocínio alguns autores propuseram correlações entre os resultados desse ensaio demonstrando que o SPT também pode ser um indicador da resistência esperada para o solo, embora exista ensaio com uma precisão muito maior que o SPT. Os primeiros métodos brasileiros publicados com uso do SPT foram Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), sendo o último mais difundido a partir do ano de 1982 (Hachich, 1996).

Ainda de acordo com o mesmo autor, tais correlações são visualizadas na tabela 3, tanto para as areias quanto para as argilas:

Resistência à penetração (número N do SPT)	Compacidade da areia
0 a 4	Muito fofa
5 a 8	Fofa
9 a 18	Compacidade média

<sup>33</sup> PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.50.

18 a 40	Compacta
Acima de 40	Muito compacta

Resistência à penetração (número N do SPT)	Consistência da argila
< 2	Muito mole
3 a 5	Mole
6 a 10	Consistência média
11 a 19	Rija
> 19	Dura

Tabela 3: Correlação de resistências em função do SPT  
Fonte: Pinto<sup>34</sup>

A tabela acima mostra de uma maneira generalizada a resistência dos solos em função dos golpes fornecidos pelo ensaio SPT.

## 2.2 RECALQUES

O recalque é o deslocamento vertical para baixo, em relação a um referencial fixo, indeslocável, causado por tensões aplicadas nos solos, que podem ter várias causas como: deformação das partículas, deslocamento de partículas e expulsão do ar ou da água dos seus espaços vazios. Estimar os recalques significa prever futuras patologias durante a vida útil do edifício. Logo é de extrema importância seu conhecimento e funcionalidade.

Os recalques classificam-se em: absoluto ( $\rho$ ) ou diferencial ( $\delta$ ). O primeiro é definido como o deslocamento vertical descendente considerando um único elemento de fundação conforme figura 10 ( $r_1$  e  $r_2$ ). Já o segundo considera a diferença entre os recalques absolutos de dois elementos de fundação ( $r_1 - r_2$ ).

<sup>34</sup> PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.48.

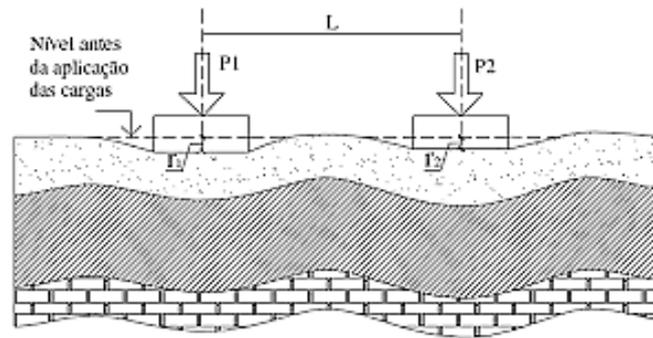


Figura 10: Recalques absolutos e diferenciais  
Fonte: Google<sup>35</sup>

Segundo CINTRA<sup>36</sup> “o recalque absoluto ( $\rho_t$ ), que dá origem ao recalque diferencial ( $\delta$ ) e aos movimentos do edifício, pode ser decomposto em duas parcelas: recalque de adensamento ( $\rho_c$ ) e recalque imediato ( $\rho_i$ )”.

$$\rho_t = \rho_c + \rho_i$$

$\rho_t$ : Recalque total;

$\rho_c$ : Recalque de adensamento;

$\rho_i$ : Recalque imediato.

O recalque que ocorre imediatamente após o carregamento é chamado de imediato. Agora, o recalque que se processa ao longo do tempo é chamado de recalque por adensamento (ocorre devido à migração de água dos poros com redução de volume). De acordo com VELLOSO<sup>37</sup> um fenômeno interessante que ocorre em solos com drenagem rápida (areias e solos argilosos parcialmente saturados) é que o recalque absoluto ocorre de forma extremamente rápida, pois a geração de poropressão é praticamente extinta desta porção de solo.

<sup>35</sup> Disponível em:

[https://www.google.com.br/search?q=recalques+absolutos+e+diferenciais&source=lnms&tbn=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjK0lnKjuTJAhXCiZAKHXn7C2EQ\\_AUIBygB&biw=1745&bih=890#imgsrc=fa2f58R7kJ23rM%3A](https://www.google.com.br/search?q=recalques+absolutos+e+diferenciais&source=lnms&tbn=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjK0lnKjuTJAhXCiZAKHXn7C2EQ_AUIBygB&biw=1745&bih=890#imgsrc=fa2f58R7kJ23rM%3A). Acesso em setembro de 2015.

<sup>36</sup> CINTRA, José Carlos Angelo. AOKI, Nelson. ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.62.

<sup>37</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 86.

Ainda segundo CINTRA<sup>38</sup> “recalques absolutos elevados, mas de mesma ordem de grandeza em todas as partes da fundação, geralmente podem ser tolerados, pois os recalques diferenciais é que são preocupantes”.

Segundo VELLOSO<sup>39</sup> “a determinação dos recalques limites está relacionada à das deformações limites. A experiência mostra que, salvo em casos especiais, há uma correspondência entre os dois grupos de parâmetros”.

Estudos realizados por Skempton e MacDonald (1956), estabelecem algumas correlações entre recalques máximos e distorções angulares, que posteriormente foram reavaliados por Grant et al. (1974) do qual estão listados na tabela 4 abaixo:

Solo			Fundações isoladas		Radiers	
			(polegada)	(cm)	(polegada)	(cm)
argilas	1/R	S	1000	2540	1250	3175
		G	1200	3050	1 a 1,1B	1 a 1,1B
	$W_{máx}$	S	3	7,6	4	10,2
areias	1/R	S	600	1524	750	1905
		G	600	1524	Valores são duvidosos	
	$W_{máx}$	S	2	5,1	2,5	6,4

S = Skempton e MacDonald (1956); G = Grant et al. (1974)

B = largura da fundação; R é uma relação empírica entre  $\delta w/l$  e  $W_{máx}$

Tabela 4: Recalques máximos e distorções angulares [ $W_{máx} = 1/R (\delta w/L)$ ]  
Fonte: Velloso<sup>40</sup>

Os recalques absolutos limites têm uma dificuldade maior para serem fixados seus valores em relação aos recalques diferenciais, sendo necessária a separação entre fundações assentes sobre areias e argilas.

Ainda segundo VELLOSO<sup>41</sup>, a partir de estudos feitos por Terzaghi e Peck (1948) para sapatas assentadas sobre areia, é pouco provável que o recalque diferencial seja maior que 75% do recalque máximo. Neste caso, a maioria das estruturas é capaz de suportar um recalque diferencial de 20 mm, sendo

<sup>38</sup> CINTRA, José Carlos Angelo. AOKI, Nelson. ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011, p.62.

<sup>39</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 30.

<sup>40</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 31.

<sup>41</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 32.

recomendado um recalque absoluto da ordem de 25 mm. Já para fundações em radiers, este valor gira em torno de 50 mm. Partindo de um valor limite de distorção angular (vide a frente) de 1/500, Skempton e MacDonald (1956) sugerem 40 mm para sapatas isoladas e 40 a 65 mm para radiers.

Agora, no caso das argilas, os mesmos autores (Skempton e MacDonald) chegaram a um recalque diferencial máximo de projeto da ordem de 40 mm, sendo adotado para sapatas isoladas um valor de recalque absoluto de 65 mm e para os Radiers de 65 a 100 mm, valores que podem sofrer alterações acima ou abaixo destes, dado a grande variabilidade encontrada nos solos.

Caso existam recalques diferenciais ( $\delta$ ), ocorrerão também distorções angulares ( $\beta$ ), que são definidas como a relação entre o recalque diferencial ( $\delta$ ) e a distância entre os elementos de fundação (L). Esta relação é determinante nas patologias dos edifícios, visto que se elas não estiverem dentro dos limites aceitáveis, surgirão fissuras, trincas, surgimento de ressaltos ou até mesmo o colapso do edifício.

$$\text{Distorção angular } (\beta) = \delta / L$$

$\delta$  = recalque diferencial

L = distância entre elementos de fundação.

A quantificação das deformações admissíveis é feita, em geral, em termos de distorções angulares ( $\beta$ ) ou de relações de deflexão ( $\Delta/L$ ), conforme o tipo de estrutura conforme pode visto nas tabelas 5 e 6.

	<b>Skempton e MacDonald (1956)</b>	<b>Meyerhof (1956)</b>	<b>Polshin e Tokar (1957)</b>	<b>Bjerrum (1963)</b>
Danos estruturais	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissuras em paredes e divisórias	1/300 (porém, recomendado 1/500)	1/500	1/500 (0,7/1000 a 1/1000 em painéis extremos)	1/500

Tabela 5: Valores limites de rotação relativa ou distorção angular ( $\beta$ ) para edifícios estruturados e paredes portantes armadas

Fonte: Velloso<sup>42</sup>

<sup>42</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 30.

Configuração	Meyerhof (1956)	Polshin e Tokar (1957)	Burland e Wroth (1975)
Côncava para cima	1/2500	L/H<3: 1/3500 a 1/2500 L/H<5: 1/2000 a 1/1500	L/H=1: 1/2500 L/H=5: 1/1250
Convexa para cima	-	-	L/H=1: 1/5000 L/H=5: 1/2500

Tabela 6: Valores limites da relação de deflexão  $\Delta/L$  para a ocorrência de fissuras visíveis em paredes portantes não armadas  
Fonte: Velloso<sup>43</sup>

É apresentado a seguir o estudo realizado por Bjerrum (1963) e complementado por Vargas (1973) sobre os valores das distorções angulares e os danos associados conforme tabela 7.

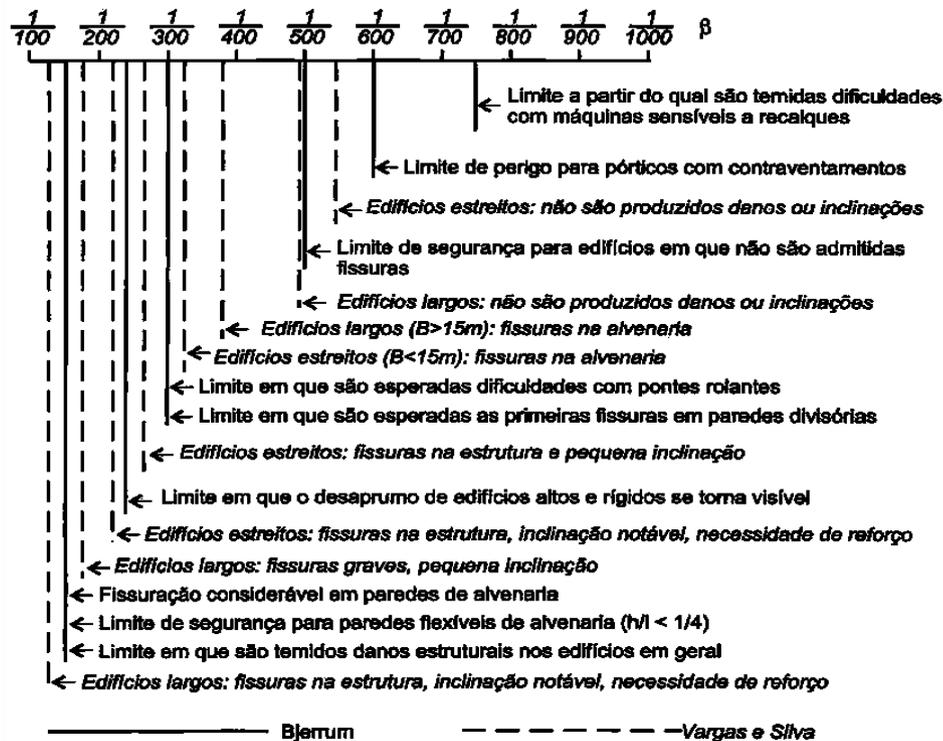


Tabela 7: Distorções angulares e danos associados  
Fonte: Velloso<sup>44</sup>

Os valores acima servem para uma análise comparativa entre os níveis patológicos a que o edifício está sujeito.

<sup>43</sup> Idem 42.

<sup>44</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 31.

### 2.2.1 Método de previsão de recalques

A previsão dos recalques pode ser dividida em três categorias: métodos racionais, semiempíricos e empíricos.

- Métodos racionais: são aqueles em que os parâmetros de deformabilidade dos solos são obtidos em laboratórios ou *in situ* (ensaio pressiométrico ou de placa), em que eles serão combinados a modelos de previsão de recalques teoricamente exatos (teoria da elasticidade ou métodos numéricos).
- Métodos semiempíricos: os parâmetros de deformabilidade são obtidos por correlações com ensaios *in situ* de penetração (CPT ou SPT) e combinados a modelos de previsão de recalques teoricamente exatos ou adaptações deles.
- Métodos empíricos: são aqueles que utilizam tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para diferentes solos. Embora apresentem um valor de tensão e não de recalque, o mesmo pode estar associado às tensões.

#### 2.2.1.1 Métodos baseados no SPT

- Método de Burland e Burbidge: Segundo VELLOSO<sup>45</sup> estudos realizados por Burland e Burbidge (1985) para o recalque de fundações em areias pode ser estimado a partir do SPT pela seguinte expressão:

$$\rho = \frac{q B^{0,70} 1,71 f_s fl}{N^{1,40}}$$

Onde:

$\rho$ : recalque em mm;

$q$ : pressão aplicada em kN/ m<sup>2</sup>;

$B$ : menor dimensão da fundação em m;

$N$ : média do número de golpes no SPT na profundidade de influencia  $Z_1$ ;

$f_s$ : fator de forma dado por:

$$f_s = \frac{1,25 \frac{L}{B}}{0,25 + \frac{L}{B}}$$

$L$ : maior dimensão da fundação.

$fl$ : fator de espessura compressível (H) dado por:

<sup>45</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 106.

$$fl = \frac{H}{Z_1} \left( 2 - \frac{H}{Z_1} \right)$$

Sendo que, para  $H > Z_1$ ,  $fl = 1,00$ . A profundidade  $Z_1$  é dada pelo ábaco da figura 11:

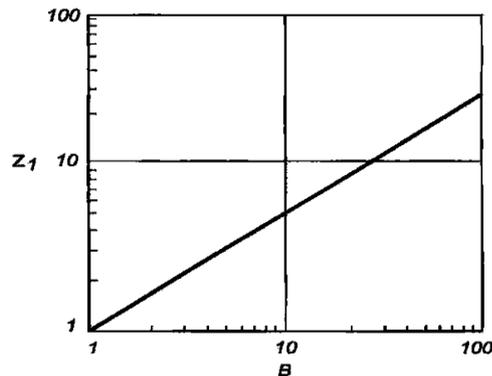


Figura 11: Profundidade de influência em função da menor largura da fundação  
Fonte: Velloso<sup>46</sup>

Ainda segundo VELLOSO<sup>47</sup>, para estimar o recalque com o tempo, deve-se multiplicar o recalque inicial por um fator que leva em consideração a utilização de cargas estáticas e cargas que variam. A expressão é a seguinte:

$$fl = 1 + R_3 + Rt \log \frac{t}{3}$$

Onde:

$R_3$ : Índice de recalque adicional que ocorrer nos primeiros 3 anos (sugerem 0,3 para cargas estáticas e 0,7 para cargas que variam);

$Rt$ : Índice de recalque adicional que ocorrer por cada ciclo logarítmico de tempo após 3 anos (sugerem 0,2 para cargas estáticas e 0,8 para cargas que variam);

$T$ : número de anos (maior que 3 anos).

De acordo com FREITAS<sup>48</sup> “o cálculo do recalque de Burland e Burbidge (1985) é um método de caçulo genérico utilizado para vários tipos de fundações”.

<sup>46</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 106.

<sup>47</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 107.

- Método de Terzaghi e Peck: Em um trabalho pioneiro utilizando o ensaio SPT na previsão de recalques e tensão admissível de sapatas em areia, chegou-se a conclusão de que a tensão que provoca um recalque de 1 polegada (30 cm) pode ser obtida por:

$$q_{adm} = 4,40 \left( \frac{N - 3}{10} \right) \left( \frac{B + 1''}{2B} \right)^2$$

Onde:

$q_{adm}$ : tensão, em kgf/cm<sup>2</sup>, que produz  $w = 1''$ ;

B: menor dimensão em pés (B maior ou igual 4');

N: número de golpes no ensaio SPT.

### 2.3 INTERAÇÃO SOLO - ESTRUTURA

Para se conhecer os deslocamentos reais provenientes da estrutura do edifício, é necessário considerar a interação entre o solo e a fundação. Mas a análise da interação solo-fundação pode ser estendida para considerar também a superestrutura, quando esta é levada em conta no cálculo dos deslocamentos e esforços internos do conjunto super/infraestrutura. Nesse caso, a análise é denominada interação solo-estrutura (ou do conjunto solo-fundação-estrutura). Sendo assim, a perfeita harmonia entre os elementos estruturais e o solo, será o fator primordial ao bom desempenho do empreendimento.

A análise de interação solo-estrutura também determinará os esforços internos a que o elemento de fundação estará sujeito. Para isso, esses esforços podem ser determinados diretamente pela análise, ou indiretamente pelas pressões de contato. Segundo VELLOSO<sup>49</sup> “a determinação das pressões de contato é necessária para o cálculo dos esforços internos na fundação, a partir dos quais é feito seu dimensionamento estrutural (requisito "estabilidade interna" do elemento estrutural da fundação)”.

---

<sup>48</sup> FREITAS, Ivo Emiliano Braga de. **Comportamento e projeto de fundações superficiais em edifícios de alvenaria estrutural**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010, p.14.

<sup>49</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 121.

Um detalhe de extrema importância quando se analisa um elemento de fundação é o das pressões de contato. Para melhor entendê-las, são listados abaixo os fatores que afetam às pressões de contato em ordem decrescente de análise.

- Características das cargas aplicadas;
- Rigidez relativa fundação-solo;
- Propriedades do solo;
- Intensidade das cargas.

Ainda de acordo com o mesmo autor, as características das cargas aplicadas constituem o fator mais importante na definição das pressões de contato, uma vez que a resultante dessas pressões deve ser igual e oposta a resultante das cargas conforme figura 12 (a). Por conseguinte, o segundo fator mais importante é a rigidez relativa fundação-solo,  $R$ . Quanto mais flexível for a fundação, mais as pressões de contato refletirão o carregamento que pode ser visto figura 12 (b).

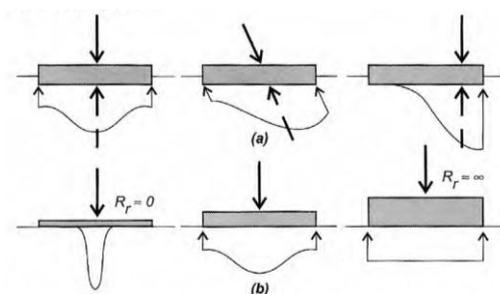


Figura 12: Influência (a) das cargas aplicadas e (b) da rigidez relativa fundação-solo nas pressões de contato

Fonte: Velloso<sup>50</sup>

Já as propriedades dos solos também afetam as pressões de contato, uma vez que a resistência ao cisalhamento do solo determina as pressões máximas nos bordos conforme mostrado na figura 13 (a). E a intensidade de cargas determinará se haverá ou não a plastificação do solo nos bordos do elemento estrutural como pode ser visto figura 13 (b).

<sup>50</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 122.

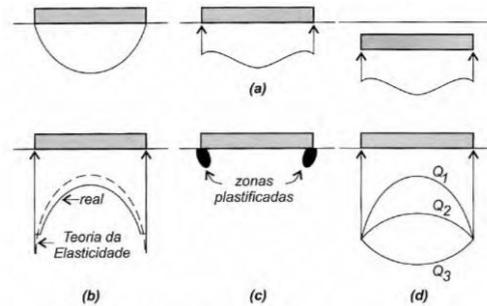


Figura 13: Influência (a) das propriedades do solo e (b) - (d) do nível de carga nas pressões de contato

Fonte: Velloso<sup>51</sup>

Segundo FREITAS<sup>52</sup> “um aumento da rigidez da fundação faz com que os recalques se tornem mais uniformes, logo é importante combinar as fundações para buscar o aumento de sua rigidez”. Isso significa que, se uma fundação receber mais de um pilar (fundação associada ou combinada), os recalques diferenciais entre pilares serão menores. Ou seja, para um resultado satisfatório do ponto de vista da uniformização de recalques diferenciais, é interessante adotar fundações associadas e enrijecê-las.

### 2.3.1 Fundações

Por definição, fundação é um elemento estrutural (conhecido como infraestrutura) localizado abaixo da superestrutura, e tem função de suportar e transferir para o subsolo com segurança, todas as cargas provenientes da estrutura do edifício durante sua utilização. Portanto, é necessário avaliar minuciosamente a resistência adequada que este elemento deverá dispor (obtido por meio do carregamento imposto). Além deste fator, outro com extrema importância é a avaliação da resistência e rigidez apropriada do tipo de solo tratado e sua análise contra deformações (recalques).

<sup>51</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 123.

<sup>52</sup> FREITAS, Ivo Emiliano Braga de. **Comportamento e projeto de fundações superficiais em edifícios de alvenaria estrutural**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010, p.26.

Quanto à escolha da fundação, diversos quesitos devem ser atendidos. Segundo ALONSO<sup>53</sup> “a escolha de uma fundação para uma determinada construção só deve ser feita após constatar que a mesma satisfaz as condições técnicas e econômicas da obra em apreço”. Para uma tomada de decisão correta e segura, são listados abaixo alguns pontos a serem observados antes da escolha da fundação.

- Proximidade dos edifícios limítrofes, bem como seu tipo de fundação e estado da mesma;
- Natureza e características do subsolo no local da obra;
- Grandeza das cargas a serem transmitidas à fundação;
- Limitação dos tipos de fundações existentes no mercado.

A solução quanto ao tipo de fundação escolhida será encontrada por eliminação das fundações oferecidas pelo mercado, buscando as que satisfaçam as condições técnicas e econômicas em questão. Logo em seguida, é feita a análise de custo destas fundações e a escolha será pela mais econômica.

As fundações classificam-se em: fundações superficiais (rasas ou diretas) e fundações profundas.

Segundo a ABNT<sup>54</sup> “fundação superficial é o elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação”. Dentre as soluções possíveis, as fundações superficiais ou diretas são usualmente as mais econômicas, uma vez que sua execução não necessita de equipamentos especiais. No entanto, esse tipo de fundação só pode ser aplicado quando o solo analisado apresenta uma boa resistência e uma baixa deformabilidade em suas camadas superficiais.

Ainda de acordo com a ABNT

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

---

<sup>53</sup> ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. 2. Ed., São Paulo: Edgard Blucher, 2010, p.117.

<sup>54</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:2010: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2010, p. 2.

As fundações profundas são projetadas para solos que não apresentam resistência mínima necessária nos primeiros metros. Assim, é prática comum de engenheiros projetistas utilizarem fundações profundas em locais onde a fundação deve ser apoiada abaixo de 3 metros de profundidade, ou em situações onde a taxa de trabalho do solo seja muito baixa e a fundação superficial necessite de uma área de sapata muito grande.

Como o objeto de estudo em tela (suas particularidades serão descritas no próximo capítulo) refere-se a um edifício que foi projetado com fundação superficial, serão focados aqui apenas estes tipos de fundações, sendo as fundações profundas não citadas com a mesma ênfase.

### 2.3.1.1 Sapata

De acordo com a ABNT<sup>55</sup> uma sapata é “elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim”.

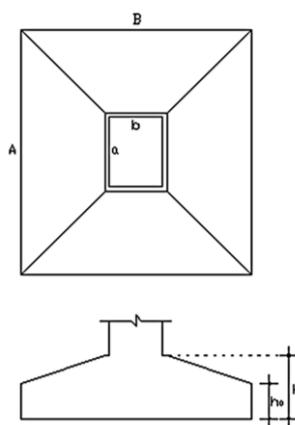


Figura 14: Sapata (isolada)  
Fonte: Google<sup>56</sup>

Os tipos de sapatas comumente encontrados são: sapata quadrada, retangular, circular e de divisa, podendo associar vigas de equilíbrio ou não.

<sup>55</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:2010: Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2010, p. 2.

<sup>56</sup> Disponível em:

[https://www.google.com.br/search?q=sapata+isolada&espv=2&biw=1745&bih=890&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjUyPPyk-JAhWEH5AKHZidAHIQ\\_AUIBigB#imgsrc=ZD3sYz1qC8G\\_9M%3A](https://www.google.com.br/search?q=sapata+isolada&espv=2&biw=1745&bih=890&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjUyPPyk-JAhWEH5AKHZidAHIQ_AUIBigB#imgsrc=ZD3sYz1qC8G_9M%3A). Acesso em setembro de 2015.

### 2.3.1.2 Sapata corrida

Sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares em um mesmo alinhamento (às vezes chamada de *baldrame* ou de viga de fundação – figura 15). Para o sistema de alvenaria estrutural a utilização de sapatas corridas pode ser uma prática muito eficiente, uma vez que ao longo de toda a alvenaria existirá um elemento de fundação que transmitirá as solicitações para a fundação. Dessa maneira, não haverá transmissão de cargas em vigas-baldrame e o carregamento na primeira fiada será o mais uniforme possível.

Segundo FREITAS<sup>57</sup> “são chamadas de vigas de fundação, as fundações associadas para dois ou mais pilares, porém nas edificações de alvenaria estrutural as cargas que chegam às fundações não são concentradas, mas sim distribuídas, esses tipos de fundação também recebem o nome de sapatas corridas”.

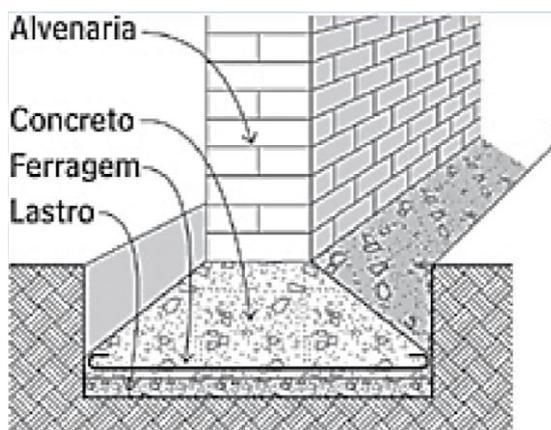


Figura 15: Sapata corrida  
Fonte: Google<sup>58</sup>

### 2.3.1.3 Sapatas associadas ou combinadas

Transmitem as ações de dois ou mais pilares adjacentes. São utilizadas quando não é possível a utilização de sapatas isoladas para cada pilar por estarem muito próximas entre si, o que provocaria a superposição de suas bases (em planta)

<sup>57</sup> FREITAS, Ivo Emiliano Braga de. **Comportamento e projeto de fundações superficiais em edifícios de alvenaria estrutural**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010, p.18.

<sup>58</sup> Disponível em:

[https://www.google.com.br/search?q=sapata+corrido&espv=2&biw=1745&bih=890&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwi9x5q\\_IOTJAhUBgZAKHRvNCE8Q\\_AUIBigB#imgrc=\\_e4anv2uVXZOqM%3A](https://www.google.com.br/search?q=sapata+corrido&espv=2&biw=1745&bih=890&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwi9x5q_IOTJAhUBgZAKHRvNCE8Q_AUIBigB#imgrc=_e4anv2uVXZOqM%3A). Acesso em setembro de 2015.

ou dos bulbos de pressões. Neste caso convém empregar uma única sapata para receber as ações de dois ou mais pilares. Normalmente as sapatas associadas são projetadas com viga de rigidez (enrijecimento), cujo eixo passa pelo centro de cada pilar. Como vantagem deste tipo de sapata, está relacionada à uniformização dos recalques diferenciais por meio do enrijecimento dos elementos estruturais (figura 16).

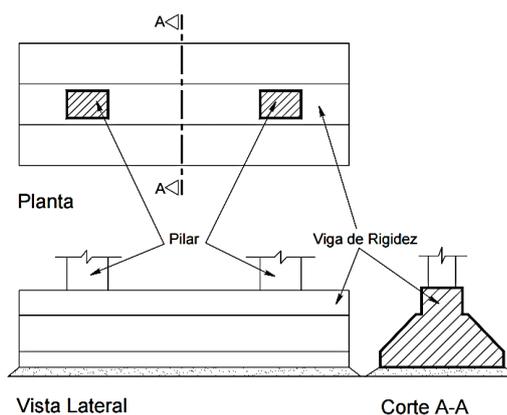


Figura 16: Sapata associada ou combinada  
Fonte: Google<sup>59</sup>

Vale ressaltar que, como anteriormente citado, a área de contato com o solo sendo maior, tende a uniformizar os recalques.

### 2.3.1.4 Radier

É o elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos.

Segundo DÓRIA<sup>60</sup>

A fundação do tipo Radier pode ser suportada por pilares em situações em que o lençol freático encontra-se próximo à superfície ou aonde a base do solo é susceptível a grandes recalques. As tensões de contato penetram no solo para uma elevada profundidade ou têm grande intensidade superficial, ambos os fatores tendem para um acréscimo do recalque.

<sup>59</sup> Disponível em:

[https://www.google.com.br/search?q=sapata+associada&espv=2&biw=1745&bih=890&site=webhp&source=Inms&tbn=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjT5ov5IOTJAhWHgpAKHZLkDHMQ\\_AUIBigB#imgrc=YQeKKOU8Mxo8CM%3A](https://www.google.com.br/search?q=sapata+associada&espv=2&biw=1745&bih=890&site=webhp&source=Inms&tbn=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjT5ov5IOTJAhWHgpAKHZLkDHMQ_AUIBigB#imgrc=YQeKKOU8Mxo8CM%3A). Acesso em setembro de 2015.

<sup>60</sup> DÓRIA, Luis Eduardo Santos. **Projeto de Estrutura de Fundação em Concreto do Tipo Radier**. Dissertação (Pós Graduação). Universidade Federal de Alagoas. Maceió, 2007, p 04.

Ainda segundo o mesmo autor, a fundação tipo Radier é uma laje suportada pelo solo, em que a carga uniformemente distribuída gira em torno de 50% da capacidade suporte admissível do solo, e é empregada nos seguintes casos:

- O solo tem baixa capacidade de carga;
- Deseja-se uniformizar os recalques;
- As áreas das sapatas se aproximam umas das outras ou quando a área destas for maior que a metade da área de construção.

Os Radiers podem ser classificados quanto à geometria, à rigidez à flexão e quanto à tecnologia.

- Quanto à geometria podem ser: lisos, com pedestais, nervurados e caixão.
  - Lisos: sua grande vantagem é devido à facilidade de execução (fig. 17 - a);
  - Com pedestais: os pedestais podem ser superiores ou inferiores, tendo estes últimos a vantagem de ser feitos na escavação e deixar a superfície do piso plana. Sua função é a de aumentar a resistência à flexão e ao esforço cortante (fig. 17 - b);
  - Nervurados: executa-se com nervuras principais e secundárias, colocadas sob os pilares ou alvenarias, podendo ser inferiores ou superiores. No caso de nervuras inferiores, a vantagem está na execução junto com a escavação não necessitando nivelar, pois o próprio terreno faz esse trabalho, o que não acontece com as nervuras superiores que devem ser preenchidas com agregados para nivelar o piso (fig. 17 - c);
  - Caixão: sua vantagem está na grande rigidez que o sistema fornece, além de poder ser executado com vários pisos (fig. 17 - d).

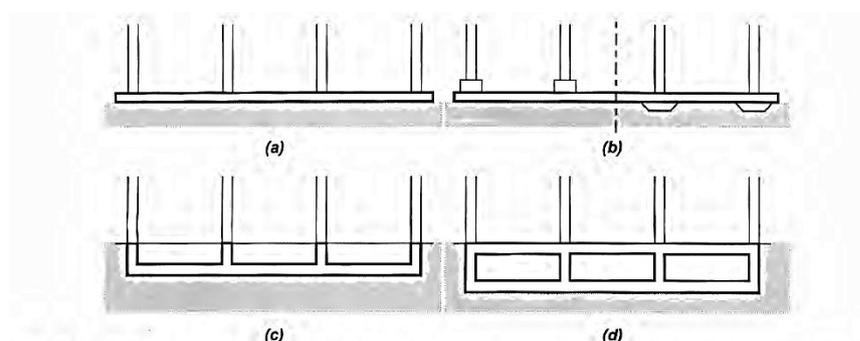


Figura 17: Radiers: (a) lisos, (b) com pedestais ou em laje cogumelo, (c) nervurados (vigas invertidas) e (d) em caixão  
Fonte: Velloso<sup>61</sup>

<sup>61</sup> VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010, p. 163.

- Quanto à rigidez à flexão podem ser: rígidos ou flexíveis (elásticos).
  - Rígidos: são aqueles cuja rigidez à flexão é relativamente grande, portanto, o elemento estrutural pode ser tratado como corpo rígido.
  - Flexíveis (ou elásticos): possuem menor rigidez e os deslocamentos relativos da placa não são desprezíveis.
- Quanto à tecnologia, podem ser empregados o concreto armado e o concreto protendido na sua execução.
  - Concreto Armado: na determinação da espessura do Radier, a especificação da resistência à compressão do concreto torna-se de fundamental importância, inclusive nas propriedades da superfície acabada do concreto. Essa resistência tem também uma grande influência na retração do concreto, na deformação lenta e nas deformações devido à variação de temperatura.
  - Concreto Protendido: a grande característica deste sistema é sua simplicidade de execução, em que as cordoalhas e seus acessórios requerem um trabalho muito simples (figura 18).

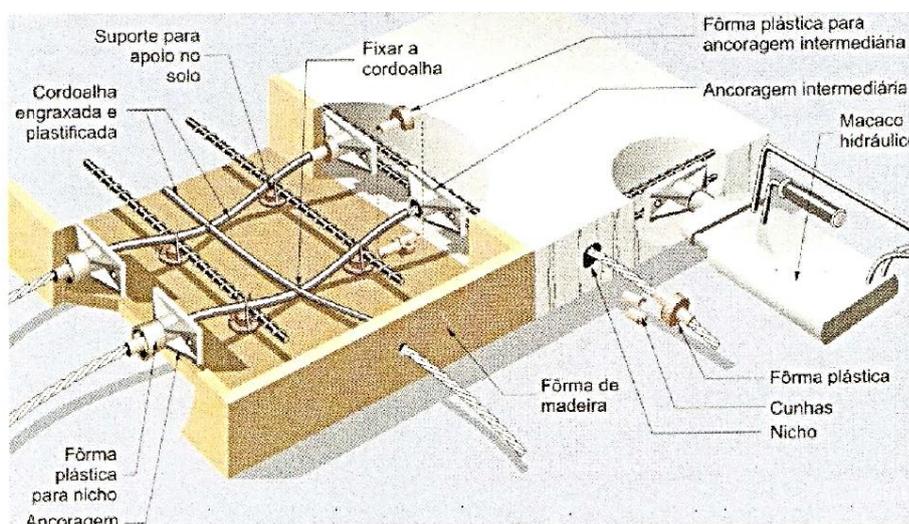


Figura 18: Radier protendido  
Fonte: Dória<sup>62</sup>

Este capítulo trouxe definições, métodos de previsão de recalques e considerações sobre os aspectos geotécnicos. No próximo capítulo serão abordados de forma prática e utilizados os conceitos definidos neste capítulo para a determinação dos recalques.

<sup>62</sup> DÓRIA, Luis Eduardo Santos. **Projeto de Estrutura de Fundação em Concreto do Tipo Radier**. Dissertação (Pós Graduação). Universidade Federal de Alagoas. Maceió, 2007, p 12.

### 3 ESTUDO DE CASO

Para a realização desta pesquisa foi necessária a coleta de dados relativos ao empreendimento em questão com a empresa responsável pelo projeto de alvenaria estrutural, com a empresa responsável pela execução do empreendimento, bem como a empresa executora do boletim de sondagem, estando todos os arquivos pertinentes ao exposto nos anexos I, II e III.

O empreendimento executado pelo Grupo Liderança, denominado Neir Mendes de Carvalho, foi idealizado na cidade de Caratinga, no estado de Minas Gerais, localizado à Rua Deputado Dênio Moreira de Carvalho, no bairro Santa Cruz, área de extremo desenvolvimento social. A concepção deste projeto foi atender ao programa Minha Casa Minha Vida.

Este projeto é composto de 02 (dois) blocos de edifícios, cada bloco sendo composto de 16 (dezesesseis) apartamentos cada, totalizando 32 (trinta e dois) apartamentos com área aproximada de 50 m<sup>2</sup>. Por se tratar de um edifício de alvenaria estrutural, as garagens e demais equipamentos, encontram-se fora do edifício, como é de praxe em construções do tipo. A localização do empreendimento segue na figura 19 e 20:



Figura 19: Localização do empreendimento  
Fonte: Adaptado do Google



Figura 20: Localização do empreendimento no bairro  
Fonte: Adaptado do Google

A infraestrutura (ou fundação) do edifício é direta (ou superficial) do tipo radier liso com espessura acabada de 25 cm executada em concreto armado, como descrito no item 2.2.1.4, em que sua principal vantagem é a rapidez de execução e facilidade de montagem. O projeto de fôrma segue no anexo I.

A superestrutura é composta de blocos cerâmicos com resistência à compressão de 9 MPa (nove megapascal), exercendo a função de paredes autoportantes, dispostas pelo método de paredes celulares e conforme descrito no item 1.2.1, é um sistema adequado a edificações residenciais e hotéis. Todas as paredes são estruturais e formam células contíguas. Normalmente a disposição das paredes é simétrica como pode ser visto nas plantas apresentadas no anexo I. Devido à logística, foi optado por estes elementos, sendo adquiridos na região próxima a Caratinga, na cidade de Sobrália – MG. As lajes são em concreto armado do tipo pré-moldada.

Como a proposta da pesquisa é analisar a viabilidade construtiva de edifícios de alvenaria estrutural em função do terreno proposto, serão feitas duas análises neste capítulo. A primeira refere-se ao próprio local onde está sendo executada a obra (terreno 1); para tanto, estão dispostos no anexo II os dados relativos ao boletim de sondagem, bem como a localização dos seus pontos. Na segunda análise o mesmo edifício é implantado em outro local (terreno 2), com o objetivo de comparação dos níveis de recalques, sendo ao final concluído a viabilização/inviabilização do mesmo. Os dados do boletim de sondagem e pontos de locação dos furos encontram-se no anexo III.

Em cada análise será adotada uma sequencia de cálculo que permitirá obter os resultados em questão, que são: taxa de trabalho do solo, descrito no item 2.1.6.3.1 (método de Urbano Alonso), do qual será conhecida a forma como o solo está sendo usado pelo carregamento imposto; e por fim os níveis de recalques nos pontos de incidência de maior carga do edifício, apresentando todos os carregamentos nos anexos IV e V. Na tabela abaixo seguem os dados resumindo todo o cálculo dos referidos anexos:

DESCRIÇÃO	VALORES TOTAIS
Carregamento vertical e horizontal	9734,20 kN
Área do pavimento	213,61 m <sup>2</sup>
Pressão aplicada	45,57 kN/m <sup>2</sup>

Tabela 8: Resumo dos cálculos

### 3.1 TERRENO 1

#### 3.1.1 Verificação da taxa de trabalho do solo

Os dados determinados pelo boletim de sondagem (anexo II) mostram que o solo em geral tem uma resistência satisfatória. Dentre os furos realizados, será escolhido para análise o furo SP-03, por estar em um ponto intermediário dos dois blocos de edifícios e corresponder com os demais furos, o mesmo será comparado com o furo SP-05 mais adiante. Nota-se que o nível d'água foi encontrado a uma profundidade de 4,20 m e que o solo constituinte é um silte argiloso pouco arenoso, muito duro, cor vermelha e que o fim da sondagem à percussão foi aos 7,00 m de profundidade devido à alta resistência à penetração do amostrador. Com isso é possível inferir que, para este terreno, a solução de fundações superficiais é uma escolha considerável.

Para verificar a taxa de trabalho do solo será utilizado o método descrito no item 2.1.6.3.1 – Urbano Alonso – no qual a determinação da tensão admissível do solo é dada pela fórmula:

$$\sigma = 0,02 * N_{SPT} \text{ (Mpa)} \quad N_{SPT} \leq 20$$

O valor  $N_{SPT}$  é dado pela soma dos golpes necessários para penetrar o amostrador nos seus 30 cm finais, dividido pelo valor B que é a menor dimensão entre comprimento e largura do Radier. Como a menor dimensão do Radier é igual a 14,00 m, e o final da sondagem se deu aos 7,00 m de profundidade, este valor é suficiente para determinar a incógnita em questão. Logo:

$$N_{SPT} = \frac{50+45+50+47+50+50}{6} = 48,66$$

Como o  $N_{SPT}$  foi superior a 20, e essa é uma condicionante da fórmula, logo utiliza-se  $N_{SPT}$  igual a 20 e é determinada a tensão admissível do solo, que é igual a:

$$\sigma = 0,02 * 20 = 0,40 \text{ Mpa} = 40 \frac{tf}{m^2}$$

Através das planilhas calculadas nos anexos IV e V e pelo resumo da tabela acima foi encontrado um valor igual a  $4,55 \frac{tf}{m^2}$ , que corresponde a todo o carregamento do edifício (cargas verticais e horizontais). Como pode ser visto nos cálculos acima, o valor solicitante a que o solo está sujeito é muito inferior ao que ele realmente resiste, tornando esta verificação suficiente para este estudo. Vale ressaltar que o solo é de excelente qualidade e tem uma boa resistência, e que poderiam ter sido empregados outros tipos de fundações, porém foi optado por este sistema pela agilidade de execução e também por não ter sido feita nenhuma melhoria no solo.

### 3.1.2 Determinação dos recalques dos edifícios

Para a determinação dos recalques provenientes deste edifício, serão utilizados os pontos SP-03 e SP-05, para uma abrangência maior dos níveis de recalques, visto que a diferença entre estes pontos é notável. Para tanto será utilizado o método de Burland e Burbidge (1985) descrito no item 2.2.1.1 através da fórmula:

$$\rho = \frac{q B^{0,70} 1,71 f_s f_l}{N^{1,40}}$$

Os dados abaixo seguem para efeito de cálculo no ponto SP-03:

$\rho$ : recalque em mm;

q: pressão aplicada igual a 45,57 kN/m<sup>2</sup>;

B: menor dimensão da fundação igual a 14,00 m;

N: média do número de golpes no SPT na profundidade de influência Z1 igual a 42;  
 fl: fator de espessura compressível igual a 1,00 (devido à camada compressível ser maior que a profundidade de influencia Z1).

$$fl = \frac{H}{Z_1} \left( 2 - \frac{H}{Z_1} \right) = 1,00$$

fs: fator de forma dado por:

$$fs = \frac{1,25 \frac{L}{B}}{0,25 + \frac{L}{B}} = \frac{1,25 \frac{18,90}{14}}{0,25 + \frac{18,90}{14}} = 1,054$$

Logo, para o ponto SP-03 o recalque imediato é igual a:

$$\rho_i = \frac{45,57 * 14^{0,70} * 1,71 * 1,054 * 1,00}{42^{1,40}} = 2,781 \text{ mm}$$

E para o recalque por adensamento, definido no item 2.2.1.1 com o tempo de 50 anos, e para cargas estáticas, é igual a:

$$fl = 1 + R_3 + R_t \log \frac{t}{3}$$

$$fl = 1 + 0,30 + 0,20 \log \frac{50}{3} = 1,544$$

$$\rho_c = fl * \rho_i = 1,544 * 2,781 = 4,293 \text{ mm}$$

Portanto, o recalque total neste ponto é igual:

$$\rho_t = \rho_c + \rho_i$$

$$\rho_t = 4,293 + 2,781 = 7,074 \text{ mm}$$

E para o ponto SP-05, os dados encontrados para a determinação dos recalques são:

q: pressão aplicada igual a 45,57 kN/m<sup>2</sup>;

B: menor dimensão da fundação igual a 14,00 m;

N: média do número de golpes no SPT na profundidade de influencia Z1 igual a 34;

fl: fator de espessura compressível igual a 1,00.

fs: fator de forma igual a 1,054.

Logo, o recalque imediato no ponto SP-05 é igual a:

$$\rho = \frac{45,57 * 14^{0,70} * 1,71 * 1,054 * 1,00}{34^{1,40}} = 3,738 \text{ mm}$$

E o recalque por adensamento conforme os parâmetros definidos anteriormente é igual a:

$$\rho_c = fl * \rho_i = 1,544 * 3,738 = 5,771 \text{ mm}$$

Portanto, o recalque total neste ponto é igual a:

$$\rho_t = \rho_c + \rho_i$$

$$pt = 5,771 + 3,738 = 9,509 \text{ mm}$$

A partir dos resultados acima calculados é possível afirmar que, apesar dos pontos de sondagens terem as mesmas características de solo (silte argiloso), os valores dos golpes obtidos para os 30 cm finais de cada metro neste furo são bem diferentes do ponto SP-03, levando em consideração que eles estão no mesmo terreno a uma distância aproximada de 20 metros. Isso prova que existe uma grande variabilidade de características geotécnicas no mesmo local. No entanto, nos recalques calculados não houve uma alteração significativa, cerca de 34,42%, visto que no método utilizado o fator de espessura compressível, que leva em consideração o solo abaixo da cota de apoio da fundação, foi obtido um valor igual no ponto SP-05 e também a média do SPT deste ponto foi inferior ao ponto SP-03.

## 3.2 TERRENO 2

O terreno escolhido para análise e comparação de resultados, localiza-se às margens da BR-329 (estrada Caratinga – Bom Jesus do Galho) e os dados relativos deste local podem ser vistos no anexo II.

O local em análise é um loteamento denominado Alvorada (dos mesmos empreendedores do estudo em questão) o qual ainda encontra-se em execução para a construção de futuras moradias, por isso a escolha deste terreno é justificada, a fim de prever o comportamento do solo para possíveis locações de obras.

Como pode ser visto nos anexos, o terreno é totalmente diferente do anterior, sendo encontradas diversas camadas de solos (areia, silte e argila). Neste caso não existe uma planta de locação do edifício, sendo considerado que cada furo (SP-01 e SP-02) encontra-se no centro de cada bloco de edifício para tornar a análise mais precisa. Com isso, será seguida a mesma linha de raciocínio do terreno anterior. Pode-se inferir que este terreno possui uma resistência considerável a partir de 10,00 m de profundidade (o que será comprovado na verificação da taxa de trabalho do solo) e que o nível d'água foi encontrado a 4,80 m de profundidade. Para a determinação da taxa de trabalho do solo será seguido o mesmo método de Urbano Alonso para encontrar o valor de  $N_{SPT}$ .

### 3.2.1 Verificação da taxa de trabalho do solo

$$N_{\text{SPT}} = \frac{19+15+17+4+11+21+24+34+39+30+36+24+20+45}{14} = 24,21$$

Como ocorrido no caso anterior, o valor  $N_{\text{SPT}}$  foi superior ao estimado, e o método afirma que, para valores superiores a 20, utilizar o número 20 como referência para o cálculo da tensão admissível do solo. Logo, o valor desta tensão é igual a:

$$\sigma = 0,02 * 20 = 0,40 \text{ Mpa} = 40 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2}$$

Isto se deve a menor dimensão da fundação ser igual a 14,00 m, o que leva a média a um valor tal que o terreno tenha uma alta resistência; agora no caso de uma fundação tipo sapatas, este valor provavelmente seria menor, pois a menor dimensão é muito inferior ao caso em estudo.

A conclusão dada para o terreno anterior se aplica também a este terreno, no qual o valor solicitante (carregamento do edifício) igual a  $4,55 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2}$  está bem abaixo do valor que o terreno realmente resiste ( $40 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2}$ ). A possibilidade de utilização de outros tipos de fundação não será discutida aqui, visto que não está no escopo da pesquisa, mas vale ressaltar que, no caso de uma escolha diferente desta, deverá ser verificada a taxa de trabalho para o caso em questão, assim como o nível de recalque e a utilização de um método que descreva o mais próximo possível a situação real da obra.

### 3.2.2 Determinação dos recalques dos edifícios

O procedimento de cálculo será semelhante ao caso do terreno anterior, seguindo o método de Burland e Burbidge (1985), e considerando como anteriormente mencionado que os pontos de sondagem estão localizados no centro do edifício.

Assim, os dados para determinação do recalque no ponto de sondagem SP-01 são iguais a:

q: pressão aplicada igual a 45,57 kN/m<sup>2</sup>;

B: menor dimensão da fundação igual a 14,00 m;

N: média do número de golpes no SPT na profundidade de influência Z1 igual a 22;

fl: fator de espessura compressível igual a 1,00;

fs: fator de forma igual a 1,054 (pois as dimensões da fundação são as mesmas).

Logo, para o ponto SP-01 o recalque imediato é igual a:

$$\rho_i = \frac{45,57 * 14^{0,70} * 1,71 * 1,054 * 1,00}{22^{1,40}} = 6,877 \text{ mm}$$

E o recalque por adensamento conforme critérios definidos anteriormente:

$$\rho_c = fl * \rho_i = 1,544 * 6,877 = 10,618 \text{ mm}$$

Portanto, o recalque total neste ponto é igual a:

$$\rho_t = \rho_c + \rho_i$$

$$\rho_t = 10,618 + 6,877 = 17,495 \text{ mm}$$

E para o segundo ponto de sondagem (SP-02) os dados relativos ao cálculo do recalque são iguais a:

q: pressão aplicada igual a 45,57 kN/m<sup>2</sup>;

B: menor dimensão da fundação igual a 14,00 m;

N: média do número de golpes no SPT na profundidade de influência Z1 igual a 19;

fl: fator de espessura compressível igual a 1,00;

fs: fator de forma igual a 1,054 (pois as dimensões da fundação são as mesmas).

Logo, para o ponto SP-02 o recalque imediato é igual a:

$$\rho_i = \frac{45,57 * 14^{0,70} * 1,71 * 1,054 * 1,00}{19^{1,40}} = 8,444 \text{ mm}$$

E o recalque por adensamento com base nos mesmos critérios anteriormente definidos é igual a:

$$\rho_c = fl * \rho_i = 1,544 * 8,444 = 13,037 \text{ mm}$$

Portanto, o recalque total neste ponto é igual a:

$$\rho_t = \rho_c + \rho_i$$

$$\rho_t = 13,037 + 8,444 = 21,481 \text{ mm}$$

Os resultados acima podem ser interpretados de maneira que, para o primeiro caso (SP-01), a média do número de golpes no SPT no bulbo de tensões é superior ao segundo ponto, inferindo que o resultado do nível de recalque é menor que o segundo caso. Com isso, a diferença encontrada entre os dois pontos foi aproximadamente igual a 22,78%. Comparando este percentual com o valor calculado no terreno 1 (34,42%) conclui-se que, apesar dos valores de recalques serem maiores no terreno em questão, existe uma “uniformidade” de recalques para este terreno.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo inicial da pesquisa foi analisar a viabilidade construtiva de edifícios de alvenaria estrutural em função do terreno proposto, no qual o edifício descrito, com suas particularidades mencionadas, foi estudado e avaliados os níveis de recalques que o mesmo provocou nos solos onde foi implantado.

Como pôde ser visto, nos terrenos analisados as hipóteses iniciais foram confirmadas, sendo satisfeitas as condições de capacidade de carga; os esforços solicitantes foram inferiores aos esforços resistentes do solo, e também os níveis de recalques calculados pelo método de Burland e Burbidge (1985) foram considerados inferiores ao que prescreve a literatura. No caso do ponto mais desfavorável do terreno 1 (SP-05) foi atingido somente 9,32% do limite máximo permitido para este tipo de fundação, estando com isso fora de problemas estruturais, desde que o sistema seja construído conforme prescreve as normas brasileiras. Já no terreno 2, em seu ponto mais desfavorável (SP-02), o valor limite atingido foi aproximadamente igual a 21,05%, conforme descreve a literatura. Os dados levantados como: carregamentos verticais, carregamentos horizontais e áreas de influência, foram todos calculados de forma minuciosa para que pudesse se aproximar ao máximo da realidade da obra, assim como o cálculo dos recalques.

Os tipos de terrenos abordados nesta pesquisa se comportaram de forma satisfatória, atendendo todas as verificações e cálculos. Porém, é sugerido para uma futura pesquisa (caso seja aprimorada) abordar outros terrenos de outras regiões, do qual o comportamento dos solos sejam os mais diversos possíveis, a fim de propor soluções que aprimorem o campo da engenharia geotécnica local.

Os resultados obtidos nesta pesquisa vêm para mostrar como o mesmo terreno pode estar sujeito a diversas características, devendo ser em todo caso, estudado de forma cuidadosa por um engenheiro especialista, para que não ocorram acidentes de proporções catastróficas em que há perdas de vidas humanas. E com isso, para os dois tipos de terrenos analisados, existe a viabilidade construtiva de edifícios de alvenaria estrutural, estando isentos de problemas decorrentes dos solos para este tipo específico de construção analisada.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

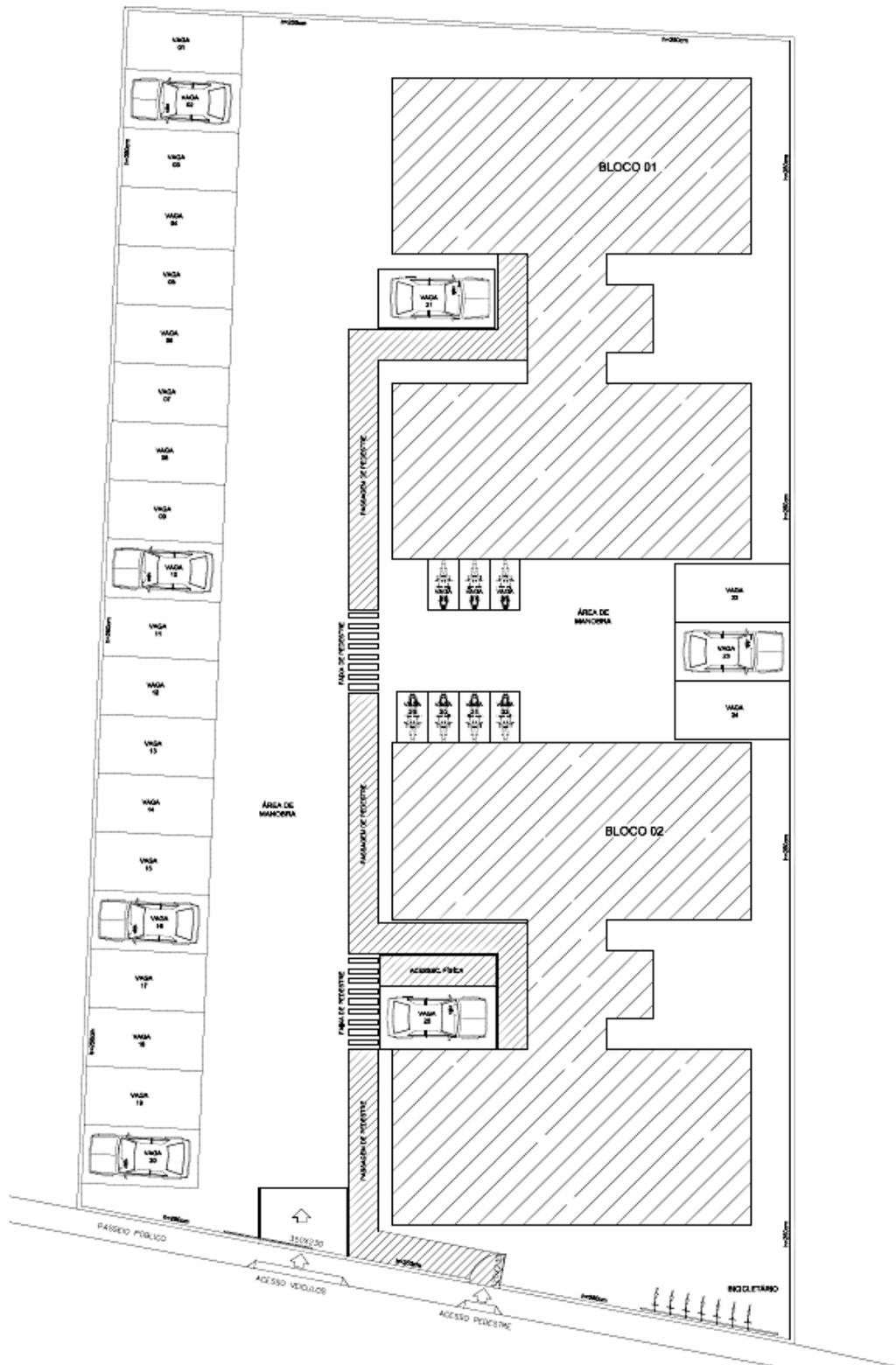
1. ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. 2. Ed., São Paulo: Edgard Blucher, 2010.
2. BUENO, Benedito de Souza; VILAR, Orêncio Monje. **Mecânica dos Solos**. Oficinas Gráficas da Imprensa Universitária da Universidade Federal de Viçosa (Departamento de Engenharia Civil), 1980.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13441**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812-1**: Alvenaria estrutural - blocos cerâmicos parte 1 - projetos. Rio de Janeiro, 2010.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812-2**: Alvenaria estrutural- blocos cerâmicos parte 2 - execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2010.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961:2011**: Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:1980**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122:2010**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro, 2010.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484:2001**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
10. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036:1983**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.
11. CAMACHO, Jefferson Sidney. **Projeto de edifício de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Unesp – Nepae, 2006.
12. CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. 6.ed., Rio de Janeiro: LTC, 1996.
13. CINTRA, José Carlos Angelo. AOKI, Nelson. ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: Projeto Geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
14. DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. ed., São Paulo: Editora Cengage, 2007.
15. DÓRIA, Luis Eduardo Santos. **Projeto de Estrutura de Fundação em Concreto do Tipo Radier**. Dissertação (Pós Graduação). Universidade Federal de Alagoas. Maceió, 2007.
16. FREITAS, Ivo Emiliano Braga de. **Comportamento e projeto de fundações superficiais em edifícios de alvenaria estrutural**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.
17. KALIL, Sílvia Maria Baptista. **Alvenaria Estrutural**. Notas de aula. PUCRS.
18. MARANGON, M. Mecânica dos Solos II. Universidade Federal de Juiz de Fora (Faculdade de Engenharia - Núcleo de Geotecnia), Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/04-MS-Unidade-03-Compressibilidade-e-Adensamento-2013.pdf> acessado em 03 de Maio de 2015.

19. OLIVEIRA JUNIOR, Valdir. **Recomendações para Projeto de Edifícios em Alvenaria Estrutural**. Dissertação de mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992.
20. ORTIGÃO, José Alberto Ramalho. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. LTC, 2007.
21. PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
22. RAMALHO, Márcio. CORRÊA, Márcio R.S. **Projeto de edifícios de Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2003.
23. VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

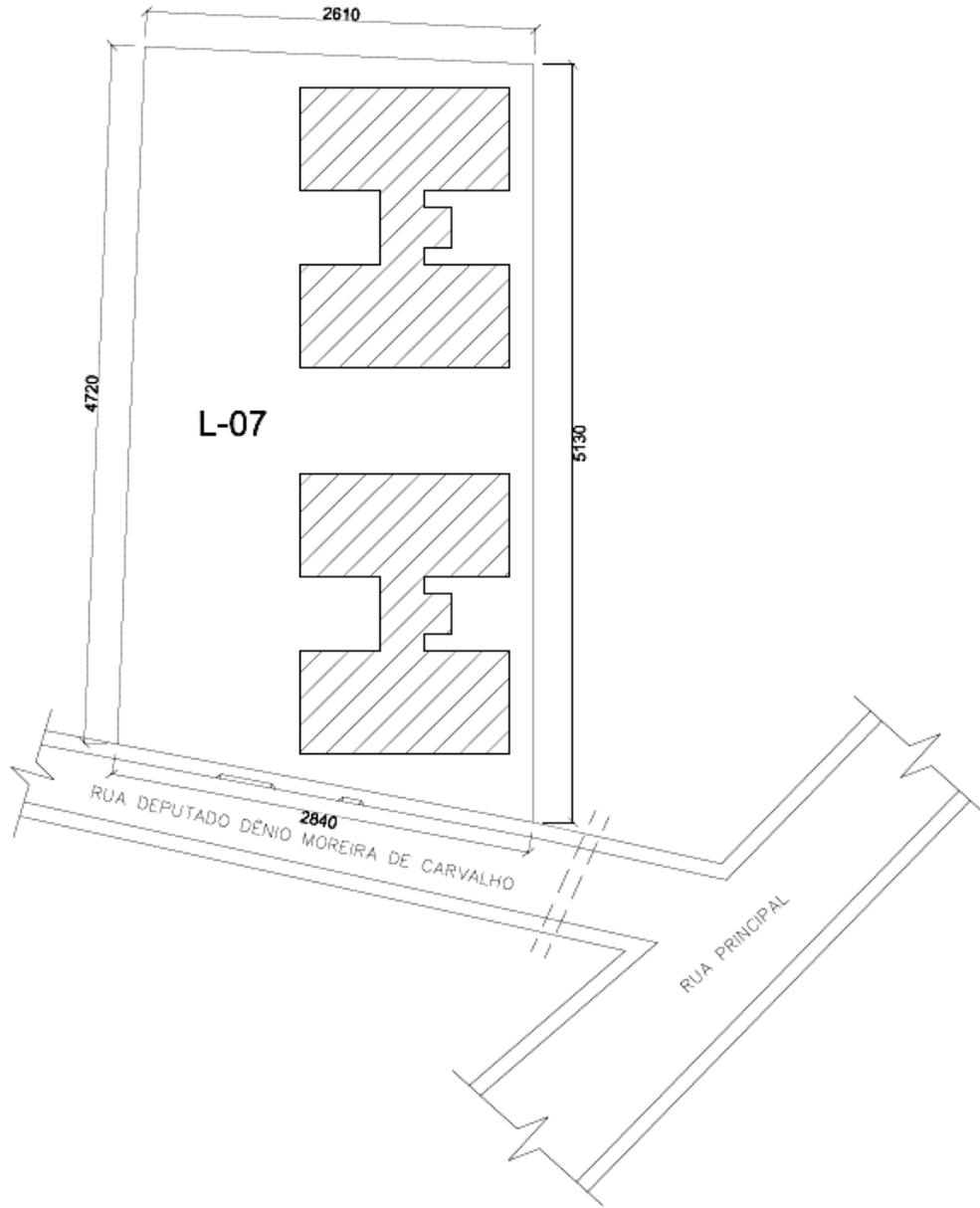
**ANEXOS**

## ANEXO I

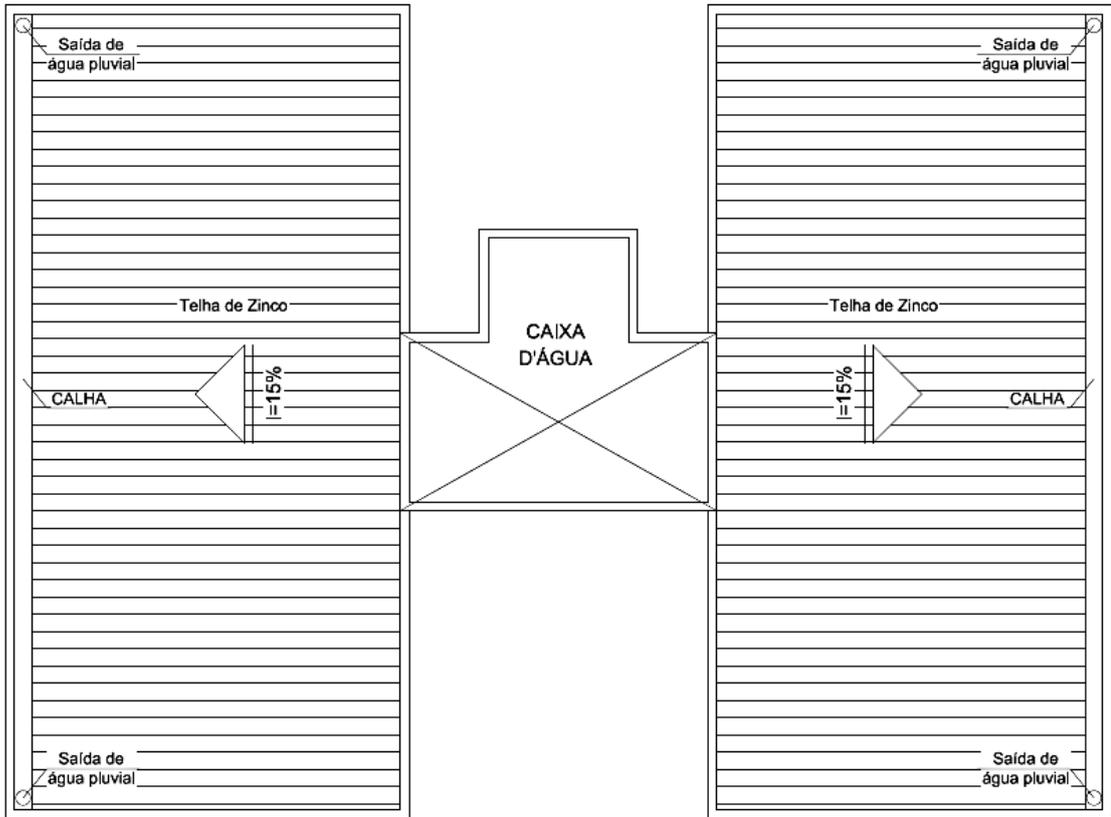
### PLANTAS DO EDIFÍCIO EM ESTUDO



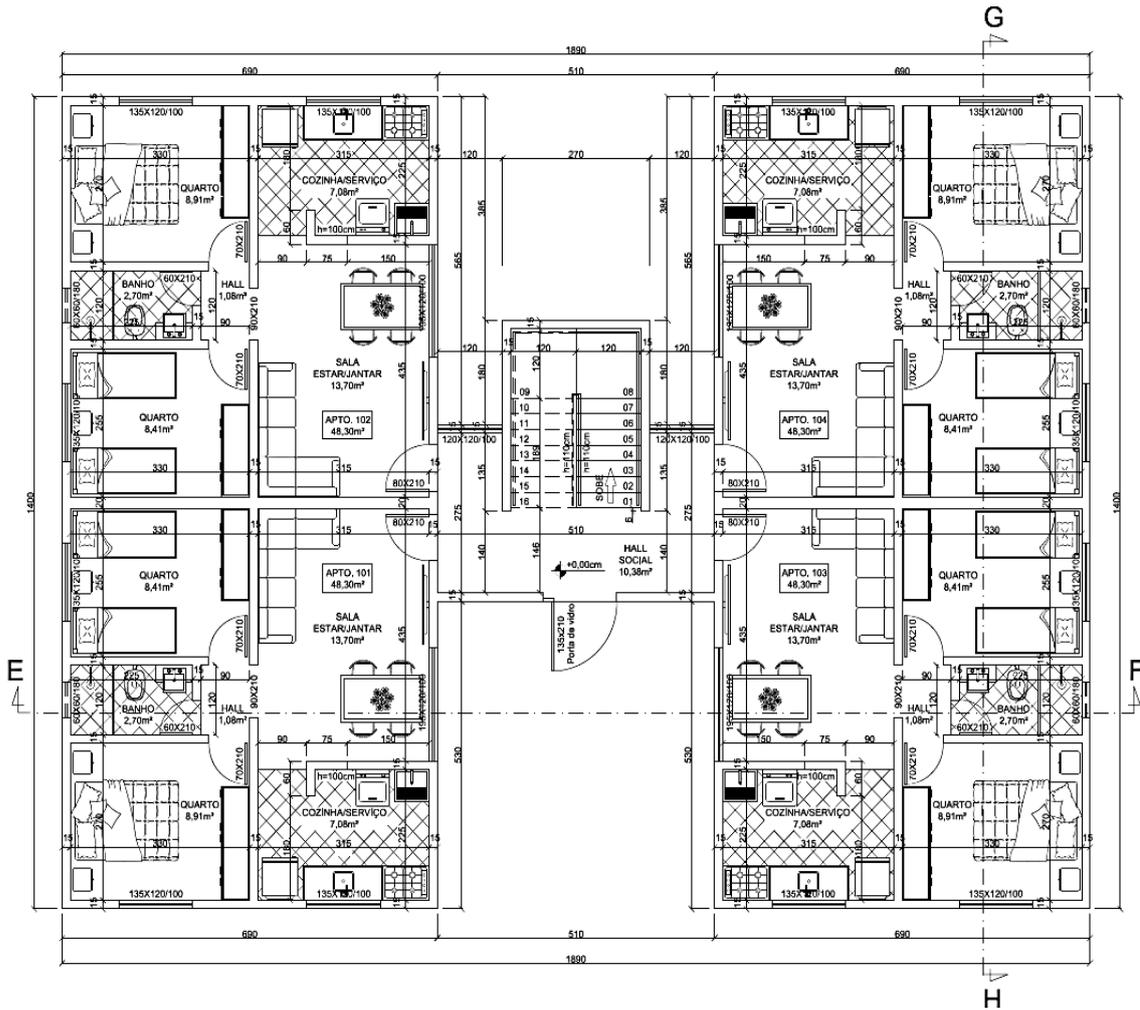
Planta de Locação



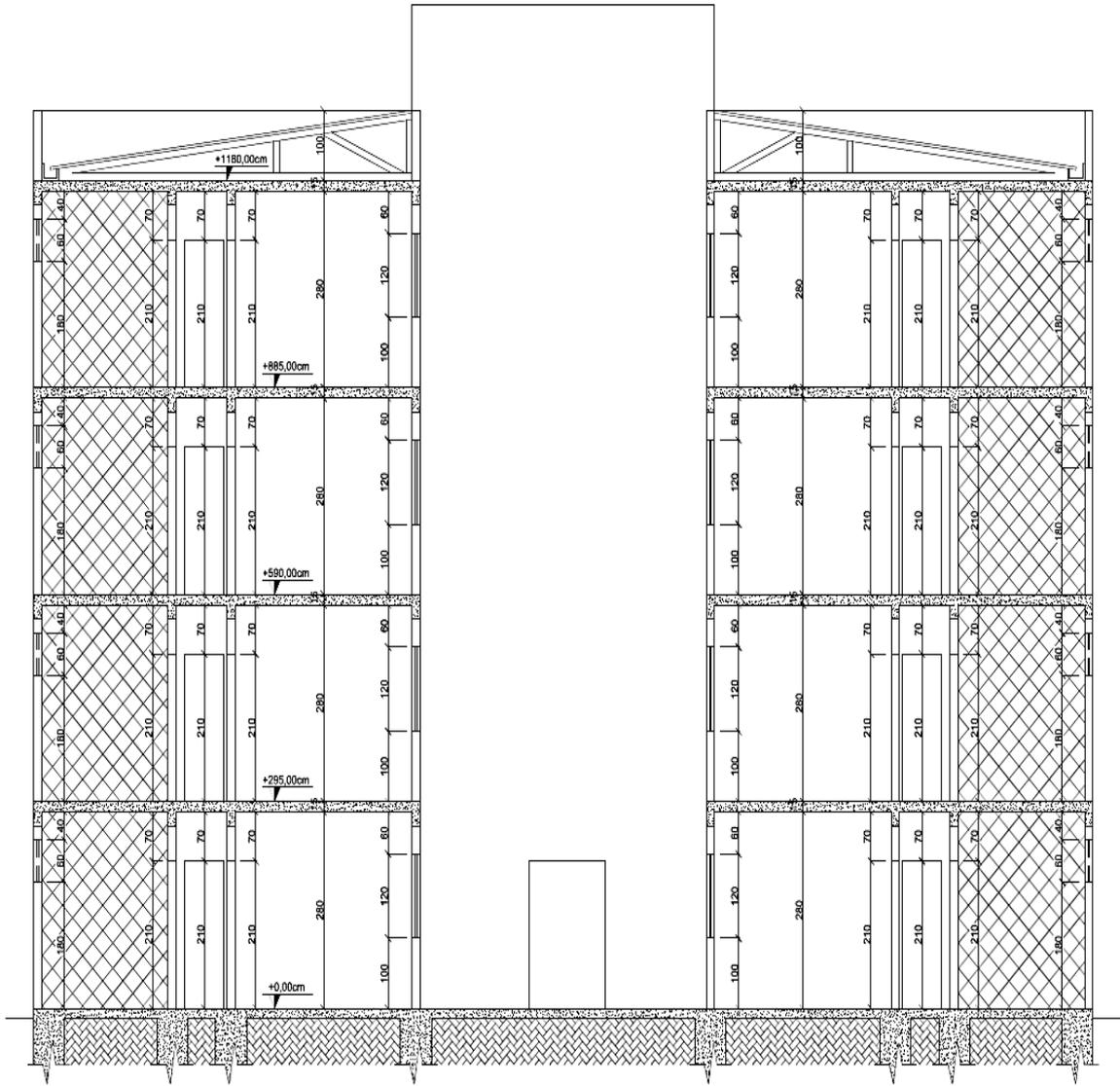
Planta de Situação



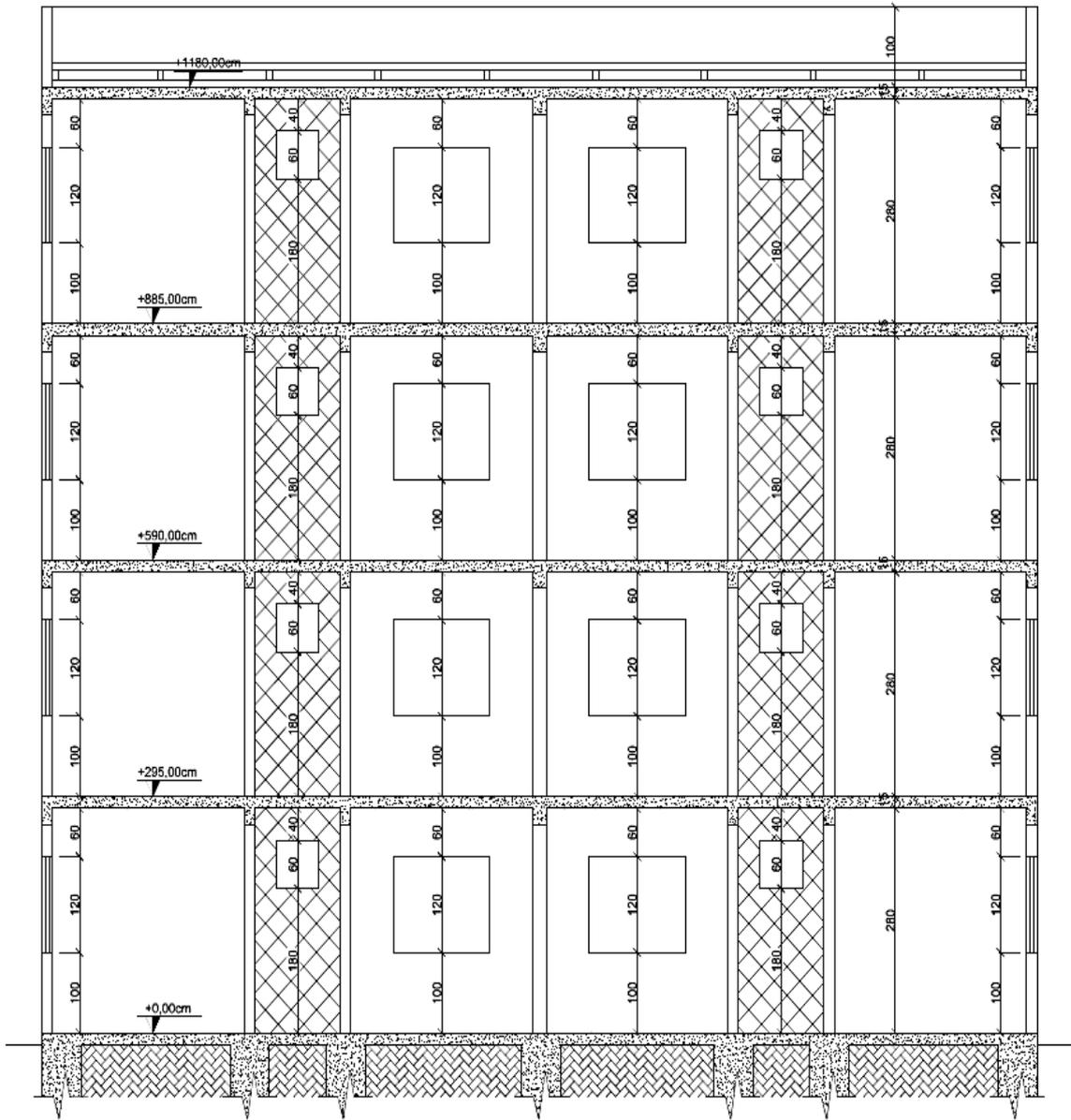
Planta de Cobertura



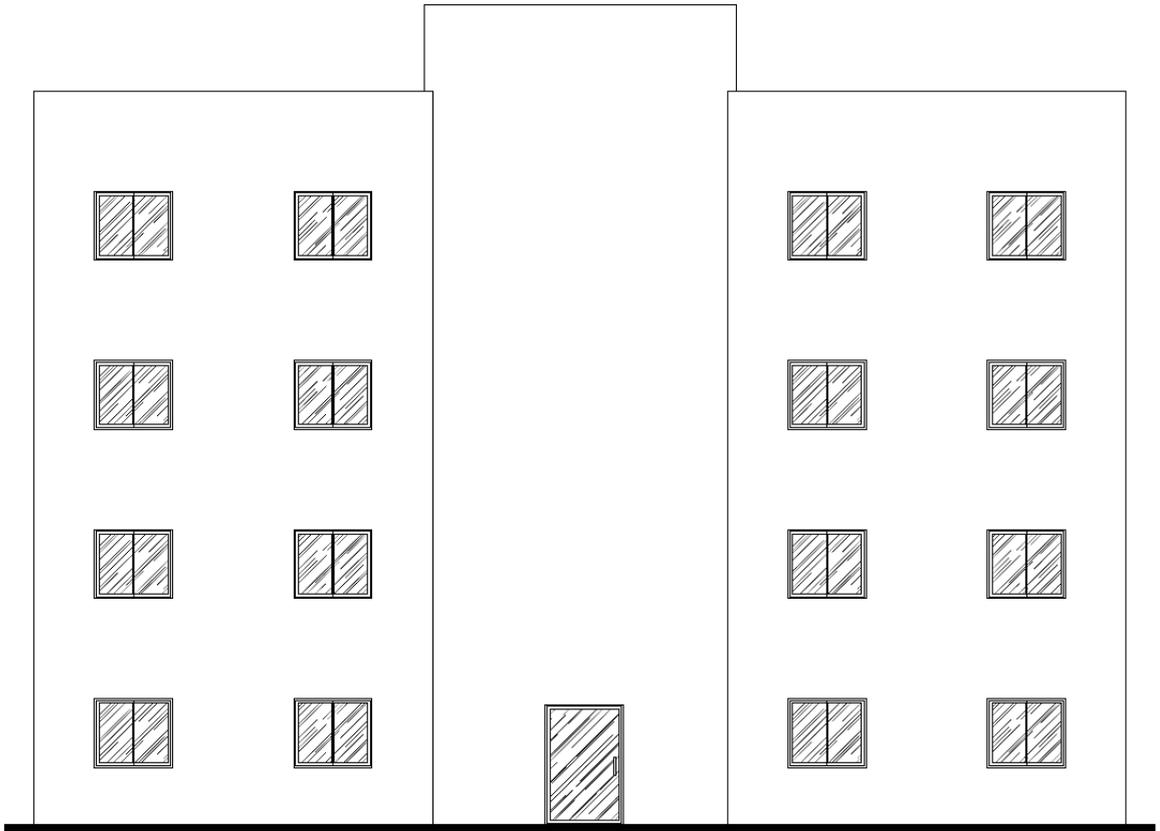
Planta Baixa Pavimento-Tipo



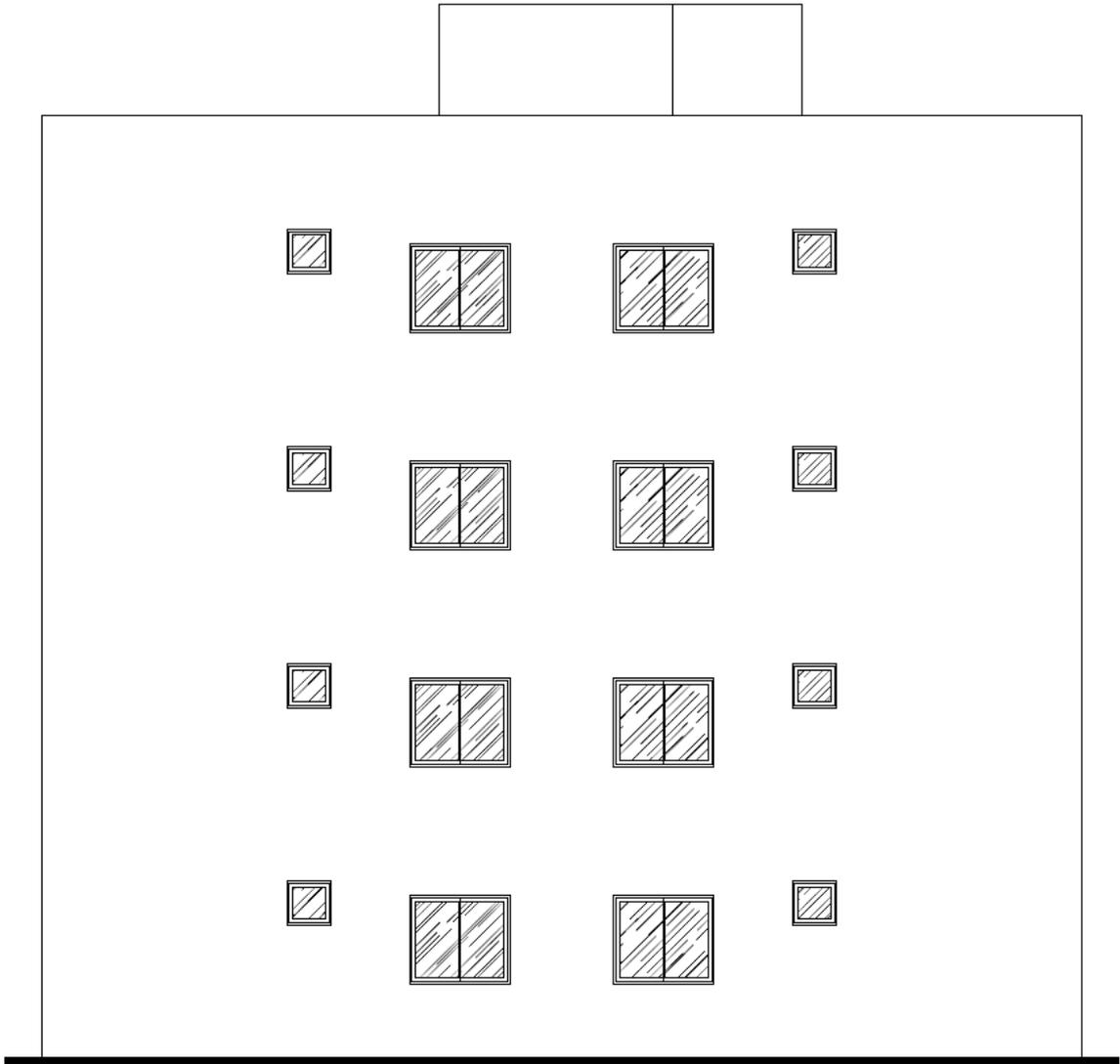
Corte E-F



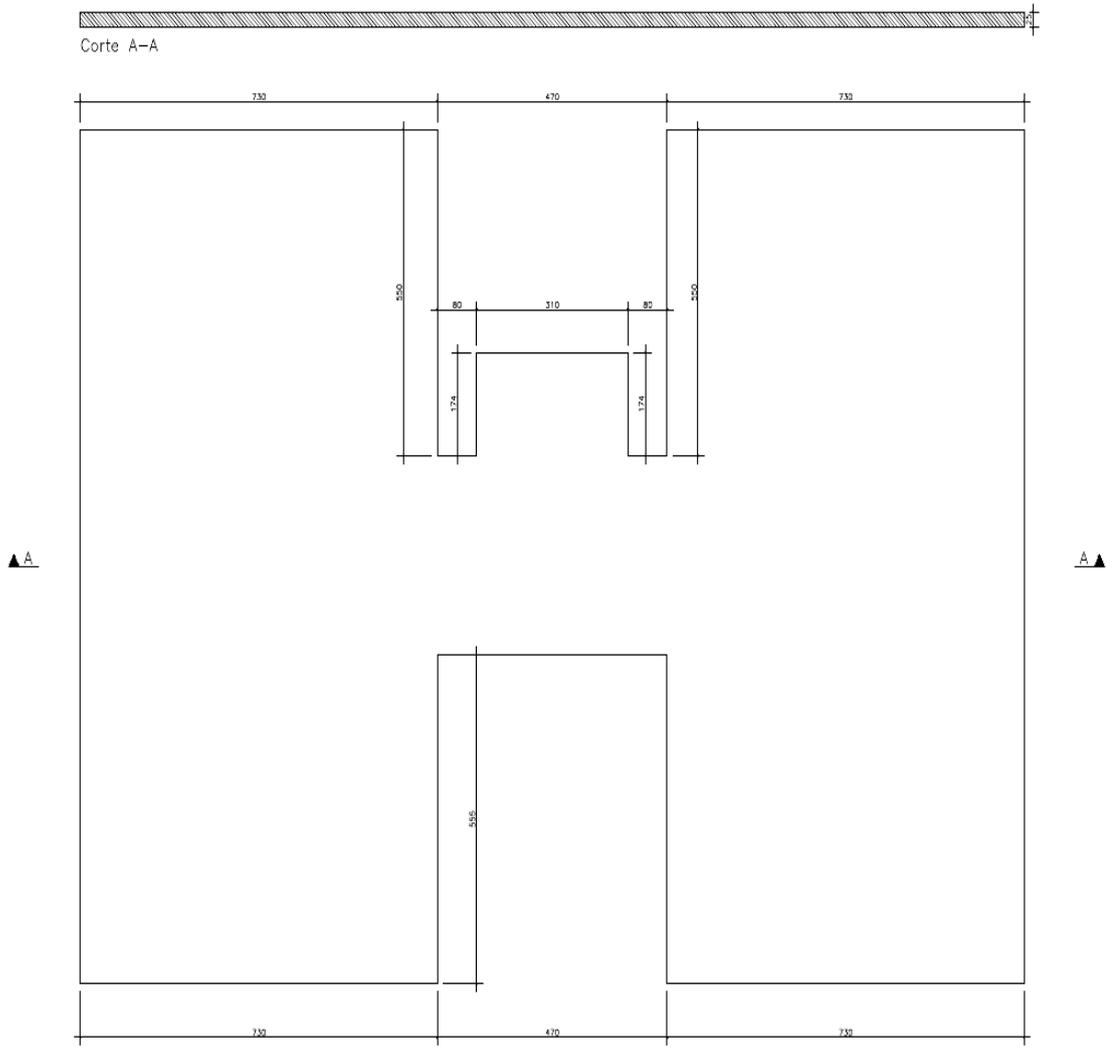
Corte G-H



Fachada Frontal



Fachada Lateral



Planta de Fôrma do Radier

## ANEXO II

## BOLETIM E LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM PARA O TERRENO 1

<b>KIK</b> Construções e Fundações																
<b>Cliente:</b> EMPREENDIMENTOS IMOB. META LTDA																
<b>Local:</b> AV. OLEGARIO MACIEL - N. 95 - CENTRO - CARATINGA -MG																
<b>Escala:</b> SEM			<b>Data:</b> 04/07/2012		<b>Ref.:</b>		<b>Furo:</b> 01									
<b>Revestimento:</b> 2,00 METROS					<b>Cota:</b>											
Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)					Profundidade	Revestimento Ø 76,2 mm								
		1ª e 2ª penetrações		2ª e 3ª penetrações				Amostrador	Ø Interno 34,9mm							
		Nº de golpes		Gráfico					Ø Externo 50,8mm							
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50	Peso 85kg - Altura da queda 75 cm								
<b>Classificação do Material</b>																
	1	2	2				1,00	Solo removido a trado								
2,5	2	43	50				Site argiloso pouco arenoso, muito dura, cor vermelho									
	3	43	50													
	4	50	50							4,00						
5																
6																
7																
8																
9																
10																
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																

**Profundidade do nível d'água**  
Inicial: 0,70 M Final: 2,50 M



Construções e Fundações

<b>Cliente:</b> EMPREENDIMENTOS IMOB. META LTDA
<b>Local:</b> AV. OLEGARIO MACIEL - N. 95 - CENTRO - CARATINGA -MG
<b>Escala:</b> SEM <b>Data:</b> 04/07/2012 <b>Ref.:</b> <b>Furo:</b> 02
<b>Revestimento:</b> 2,00 METROS <b>Cota:</b>

Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)		Gráfico	Profundidade	Classificação do Material	
		1ª e 2ª penetrações					
		2ª e 3ª penetrações					
Nº de golpes							
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50
	1	2	2		1,00	Solo removido a trado	
	2	34	50			Siltite arenoso pouco argiloso, muito dura, cor vermelho	
	3	39	50				
4,1	4	42	50		4,00	Siltite argiloso, muito dura, cor vermelho	
	5	30	46				
	6	34	50				
	7	31	43				
	8	36	48				
	9	36	46				
	10	35	47				
	11	45	50				
	12	40	50				
	13	44	50		13,00		
	14					Fim da sondagem à percussão a 13,00 metros. Alta resistência à penetração do amostrador.	
	15						
	16						
	17						
	18						
	19						
	20						

Profundidade do nível d'água

Inicial: 2,80 M      Final: 4,10 M



Construções e Fundações

<b>Cliente:</b> EMPREENDIMENTOS IMOB. META LTDA
<b>Local:</b> AV. OLEGARIO MACIEL - N. 95 - CENTRO - CARATINGA - MG
<b>Escala:</b> SEM <b>Data:</b> 04/07/2012 <b>Ref.:</b> <b>Furo:</b> 03
<b>Revestimento:</b> 2,00 METROS <b>Cota:</b>

Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)						Profundidade	Classificação do Material								
		1ª e 2ª penetrações		Gráfico													
		2ª e 3ª penetrações															
Nº de golpes						Revestimento Ø 76,2 mm											
1ª e 2ª		2ª e 3ª		0	10	20	30	40	50	Amostrador { Ø Interno 34,9mm Ø Externo 50,8mm							
										Peso 65kg - Altura da queda 75 cm							
	1	2	2							1,00	Solo removido a trado						
	2	40	50														Site argiloso pouco arenoso, muito dura, cor vermelho
	3	34	45														
	4	36	50														
4,2	5	34	47														
	6	43	50														
	7	50	50														
	8											Fim da sondagem à percussão a 7,00 metros. Alta resistência à penetração do amostrador.					
	9																
	10																
	11																
	12																
	13																
	14																
	15																
	16																
	17																
	18																
	19																
	20																

Profundidade do nível d'água

Inicial: 5,60 M      Final: 4,20 M



Construções e Fundações

<b>Cliente:</b> EMPREENDIMENTOS IMOB. META LTDA
<b>Local:</b> AV. OLEGARIO MACIEL - N. 95 - CENTRO - CARATINGA -MG
<b>Escala:</b> SEM <b>Data:</b> 05/07/2012 <b>Ref.:</b> <b>Furo:</b> 04
<b>Revestimento:</b> 2,00 METROS <b>Cota:</b>

Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)		Gráfico	Profundidade	Classificação do Material	
		1ª e 2ª penetrações					
		2ª e 3ª penetrações					
Nº de golpes							
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50
	1	2	2		1,00	Solo removido e trado	
	2	18	23			Silte argiloso pouco arenoso, dura, cor marrom	
	3	17	27				
	4	17	24		4,00		
4,1	5	18	22			Silte argiloso pouco arenoso, dura, cor variegada	
	6	24	27				
	7	32	38		7,00		
	8	44	50		8,00	Silte arenoso, muito compacta, cor vermelho	
	9					Fim da sondagem à percussão a 8,00 metros. Alta resistência à penetração do amostrador.	
	10						
	11						
	12						
	13						
	14						
	15						
	16						
	17						
	18						
	19						
	20						

Profundidade do nível d'água

Inicial: 4,00 M      Final: 4,10 M

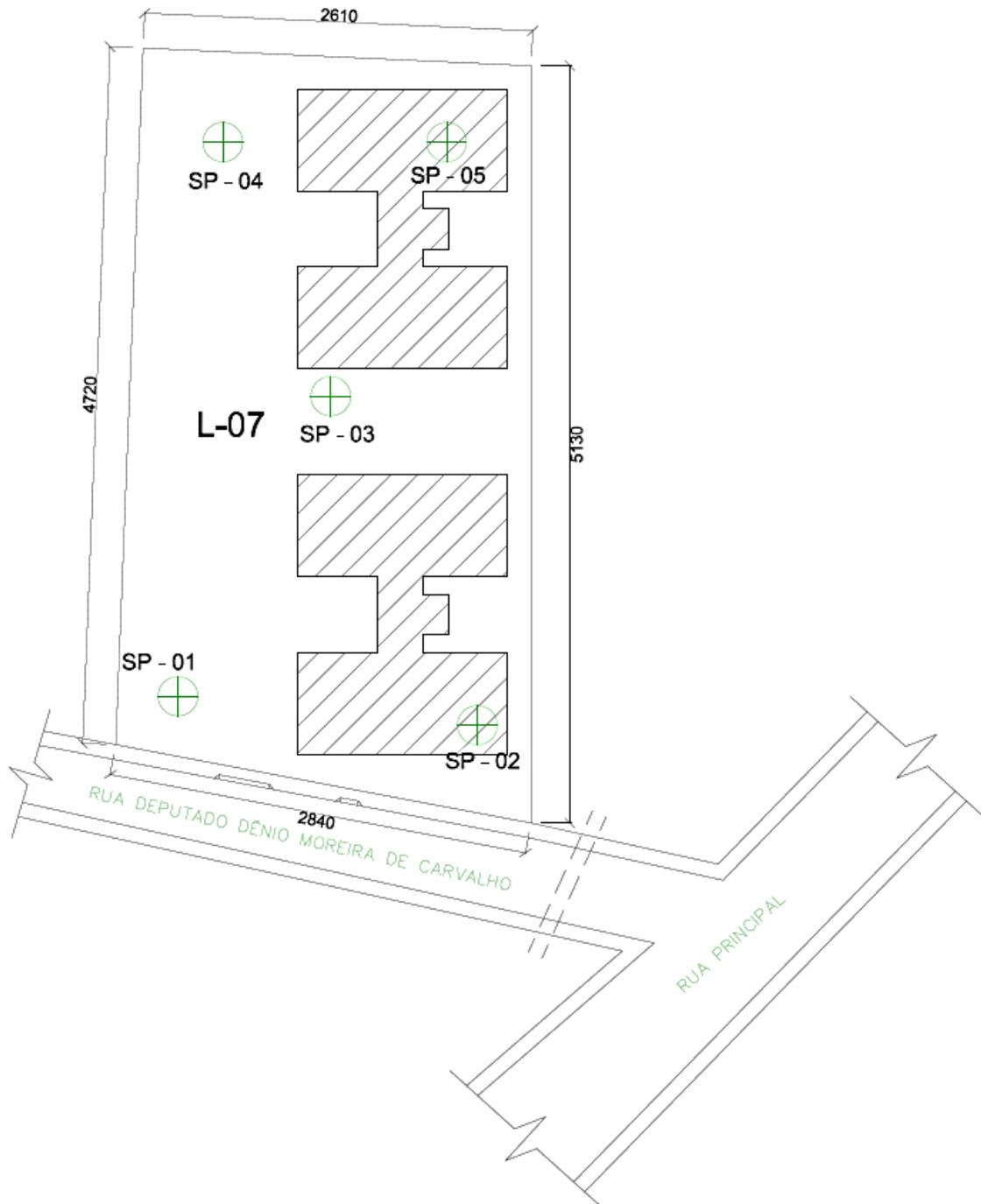


Construções e Fundações

<b>Cliente:</b> EMPREENDIMENTOS IMOB. META LTDA
<b>Local:</b> AV. OLEGARIO MACIEL - N. 95 - CENTRO - CARATINGA -MG
<b>Escala:</b> SEM <b>Data:</b> 05/07/2012 <b>Ref.:</b> <b>Furo:</b> 05
<b>Revestimento:</b> 2,00 METROS <b>Cota:</b>

Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)						Profundidade	Classificação do Material
		1ª e 2ª penetrações		Gráfico					
		2ª e 3ª penetrações		Nº de golpes					
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50		
	1	2	2					1,00	Alteração de rocha
	2	16	22						Site argiloso pouco arenoso, dura, cor vermelho
	3	18	24					3,10	
3,6	4	28	40						Site argiloso, muito dura, cor variegada
	5	28	42					5,00	
	6	37	48						Site argiloso pouco arenoso, muito dura, cor vermelho
	7	37	49						
	8	50	50					8,00	
	9								Fim da sondagem à percussão a 8,00 metros. Alta resistência à penetração do amostrador.
	10								
	11								
	12								
	13								
	14								
	15								
	16								
	17								
	18								
	19								
	20								

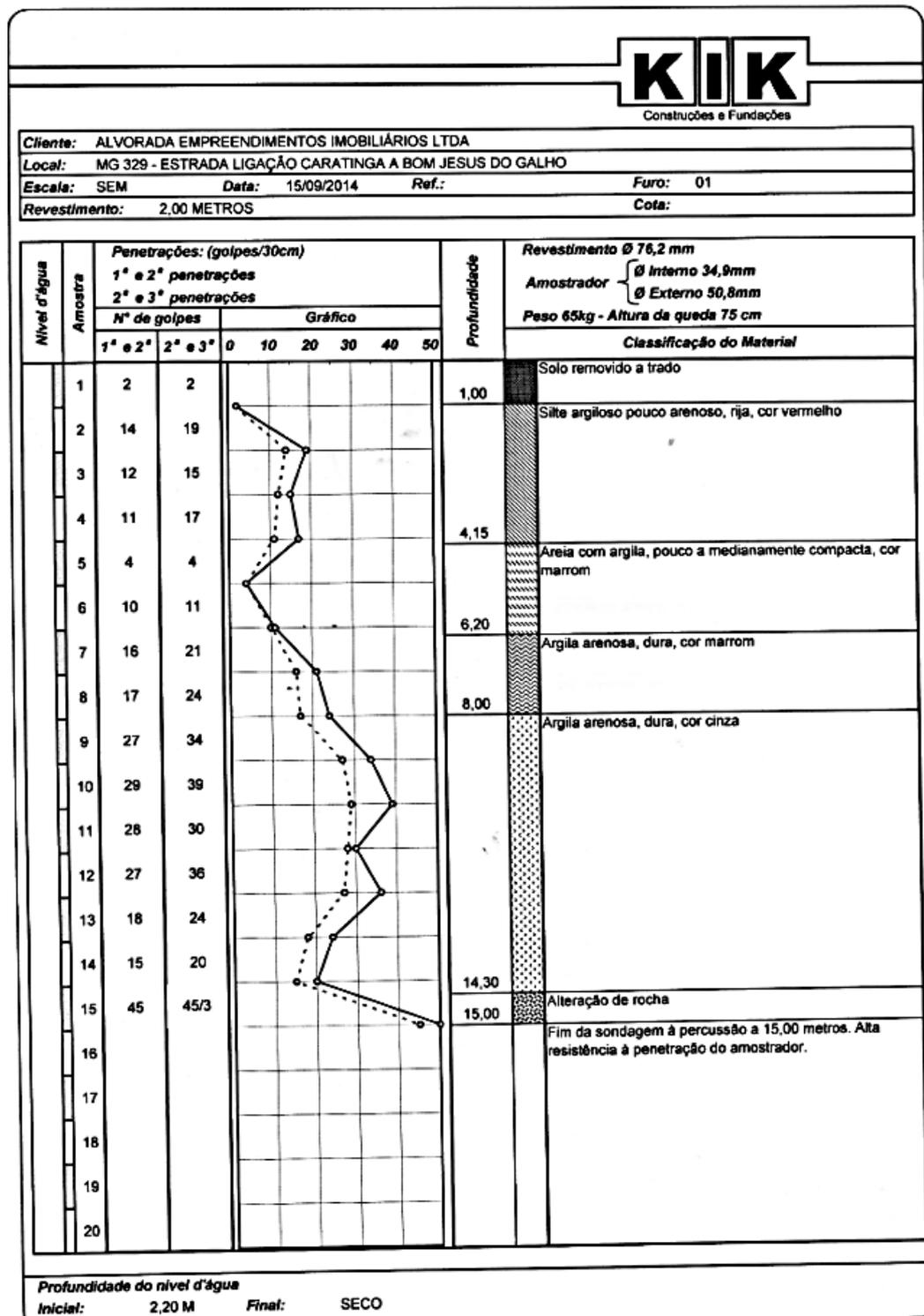
**Profundidade do nível d'água**  
**Inicial:** 1,70 M      **Final:** 3,60 M



Localização dos Pontos de Sondagem SPT

## ANEXO III

## BOLETIM E LOCAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM PARA O TERRENO 2





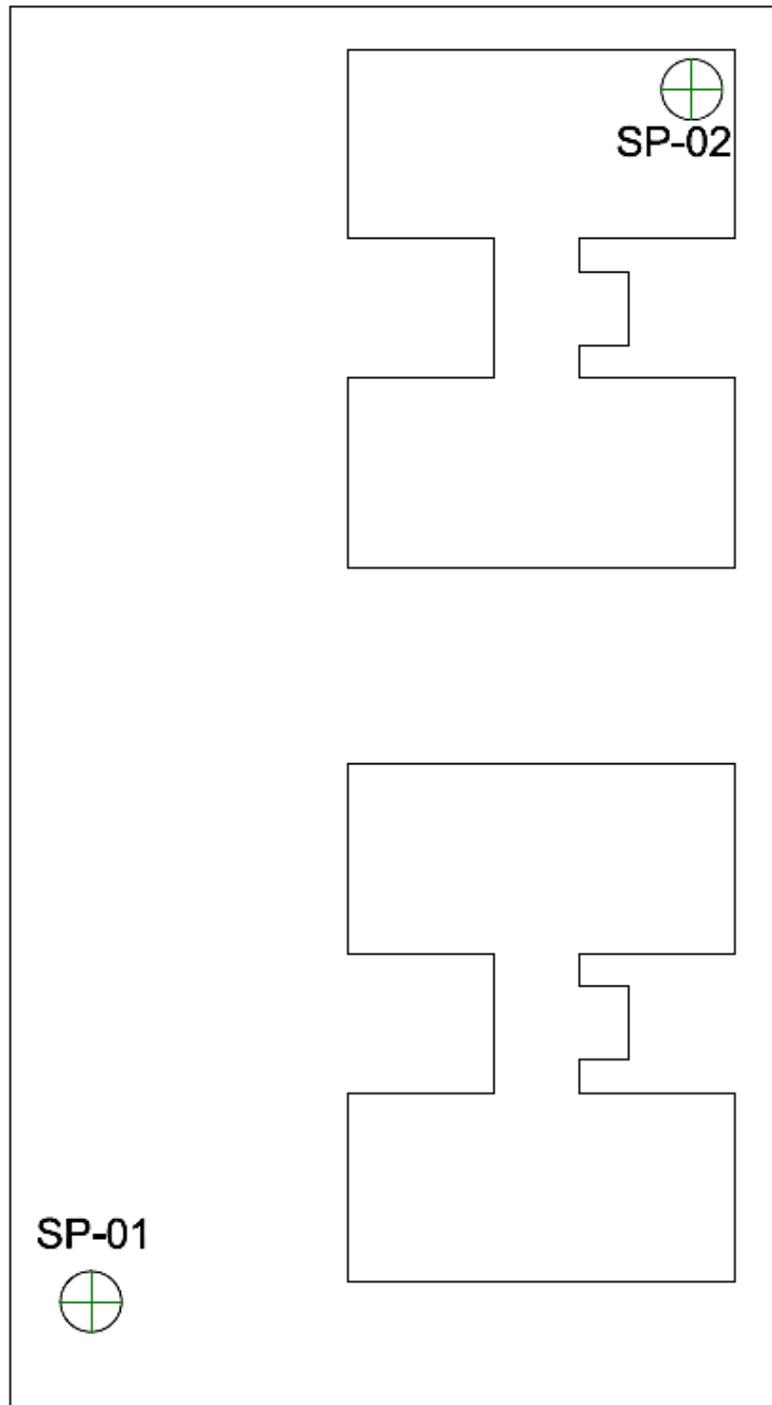
Construções e Fundações

<b>Ciente:</b> ALVORADA EMPREENDIMENTOS IMOBILIÁRIOS LTDA
<b>Local:</b> MG 329 - ESTRADA LIGAÇÃO CARATINGA A BOM JESUS DO GALHO
<b>Escala:</b> SEM <b>Data:</b> 16/09/2014 <b>Ref.:</b> <b>Furo:</b> 02
<b>Revestimento:</b> 6,00 METROS <b>Cota:</b>

Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)						Profundidade	Classificação do Material
		1ª e 2ª penetrações		Gráfico					
		2ª e 3ª penetrações							
Nº de golpes						Revestimento Ø 76,2 mm			
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50	Amostrador	
								Ø Interno 34,9mm	
								Ø Externo 50,8mm	
								Peso 65kg - Altura de queda 75 cm	
	1	2	2					1,00	Solo removido a trado
	2	18	25					5,25	Site argiloso pouco arenoso, dura a rija, cor vermelho
	3	19	29						
	4	12	14						
4,8	5	9	12						
	6	8	10					7,00	Camada de areia grossa com argila, medianamente compacta, cor marrom
	7	13	17						
	8	18	22						
	9	14	18						
	10	13	18						
	11	45	45/3					10,35	Argila arenosa, dura a rija, cor marrom
	12								Fim da sondagem à percussão a 11,00 metros. Alta resistência à penetração do amostrador.
	13								
	14								
	15								
	16								
	17								
	18								
	19								
	20								

Profundidade do nível d'água

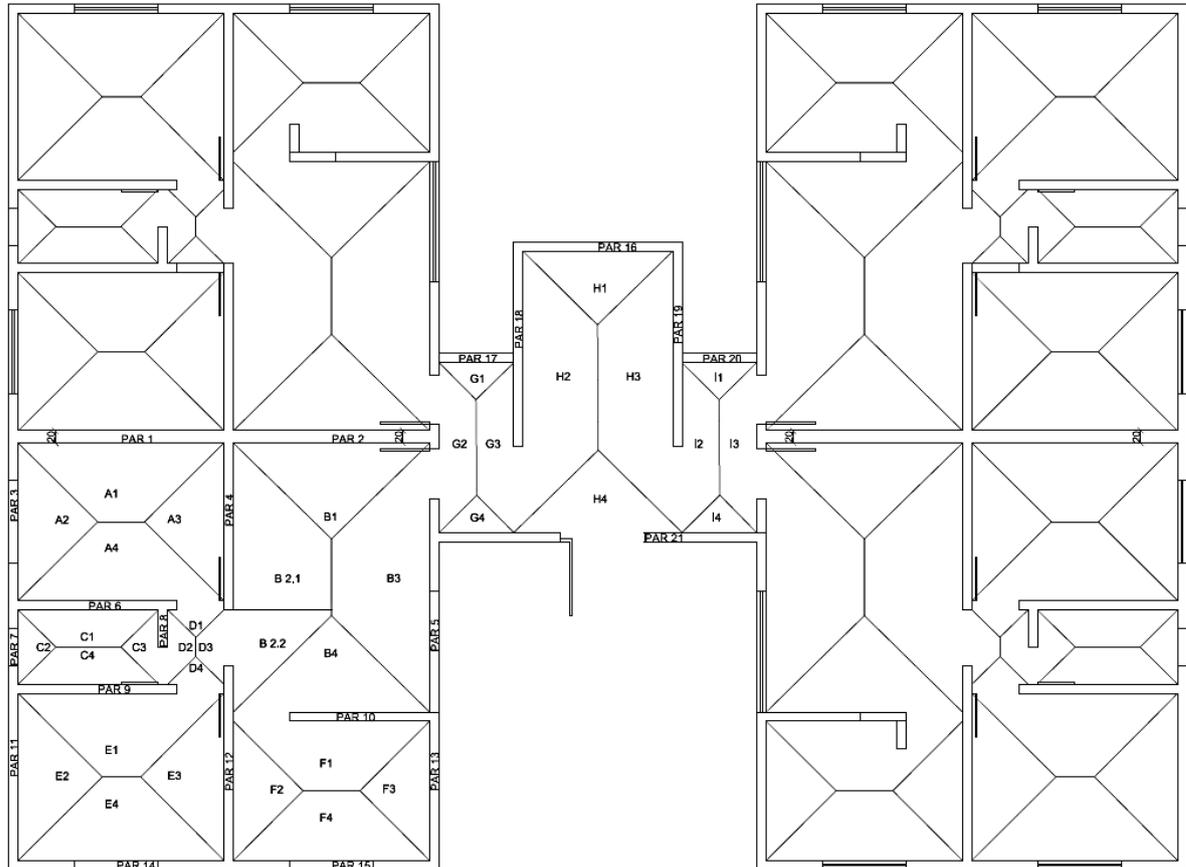
Inicial: 2,10 M      Final: 4,80 M



Locação dos Pontos de Sondagem SPT

## ANEXO IV

### CÁLCULO DAS CARGAS VERTICAIS



ELEMENTO	AREA DE INFLUENCIA (m <sup>2</sup> )
A1	2,58
A2	1,62
A3	1,62
A4	2,58

ELEMENTO	AREA DE INFLUENCIA (m <sup>2</sup> )
D1	0,20
D2	0,34
D3	0,34
D4	0,20

ELEMENTO	AREA DE INFLUENCIA (m <sup>2</sup> )
G1	0,36
G2	1,28
G3	1,28
G4	0,36

ELEMENTO	AREA DE INFLUENCIA (m <sup>2</sup> )
B1	2,44
B 2.1 + B2.2	3,03 + 1,37 = 4,40
B3	4,40
B4	2,44

ELEMENTO	AREA DE INFLUENCIA (m <sup>2</sup> )
E1	2,65
E2	1,80
E3	1,80
E4	2,65

ELEMENTO	AREA DE INFLUENCIA (m <sup>2</sup> )
H1	1,42
H2	4,16
H3	4,16
H4	1,42

ELEMENTO	AREA DE INFLUENCIA (m <sup>2</sup> )
C1	0,98
C2	0,36
C3	0,36
C4	0,98

ELEMENTO	AREA DE INFLUENCIA (m <sup>2</sup> )
F1	2,30
F2	1,25
F3	1,25
F4	2,30

ELEMENTO	AREA DE INFLUENCIA (m <sup>2</sup> )
I1	0,36
I2	1,28
I3	1,28
I4	0,36

## CÁLCULO DA CARGA TOTAL RELATIVA A UM PAVIMENTO

PAREDE	COMPRIMENTO (m)	PESO PAREDE (KN/m)	REAÇÃO DAS LAJES					CARGA PERM. TOTAL (KN/m)	CARGA TOTAL (KN/m)
			ÁREA DE INFLUÊNCIA DA LAJE (m <sup>2</sup> )	CARGA PERM. UNIT LAJE (KN/m <sup>2</sup> )	CARGA PERM. SOBRE A PAREDE (KN/m)	CARGA ACID. UNIT. LAJE (KN/m <sup>2</sup> )	CARGA ACID. SOBRE A PAREDE (KN/m)		
PAR 1	3.45	6.10	5.16	4.55	6.81	2.00	2.99	12.91	15.90
PAR 2	3.30	6.10	4.88	4.55	6.73	2.00	2.96	12.83	15.79
PAR 3	2.70	6.10	1.62	4.55	2.73	2.00	1.20	8.83	10.03
PAR 4	2.70	6.10	4.65	4.55	7.84	2.00	3.44	13.94	17.38
PAR 5	4.50	6.10	5.04	4.55	5.10	2.00	2.24	11.20	13.44
PAR 6	3.45	6.10	3.76	4.55	4.96	2.00	2.18	11.06	13.24
PAR 7	1.35	6.10	0.36	4.55	1.21	2.00	0.53	7.31	7.85
PAR 8	1.35	6.10	0.70	4.55	2.36	2.00	1.04	8.46	9.50
PAR 9	3.45	6.10	3.83	4.55	5.05	2.00	2.22	11.15	13.37
PAR 10	3.30	6.10	4.74	4.55	6.54	2.00	2.87	12.64	15.51
PAR 11	2.85	6.10	1.80	4.55	2.87	2.00	1.26	8.97	10.24
PAR 12	2.85	6.10	4.76	4.55	7.60	2.00	3.34	13.70	17.04
PAR 13	2.40	6.10	1.25	4.55	2.37	2.00	1.04	8.47	9.51
PAR 14	3.45	6.10	2.65	4.55	3.49	2.00	1.54	9.59	11.13
PAR 15	3.30	6.10	2.30	4.55	3.17	2.00	1.39	9.27	10.67
PAR 16	2.55	6.10	1.42	4.55	2.53	2.00	1.11	8.63	9.75
PAR 17	1.35	6.10	0.36	14.55	3.88	10.00	2.67	9.98	12.65
PAR 18	4.70	6.10	5.44	14.55	16.84	10.00	11.57	22.94	34.52
PAR 19	4.70	6.10	5.44	14.55	16.84	10.00	11.57	22.94	34.52
PAR 20	1.35	6.10	0.36	14.55	3.88	10.00	2.67	9.98	12.65
PAR 21	5.25	6.10	2.14	14.55	5.93	10.00	4.08	12.03	16.11

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 1 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	2.99	12.91	2.99	12.91
2º	2.99	12.91	5.98	25.82
1º	2.99	12.91	8.97	38.73
TÉRREO	2.99	12.91	11.96	51.64

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 2 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	2.96	12.83	2.96	12.83
2º	2.96	12.83	5.92	25.66
1º	2.96	12.83	8.88	38.49
TÉRREO	2.96	12.83	11.84	51.32

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 3 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	1.20	8.83	1.20	8.83
2º	1.20	8.83	2.40	17.66
1º	1.20	8.83	3.60	26.49
TÉRREO	1.20	8.83	4.80	35.32

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 4 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	3.44	13.94	3.44	13.94
2º	3.44	13.94	6.88	27.88
1º	3.44	13.94	10.32	41.82
TÉRREO	3.44	13.94	13.76	55.76

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 5 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	2.24	11.20	2.24	11.20
2º	2.24	11.20	4.48	22.40
1º	2.24	11.20	6.72	33.60
TÉRREO	2.24	11.20	8.96	44.80

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 6 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	2.18	11.06	2.18	11.06
2º	2.18	11.06	4.36	22.12
1º	2.18	11.06	6.54	33.18
TÉRREO	2.18	11.06	8.72	44.24

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 7 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	0.53	7.31	0.53	7.31
2º	0.53	7.31	1.06	14.62
1º	0.53	7.31	1.59	21.93
TÉRREO	0.53	7.31	2.12	29.24

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 8 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	1.04	8.46	1.04	8.46
2º	1.04	8.46	2.08	16.92
1º	1.04	8.46	3.12	25.38
TÉRREO	1.04	8.46	4.16	33.84

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 9 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	2.22	11.15	2.22	11.15
2º	2.22	11.15	4.44	22.30
1º	2.22	11.15	6.66	33.45
TÉRREO	2.22	11.15	8.88	44.60

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 10 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	2.87	12.64	2.87	12.64
2º	2.87	12.64	5.74	25.28
1º	2.87	12.64	8.61	37.92
TÉRREO	2.87	12.64	11.48	50.56

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 11 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	1.26	8.97	1.26	8.97
2º	1.26	8.97	2.52	17.94
1º	1.26	8.97	3.78	26.91
TÉRREO	1.26	8.97	5.04	35.88

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 12 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	3.34	13.70	3.34	13.70
2º	3.34	13.70	6.68	27.40
1º	3.34	13.70	10.02	41.10
TÉRREO	3.34	13.70	13.36	54.80

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 13 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	1.04	8.47	1.04	8.47
2º	1.04	8.47	2.08	16.94
1º	1.04	8.47	3.12	25.41
TÉRREO	1.04	8.47	4.16	33.88

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 14 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	1.54	9.59	1.54	9.59
2º	1.54	9.59	3.08	19.18
1º	1.54	9.59	4.62	28.77
TÉRREO	1.54	9.59	6.16	38.36

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 15 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	1.39	9.27	1.39	9.27
2º	1.39	9.27	2.78	18.54
1º	1.39	9.27	4.17	27.81
TÉRREO	1.39	9.27	5.56	37.08

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 16 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	0.00	0.00	0.00	0.00
3º	1.11	8.63	1.11	8.63
2º	1.11	8.63	2.22	17.26
1º	1.11	8.63	3.33	25.89
TÉRREO	1.11	8.63	4.44	34.52

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 17 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	10.00	5.00	10.00	5.00
3º	2.67	9.98	12.67	14.98
2º	2.67	9.98	15.34	24.96
1º	2.67	9.98	18.01	34.94
TÉRREO	2.67	9.98	20.68	44.92

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 18 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	10.00	5.00	10.00	5.00
3º	11.57	22.94	21.57	27.94
2º	11.57	22.94	33.14	50.88
1º	11.57	22.94	44.71	73.82
TÉRREO	11.57	22.94	56.28	96.76

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 19 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	10.00	5.00	10.00	5.00
3º	11.57	22.94	21.57	27.94
2º	11.57	22.94	33.14	50.88
1º	11.57	22.94	44.71	73.82
TÉRREO	11.57	22.94	56.28	96.76

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 20 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	10.00	5.00	10.00	5.00
3º	2.67	9.98	12.67	14.98
2º	2.67	9.98	15.34	24.96
1º	2.67	9.98	18.01	34.94
TÉRREO	2.67	9.98	20.68	44.92

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL QUE CHEGA À FUNDAÇÃO</b>				
<b>PAREDE 21 (kN/m)</b>				
<b>PISO</b>	<b>NO PAVIMENTO</b>		<b>ACUMULADO</b>	
	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANENTE</b>	<b>ACIDENTAL</b>	<b>PERMANETE</b>
RESERVATÓRIO	10.00	5.00	10.00	5.00
3º	4.08	12.03	14.08	17.03
2º	4.08	12.03	18.16	29.06
1º	4.08	12.03	22.24	41.09
TÉRREO	4.08	12.03	26.32	53.12

**ANEXO V**  
**CÁLCULO DAS CARGAS HORIZONTAIS**

<b>CÁLCULO DA CARGA ESTÁTICA RELATIVA AO VENTO</b>				
<b>PAVIMENTO</b>	<b>ALTURA (m)</b>	<b>S<sub>z</sub></b>	<b>V<sub>k</sub> (m/s)</b>	<b>q (N/m<sup>2</sup>)</b>
TÉRREO	3.25	0.75	22.54	311.57
1º	6.20	0.81	24.36	363.81
2º	9.15	0.85	25.53	399.43
3º	12.10	0.88	26.40	427.14
COBERTURA	13.10	0.89	26.65	435.36

<b>CÁLCULO DA CARGA TOTAL CORRESPONDENTE AO VENTO E AO DESAPRUMO</b>		
<b>PAVIMENTO</b>	<b>ALTURA (m)</b>	<b>FORÇA HORIZONTAL ACUMULADA (kN)</b>
3º	3.95	43.52
2º	6.90	71.83
1º	9.85	94.84
TÉRREO	13.10	111.32