

INTRODUÇÃO

Este presente trabalho nos mostrará qual a melhor forma de utilizar fundações rasas em edifícios com até quatro pavimentos tipo. Fundações rasas são aplicadas em solos de 1 metro a 3 metros de profundidade.

Alguns motivos podem ser citados para justificar o emprego das fundações rasas:

- A) As camadas de solo em grande parte são argilosas que apresenta boa estabilidade para escavações em dimensões e profundidade;
- b) Experiência local para este tipo de fundação;
- c) Custo relativamente baixo;
- d) Sem utilização ou contratação de Mão de obra especializada em fundações;
- e) Na maioria das vezes utiliza-se de ferramentas manuais para escavação e montagem da armadura de aço.

Apresentaremos as formas de cálculos básicos para os tipos de fundações rasas, bem como devem ser executadas de acordo com a NBR 6522/2010 e critérios de dimensionamento.

Fundação é o elemento estrutural, pode ser base natural ou preparada, destinada a suportar cargas das estruturas de qualquer tipo, ou seja: edifícios, barragens, pontes, tanques de armazenamento de líquidos, etc.

É evidente a importância de uma fundação, indispensável à própria existência de qualquer tipo de obra de engenharia, como também responsável pela garantia de suas condições de estabilidade, da conservação de sua estética, como até da manutenção de sua funcionalidade.

São quatro os requisitos básicos a serem satisfeitos por uma fundação: apresentar segurança à ruptura suficiente seja do terreno sobre o qual se apoia a superestrutura, como também do material que constitui o elemento de fundação; conduzir a valores de deformações (recalques ou mesmo deslocamentos

horizontais) compatíveis à superestrutura projetada; não oferecer riscos de segurança às fundações de estruturas vizinhas; atender aos aspectos econômicos.

A segurança à ruptura do elemento de fundação como peça estrutural é perfeitamente compreensível, devendo suportar ainda os eventuais esforços executivos, como também a possível agressividade do meio em que se encontra.

Problema que será investigado será a melhor forma de aplicar as fundações rasas em edificações de quatro pavimentos tipo onde o solo terá uma tensão admissível de 1,5 MPa a 2 MPa para resistir a carga solicitante.

Metodologicamente nesse trabalho vamos apresentar algumas das vantagens de se utilizar fundações rasas em edifícios de quatro pavimentos informando os tipos de fundações rasas, calcular tensão de trabalho para cada sapata e dimensionar o concreto e a armadura de aço.

Esta disposta em três capítulos que assim são descritos.

No primeiro capítulo apresentaremos os tipos de fundações rasas existentes, conceito de solos argilosos e os conceitos e critérios de dimensionamento para este trabalho.

No segundo capítulo será mostrado as fórmulas de cálculos de fundação em sapatas, os blocos, as sapatas associadas, as sapatas corridas, as vigas de fundação e radiers.

No terceiro capítulo apresentaremos uma planta baixa de quatro pavimentos como a locação das sapatas rasas, indicando sua carga individual e o memorial de cálculo de dimensionamento, especificação da armadura de aço e conclusão.

CAPÍTULO 1 - FUNDAÇÕES RASAS E SUAS CLASSIFICAÇÕES

1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

As pesquisas aqui apresentadas servirão de base para indicar como utilizar fundações rasas em edifícios com quatro pavimentos tipo de acordo com o solo em que estará apoiado. As fundações rasas são atualmente as mais simples de aplicada em uma construção, sendo simples para se executar, por esse motivo é que viemos através deste trabalho ampliar os conhecimentos que são necessários para a execução de projetos, dimensionamento de sapatas rasas, conhecimento dos solos para sua utilização (fundações rasas) nesses edifícios.

Para utilizar fundações rasas é necessário que conheça a característica (índices físicos) o solo em que as fundações estarão apoiadas, bem como se o mesmo suportará a carga que será transmitida pelas fundações ate o solo.

Eventualmente um único projetista, com larga experiência, pode realizar todo o projeto, ao menos em estruturas em que os esforços laterais são pequenos e os verticais, não muito elevado; isso ocorre em edifício de pequeno porte, como residências e comerciais de poucos pavimentos (dois ou três pavimentos)¹.

As fundações rasas são muito utilizadas em solos de tensões admissíveis favoráveis para que seja economicamente viável em projeto, pois, o engenheiro calculista tem por objetivo a busca a fundação em que tenha maior segurança, melhor economia, com isso, tornando a execução do projeto mais viável.

¹ MIRANDA, L. P. CARVALHO, R. C. Calculo e detalhamento de estruturas usuais em concreto armado. 2.ed, São Paulo: Editora PINI, 2009. p. 459.

1.2 CONCRETO ARMADO

O concreto armado é um processo construtivo inventado na Europa em meados do século XIX. Ele consiste na combinação do concreto – uma pasta feita de agregados miúdos e graúdos, cimento, areia e água, conhecida desde a Antiguidade – como uma armadura de aço. A novidade está justamente na reunião da propriedade de resistência à tração do aço com a resistência à compressão do concreto, que permite vencer grandes vãos e alcançar alturas extraordinárias, além disso, o concreto é um material plástico, moldável, ao qual é possível impor os mais variados formatos. Inicialmente empregado apenas em embarcações e tubulações hidráulicas, a partir de fins do século XIX o concreto armado passa a ser utilizado também nas edificações. Junto com o aço e o vidro, ele constitui o repertório dos chamados “novos materiais” da arquitetura moderna (BENEVOLO, 1976, p.42), que são produzidos em escala industrial e viabilizam arranha-céus, pontes, silos, estações ferroviárias ou, em suma, aqueles novos objetos arquitetônicos característicos do cenário do mundo modernizado do século XX.

1.3 TIPOS DE FUNDAÇÕES RASAS

1.3.1 Sapatas de fundação

A definição de fundações consiste no elemento estrutural que executa a função de transmitir a carga de toda a estrutura ao solo sem que provoque a ruptura do terreno de fundação ou do próprio elemento de ligação, cujos recalques sejam satisfatoriamente absorvidos pelo conjunto da estrutura.

Sapata de fundação é um 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 fim².

São elementos estruturais de concreto armado com altura pequena relativamente à sua base. Sua função é transmitir as cargas que recebe do edifício para o solo e manter a construção em equilíbrio.

1.3.2 Sapatas rígidas

São rígidas quando a sua altura é maior ou igual a dimensão do lado x e a menos a direção x do pilar.

Segundo a NBR 6118:2003, item 22.4.1, uma sapata é regida: quando $h \geq (a - a_p)/3$.

- h - é altura da sapata;
- a - é a dimensão da sapata em uma determinada direção;
- a_p - é a dimensão do pilar na mesma direção³.

São aquelas com alturas “grandes” e tem a preferência no projeto de fundações.

1.3.3 Sapatas flexíveis

São de alturas “pequenas” poucas utilizadas e são para pequenas cargas em solos relativamente fracos (NBR 6118/2003).

- A flexões e atração não é uniforme na largura

² BASTOS P. S. S. Sapatas de fundação. Disponível em: <http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>. Acessado em: 05 de novembro de 2014.

³ MIRANDA, L. P. CARVALHO, R. C. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais em concreto armado. 2. ed, São Paulo: Editora PINI, 2009. p. 459.

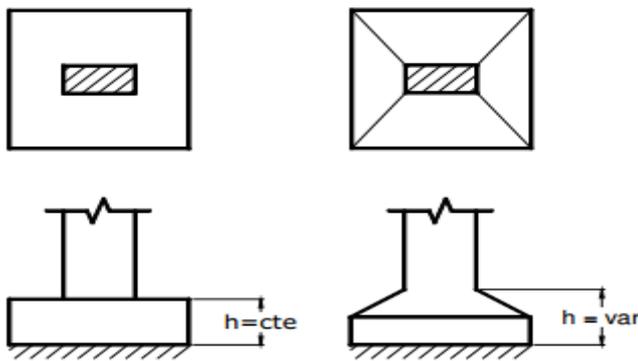


Figura 1 – Sapata Isolada⁴

Sapatas Flexíveis: São aquelas com alturas pequenas. Embora de uso mais raro, as sapatas flexíveis são utilizadas para fundação de cargas pequenas e solos relativamente fracos. (NBR 6118/03)⁵.

As sapatas flexíveis apresentam o comportamento estrutural de uma peça fletida, trabalhando à flexão nas duas direções ortogonais. Portanto, as sapatas são dimensionadas ao momento fletor e à força cortante, da mesma forma vista para as lajes maciças.

1.4 SAPATAS CORRIDAS

Utilizadas como apoio direto de muros e paredes alinhados, com esforços solicitantes uniformes, por isso considera uma carga uniformemente distribuída com faixa de largura sujeito a esforços normais, momento fletor e força cortante.

“Sapata corrida: Sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento⁶.”

⁴ <http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>, Acessado em 06 de outubro de 2014

⁵ CONSTANCIO, D. Fundações Rasas. Disponível em: [www.helix.eng.br/downloads/sapatas_\(4\).pdf](http://www.helix.eng.br/downloads/sapatas_(4).pdf). Acessado em: 25 de outubro de 2014.

⁶ BASTOS P. S. S. **Sapatas de fundação**. Disponível em: <http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>. Acessado em: 05 de novembro de 2014.



Figura 2 –Sapata corrida⁷

São empregadas para receber as ações verticais de paredes, muros, ou elementos alongados que transmitem carregamento uniformemente distribuído em uma direção.

1.5 SAPATAS COMBINADAS OU ASSOCIADAS

São sapatas com mais de um pilar que podem ser chamadas também de combinadas ou conjunta sendo utilizada onde há pequena distância entre os pilares.

Sapata associada: é a sapata comum a mais de um pilar, sendo também chamada sapata combinada ou conjunta. Transmitem ações de dois ou mais pilares e é utilizada como alternativa quando a distância entre duas ou mais sapatas é pequena⁸.

⁷ <http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>, Acessado em 06 de outubro de 2014

⁸ CONSTANCIO, D. **Fundações Rasas**. Disponível em: [www.helix.eng.br/downloads/sapatas_\(4\).pdf](http://www.helix.eng.br/downloads/sapatas_(4).pdf). Acessado em: 25 de outubro de 2014.

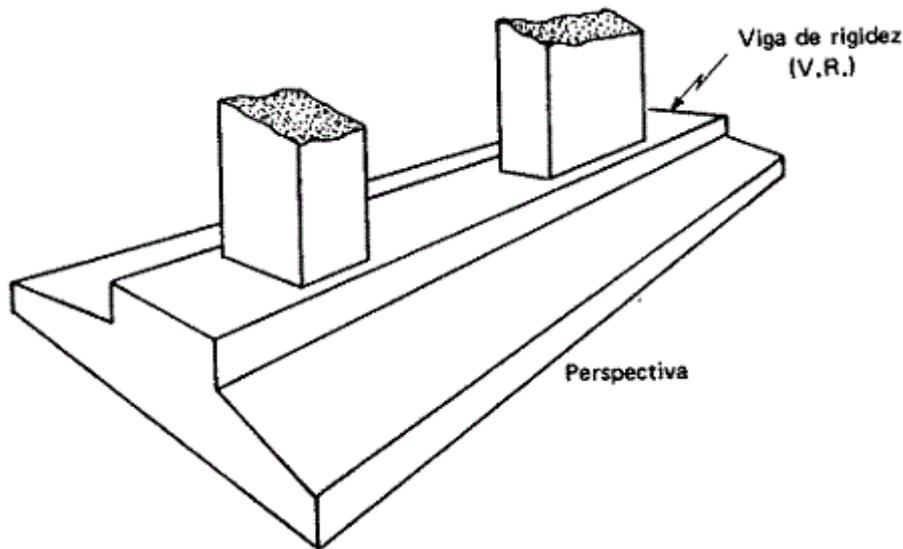


Figura 3 – Sapata Associada⁹

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) ou dos bulbos de pressões. Neste caso, convém empregar uma única sapata para receber as ações de dois ou mais pilares.

1.6 VIGAS ALAVANCADAS OU DE EQUILÍBRIO

Recebe as cargas de um ou dois pilares e é dimensionada de modo a transmiti-las centradas às fundações. É comum utilizá-la em pilar de divisa onde o momento fletor resultante excentricidade da ação com a reação da base deve ser revestido pela viga de equilíbrio.

Viga alavanca ou viga de equilíbrio: “elemento estrutural que recebe as cargas de um ou dois pilares (ou pontos de carga) e é dimensionado de modo a transmiti-las centradas às fundações. Da utilização de viga de equilíbrio resultam cargas nas fundações diferentes das cargas dos pilares nelas atuantes.” É comum em pilar de divisa onde o momento fletor resultante da excentricidade da ação com a reação da base deve ser resistido pela “viga de equilíbrio” (VE). (NBR 6118/03, 22.4.2)¹⁰.

⁹ www.engenhaaria9.blogspot.com. Acessado em 07 de outubro de 2014

¹⁰ CONSTANCIO, D. **Fundações Rasas**. Disponível em: [www.helix.eng.br/downloads/sapatas_\(4\).pdf](http://www.helix.eng.br/downloads/sapatas_(4).pdf). Acessado em: 25 de outubro de 2014

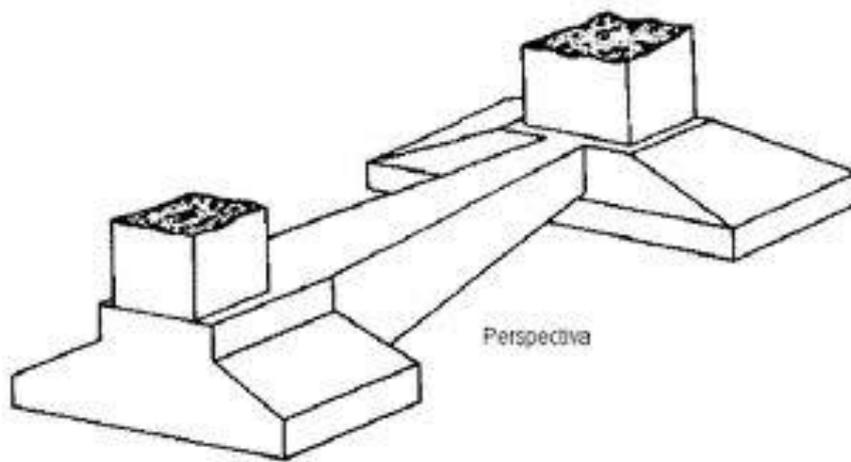


Figura 4 – Vigas alavancadas ou de equilíbrio¹¹



foto do acervo pessoal

As divisas são regiões onde comumente ocorrem excentricidades. Isso se deve ao fato da necessidade do pilar ficar faceado com a linha de divisa impossibilitando que a fundação, sempre com dimensões maiores que a do pilar, fique centralizada.

¹¹ www.decoracao-apartamento.blogspot.com. Acessado em 07 de outubro de 2014

1.7 SAPATAS CONTINUAS

São sapatas que abrangem toda a construção recebendo a carga dos pilares e parede com forma reduzida funcionando também como viga de travamento mesmo tempo.



Figura 5 – Sapatas Contínuas¹²

A sapata corrida é normalmente utilizada como apoio direto de paredes, muros, e de pilares alinhados, próximos entre si.

1.8 RADIER

É um tipo de fundação rasa que se assemelha a uma placa ou laje que abrange toda a área da construção. Os radies são lajes de concreto armado em contato direto com o terreno que recebe as cargas oriundas dos pilares e paredes da superestrutura e descarregam sobre uma grande área do solo. Geralmente, é escolhido para fundação de obras de pequeno porte. O radier apresenta vantagens como baixo custo e rapidez na execução, além de redução de mão de obra comparada a outros tipos de fundação superficiais ou rasas é executado em obras de fundação quando a área das sapatas ocuparem cerca de 70% da área coberta pela construção ou quando se deseja reduzir ao máximo os recalques diferenciais.

¹² <http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>, Acessado em 07 de outubro de 2014

Sapatas radiers é um tipo de fundação associada, rígida ou flexível, em que todos os pilares da superestrutura se apoiam nessa única fundação, encarregada de transferir os esforços para o solo de apoio¹³.



Figura 6 – Sapatas radier¹⁴



Figura 7 – Sapatas radier¹⁵

são necessários observa os seguintes critérios da Topografia:

¹³ CONSTANCIO, D. **Fundações Rasas**. Disponível em: [www.helix.eng.br/downloads/sapatas_\(4\).pdf](http://www.helix.eng.br/downloads/sapatas_(4).pdf). Acessado em: 25 de outubro de 2014.

¹⁴ <https://www.google.com.br/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0CAcQjRw&url=http%3A%2F%2Ffjacksonduarte.blogspot.com%2F&ei=> Acessado em 10 de novembro de 2014

¹⁵ <https://www.google.com.br/url?sa=i&rct=j&q=&esrc=s&source=images&cd=&cad=rja&uact=8&ved=0CAcQjRw&url=http%3A%2F%2Ffjacksonduarte.blogspot.com%2F&ei=> Acessado em 10 de novembro de 2014

- Necessidades cortes e aterros
- Presença de obstáculos, lixo ou matacões
- Erosões, ocorrência de solo mole na superfície
- Necessidade de efetuar corte e aterro
- Existência de camada resistente
- Nível de lençol freático.
- Solo

Para construção civil é necessário conhecer três tipos de solo:

- Areia
Solos arenosos: são aqueles que predominam composto de grãos grossos, médios e finos visíveis a olho nú e facilmente separáveis.
- Silte
Solos siltosos compreendido entre argila e areia não tem coesão apreciável, sem plasticidade digna quando molhado, solo de fácil erosão, pouca estabilidade e requer cuidados (manutenção).
- Argila
Solos argilosos grãos microscópicos de grande impermeabilidade, alta plasticidade e aglutinação. São de boa resistência, permitindo taludes praticamente na vertical, utilizados para fabricação de tijolos e telhas. Os grãos são mais ligados e estão na forma de lamelar.
Esses solos são estudados em mecânica dos solos e aqui serão citados, pois um desses tipos acima citados será escolhido para aplicar as cargas do edifício de quatro pavimentos tipo, em que será dimensionada a sapatas isoladas.

CAPÍTULO 2 - TIPOS DE SOLOS PARA CONSTRUÇÃO

2. UTILIZAÇÃO DO SOLO

O uso de cada solo varia de acordo com cada maneira que queira ser usado, na fundação direta o solo arenoso é adequado, mas necessita atenção aos recalques devido ao abaixamento do lençol freático. Durante a execução, é difícil manter a estabilidade das paredes laterais, o solo siltoso é similar ao solo arenoso, porém é menos sensível ao lençol freático e também é mais fácil de escavar, já o solo argiloso é usual e recomendável, mas também ocorrem problemas de recalques em função do lençol freático. Durante a escavação, é fácil de manter a estabilidade.

Na fundação de estaca o solo arenoso é difícil de cravar frente ao atrito lateral. Em terrenos molhados, é preciso fazer cravação a ar comprimido, o solo siltoso é usual, por ser possível tirar partido tanto do atrito lateral quanto da resistência de ponta para absorver a carga. Já o solo argiloso usual, mas a estaca geralmente precisa atingir profundidades maiores para aumentar capacidade de carga.

Em cortes e taludes sem proteção o solo arenoso não é recomendável, pois o talude fica muito instável, o solo siltoso é possível, mas é preciso levar em conta a coesão e o ângulo de atrito para dimensionar o talude. A altura de corte é menor do que para as argilas. Já o solo argiloso é possível devido à grande coesão e estabilidade.

Nos esforços em escoramento o solo arenoso tem esforços maiores, levando à necessidade de escoramento contínuo, no solo siltoso o comportamento é idêntico ao solo arenoso.

Os recalques frente às cargas no solo arenoso são imediatos à aplicação das cargas, mas podem ocorrer posteriormente devido à mudança do lençol freático, nos solos siltosos intermediário entre areia e argila. Já no solo argiloso os recalques são extremamente lentos, podem levar décadas para ocorrer à estabilização.

2.1 CONCEITOS DE SOLOS

2.1.1 Conceito de solo argiloso

O solo argiloso possui mais de 30% de argila na sua composição de partículas sólidas. Esse tipo de solo possui grãos muito pequenos (micrósporos). Como os espaços entre os grãos, os poros, também são muito pequenos, eles retêm mais água. Assim, o solo argiloso costuma ficar encharcado após uma chuva.

Quando está seco e compacto, sua porosidade diminui ainda mais, tornando-o duro e ainda menos arejado. Possui consistência fina e é impermeável a água e todos os outros líquidos.

Os solos argilosos distinguem-se pela alta impermeabilidade. Aliás, são tão impermeáveis que tornaram-se o material preferido para a construção de barragens de terra, claro que devidamente compactadas. Quando não há argila nas imediações vai se buscar onde ela estiver disponível, em regiões que passam a ser denominadas “área de empréstimo”.¹⁶

Quando está seco e compacto, sua porosidade diminui ainda mais, tornando-o duro e ainda menos arejado. Possui consistência fina e é impermeável a água e todos os outros líquidos.

2.1.2 Conceitos de solo arenosos

O Solo arenoso possui cerca de 70% de areia em relação ao total de partículas sólidas. Apresenta poros grandes (macroporos) entre os grãos de areia pelos quais a água e o ar circulam com relativa facilidade. Por isso, nos solos arenosos em geral o escoamento de água através dos poros costumam ser rápido e secam rápido após as chuvas

¹⁶ CAMPOS, I. M. **Conheça os três tipos principais de solo: areia, silte e argila**. Disponível em: <http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=59>. Acessado em: 08 de novembro de 2014

Solos arenosos: São aqueles em que a areia predomina. Esta compõe-se de grãos grossos, médios e finos, mas todos visíveis a olho nú. Como característica principal a areia não tem coesão, ou seja, os seus grãos são facilmente separáveis uns dos outros¹⁷.

Possui consistência granulosa como a areia. Muito presente na região nordeste do Brasil, sendo permeável à água.

2.1.3 Conceitos de solo siltosos

São aqueles que têm grande parte de suas partículas classificadas na fração silte, de tamanho entre 0,05 e 0,002mm, geralmente são muito erosivas. O silte não se agrega como as argilas e ao mesmo tempo suas partículas são muito pequenas e leves.

O Silte está entre a areia e a argila e é o “primo pobre” destes dois materiais nobres. É um pó como a argila, mas não tem coesão apreciável. Também não tem plasticidade digna de nota quando molhado¹⁸.

Estradas feitas com solo siltoso formam barro na época de chuva e muito pó quando na seca. Cortes feitos em terreno siltoso não têm estabilidade prolongada, sendo vítima fácil da erosão e da desagregação natural precisando de mais manutenção e cuidados para se manter.

2.2 CONCEITO E CRITERIO DE DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

Dimensões mínimas:

- Para pequenas construções: A e B, não devem ser inferiores a 60 cm.

¹⁷ CAMPOS, I. M. **Conheça os três tipos principais de solo: areia, silte e argila**. Disponível em: <http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=59>. Acessado em: 08 de novembro de 2014

¹⁸ CAMPOS, I. M. **Conheça os três tipos principais de solo: areia, silte e argila**. Disponível em: <http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=9&Cod=59>. Acessado em: 08 de novembro de 2014

– Para edifícios: A e B, não devem ser inferiores a 80 cm.

As dimensões A e B da sapata devem ser múltiplas de 5 cm.

Para sapatas apoiadas em cotas diferentes

α Deve ser maior ou igual a:

30° quando sapata apoiada em rocha.

60° quando sapata apoiada em solo.

sapatas estão submetidas a cargas excêntricas, especialmente em virtude das ações do vento. Logo, as dimensões em planta devem ser tais As dimensões em planta das sapatas são definidas basicamente em função da tensão admissível do solo, embora também dependam de outros fatores, como a interferência com as fundações mais próximas. Na grande maioria dos casos as que as tensões de compressão máximas no solo - calculadas com as expressões da flexão composta reta ou oblíqua - não superem a tensão admissível do mesmo¹⁹.

É fundamental que o centro da gravidade da base da sapata coincida com o centro de gravidade do pilar, para que não ocorra excentricidade.

2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

Um carregamento externo aplicado na superfície, ou a própria geometria da superfície da massa de solo, contribui para o desenvolvimento de tensões tangenciais ou de cisalhamento, que podem chegar a valores próximos a máxima tensão cisalhante que o solo suporte sem haver ruptura do material. Esta é a tensão cisalhante de resistência do solo o estado de tensões atuantes em um ponto no interior da massa de solo, e também os valores e a direção em que atuam as tensões principais maior e menor. A máxima tensão de cisalhamento atuante no ponto é da ordem de 32 KPa, correspondente a um σ_1 de 76,76 KPa e σ_3 de 10, 81 KPa.

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida pela máxima tensão de cisalhamento que um solo pode resistir antes da ruptura, ou a

¹⁹ ALVA, S. M. G. **Projeto estrutural de sapatas**. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Sapatas.pdf>. Acessado em: 22 de outubro de 2014.

tensão de cisalhamento do solo no plano em que estiver ocorrendo a ruptura. O cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre corpos sólidos ou entre partículas do solo. Os principais fenômenos que permitem menor ou maior deslizamento são o atrito e a coesão (LAMBE, 1972; VARGAS, 1977; PINTO, 2000)²⁰.

O problema da determinação da resistência aos esforços cortantes nos solos constitui um dos pontos fundamentais de toda a mecânica dos solos. Uma avaliação correta deste conceito é um passo indispensável para qualquer análise da estabilidade das obras civis.

– Considerações preliminares sobre resistência ao cisalhamento

A capacidade dos solos em suportar cargas, depende de sua resistência ao cisalhamento, isto é, da tensão que é a máxima tensão que pode atuar no solo sem que haja ruptura.

Terzaghi (conhecido como o “pai” da Mecânica dos Solos) conseguiu conceituar essa resistência como consequência imediata da pressão normal ao plano de ruptura correspondente a pressão grão a grão ou pressão efetiva. Isto é, anteriormente considerava-se a pressão total o que não correspondia ao real fenômeno de desenvolvimento de resistência interna, mas, na nova conceituação, amplamente constatada, conclui-se que somente as pressões efetivas mobilizam resistência ao cisalhamento, (por atrito de contato grão a grão) donde escrevemos:

$$\tau_r = c + \sigma \operatorname{tg} \phi = c + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi, '$$

Hvorslev, ao analisar argilas saturadas, concluiu que nessa situação a coesão (representada na equação por “c”) é função essencial do teor de umidade donde se escreve:

$$c = f(h)$$

Logo temos para a máxima tensão de cisalhamento (poderá ser representado simplesmente por τ_r):

²⁰ VIECILI, C. **Determinação dos parâmetros de resistência do solo de Ijuí a partir do ensaio de cisalhamento direto**. Disponível em: [http://www.projetos.unijui.edu.br/petegc/wp-content/uploads/tccs/tcc-titulos/2003/Determinacao dos Parametros de Resistencia do Solo de Ijuí a Partir do Ensaio de Cisalhamento Direto.pdf](http://www.projetos.unijui.edu.br/petegc/wp-content/uploads/tccs/tcc-titulos/2003/Determinacao%20dos%20Parametros%20de%20Resistencia%20do%20Solo%20de%20Iju%C3%AD%20a%20Partir%20do%20Ensaio%20de%20Cisalhamento_Direto.pdf). Acessado em: 07 de novembro de 2014

$$\tau' r = f(\sigma - u) \tan \phi$$

Em outras palavras, a expressão acima traduz a situação já afirmada de que os parâmetros c e ϕ não são características simples dos materiais, mas, dependem, essencialmente, das condições de ocorrência/utilização dos materiais.

c = tensão interna de resistência por atrito fictício ou proveniente do entrosamento de suas partículas traduzido pela força de coesão (que pode ser verdadeira e/ou aparente - em areias). Depende da ocorrência de água nos vazios e suas condições de arrumação estrutural. Em engenharia, só consideramos válida a coesão verdadeira. $(\sigma - u) \tan \phi$ tensão interna de resistência por atrito de contato grão a grão.

Dependente da arrumação estrutural (maior ou menor contato grão a grão) e da ocorrência da pressão neutra que refletirá diretamente no valor de σ .

Os parâmetros c e ϕ , definidores da resistência interna ao cisalhamento dos solos terão que ser determinados, na maioria dos casos, em laboratório nas condições mais desfavoráveis previstas para o período de utilização de cada projeto específico. Os ensaios buscarão representar o rompimento de uma seção em relação a uma outra contígua, medindo as tensões de ruptura capazes de identificar, nas condições do projeto, sua resistência ao corte.

2.3.1 Ensaios de resistência ao cisalhamento

Máxima tensão de cisalhamento que um solo, sob uma dada tensão, pode resistir antes da ruptura.

Os ensaios consistem em aplicar tensões sobre o corpo de prova e medir os valores de tensão até a ruptura do corpo de prova.

Os ensaios podem ser realizados em corpo de prova compactado ou talhado de uma amostra indeformada ou amostra colocada diretamente na caixa de cisalhamento (no caso de areias)²¹.

²¹ VIECILI, C. **Determinação dos parâmetros de resistência do solo de Ijuí a partir do ensaio de cisalhamento direto**. Disponível em: <http://www.projetos.unijui.edu.br/petegc/wp-content/uploads/tccs/tcc->

O ensaio baseia-se no critério de Coulomb e tem como objetivo obter valores de ângulo de atrito interno do solo e do intercepto coesivo. Este ensaio é geralmente realizado na condição drenada.

2.3.1.1- Ensaio de campo

Como a retirada de amostras indeformadas implica, apesar de todos os cuidados e expedientes sofisticados, numa possível deformação da amostra, procura-se, mais modernamente, executar ensaios “in situ” capazes de traduzir as reais características de resistências das camadas. Dentre os ensaios “in situ” mais empregados no Brasil para determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade no campo destacam-se:

- Ensaio de palheta ou "Vane Shear Test";
- Ensaio de penetração estática do cone (CPT) ou "Deepsoundering";
- Ensaio pressiométrico (câmara de pressão no furo de sondagem).

Além desses, no caso de fundações são executadas para provas de carga que, traduzirão, especificamente, as resistências do solo frente às características do elemento estrutural na transmissão de carga.

O ensaio de CPT e “Vane test” tem por objetivo a determinação da resistência ao cisalhamento do solo, enquanto o ensaio pressiométrico visa estabelecer uma espécie de curva de tensão-deformação para o solo investigado, conforme pode ser visto na tabela a seguir.

Ensaio Disponível x Parâmetros obtidos

Tipos de Ensaio	Tipos de Solos		Principais Características que podem ser determinadas
	Melhor Aplicável	Não Aplicável	
1 – Ensaio Padronizado de penetração (SPT) *	Granulares		Avaliação qualitativa do estado de compactação ou consistência. Comparação qualitativa da estratigrafia do subsolo.
2 – Ensaio de Penetração Estática do cone	Granulares		Avaliação contínua da compactação e resistência de solos granulares. Avaliação contínua de resistência não drenada de solos argilosos.
3 – Ensaio de Palheta	Coesivos	Granulares	Resistência não drenada de solos argilosos
4 – Ensaio pressiométrico	Granulares		Coefficiente de empuxo no repouso; compressibilidade e resistência ao cisalhamento.

* Sem interesse direto na determinação dos parâmetros de resistências²²

O ensaio de CPT permite medidas quase contínuas da resistência de ponta e lateral devido à cravação de um penetrômetro no solo, as quais por relações permitem identificar o tipo de solo, destacando a uniformidade e continuidade das camadas. Permite, também, determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento e a capacidade de carga dos materiais investigados. É um ensaio de custo relativamente baixo, rápido de ser executado, sendo, portanto, indicado para a

²² MARANGON, M. **Geotécnia de Fundações**. Acessado em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF04-Considera%C3%A7%C3%B5es-sobre-funda%C3%A7%C3%B5es-diretas-20121.pdf>. Acessado em: 30 de outubro de 2014.

prospecção de grandes áreas. Apresenta como desvantagens a não obtenção de amostras para inspeção visual, a não penetração em camadas muito densas e com a presença de pedregulhos e matacões, as quais podem tornar os resultados extremamente variáveis e causar problemas operacionais como deflexão das hastes e estragos na ponteira.

2.3.2 Ensaio de Palheta – “Vane test”.

O “Vane test” foi desenvolvido na Suécia, com o objetivo de medir a resistência ao cisalhamento não drenada de solos coesivos moles saturados. Hoje o ensaio é normalizado no Brasil pela ABNT (NBR 10905).

Ensaio de Palheta Vane test: O ensaio de palheta é executado conforme a Norma NBR 10905 (MB 3122 da ABNT). O ensaio consiste em utilizar uma palheta de seção em forma de cruz que, quando cravada em argilas saturadas de consistência mole a rija, é submetida a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação em condições não drenadas. É necessário, portanto, o conhecimento prévio da natureza do solo onde será realizado o ensaio, não só para avaliar a sua aplicabilidade, como para, posteriormente, interpretar adequadamente os resultados. A palheta especificada na Norma Brasileira apresenta desempenho satisfatório em argilas com resistências inferiores a 50 Kpa²³.

O equipamento para realização do ensaio é constituído de uma palheta de aço, formada por quatro aletas finas retangulares, hastes, tubos de revestimentos, mesa, dispositivo de aplicação do momento torçor e acessórios para medida do momento e das deformações. O diâmetro e a altura da palheta devem manter uma relação constante 1:2 e, sendo os diâmetros mais usuais de 55, 65, e 88 mm. A medida do momento é feito através de anéis dinamômetros e vários tipos de instrumentos com molas, capazes de registrar o momento máximo aplicado.

O ensaio consiste em cravar a palheta e em medir o torque necessário para cisalhar o solo, segundo uma superfície cilíndrica de ruptura, que se desenvolve no entorno da palheta, quando se aplica ao aparelho um movimento de rotação. A instalação da palheta na cota de ensaio pode ser feita ou por cravação estática ou

²³ Ensaio de Palheta – Vane Test. Disponível em: <http://geodrill.com.br/engenharia/ensaio-de-palheta-vane-test/>. Acessado em: 11 de novembro de 2014.

utilizando furos abertos a trado e/ou por circulação de água. No caso de cravação estática, é necessário que não haja camadas resistentes sobrejacentes à argila a ser ensaiada a que a palheta seja munida de uma sapata de proteção durante a cravação. Tanto o processo de cravação da sapata, quanto o de perfuração devem ser paralisados a 50 cm acima da cota de ensaio, a fim de evitar o amolgamento do terreno a ser ensaiado. A partir daí, desce apenas a palheta de realização do ensaio. Com a palheta na posição desejada, deve-se girar a manivela a uma velocidade constante de 6^o/min, fazendo-se as leituras da deformação no anel dinamômetro de meio em meio minuto, até rapidamente, com um mínimo de 10 rotações a fim de amolgar a argila e com isto, determinar a sensibilidade da argila (resistência da argila indeformada/ resistência da argila amolgada).

Para o cálculo da resistência não drenada da argila deve-se adotar as seguintes hipóteses:

- Drenagem impedida: ensaio rápido;
- Ausência de amolgamento do solo, em virtude do processo de cravação da palheta;
- Coincidência de superfície de ruptura com a geratriz do cilindro, formado pela rotação da palheta;
- Uniformidade da distribuição de tensões, ao longo de toda a superfície de ruptura, quando o torque atingir o seu valor máximo;
- Solo isotrópico - Este ensaio é usado para determinação "in situ" principalmente do módulo de elasticidade (e da resistência ao cisalhamento de solos e rochas), sendo desenvolvido na França por Menard.

O ensaio pressiométrico consiste em efetuar uma prova de carga horizontal no terreno, graças a uma sonda que se introduz por um furo de sondagem de mesmo diâmetro e realizado previamente com grande cuidado para não modificar-se as características do solo.

O equipamento destinado à execução do ensaio, chamado pressiométrico, é constituído por três partes: sonda, unidade de controle de medida pressão-volume e tubulações de conexão. A sonda pressiométrica é constituída por uma célula central

ou de medida e duas células extremas, chamadas de células guardas, cuja finalidade é estabelecer um campo de tensões radiais em torno da célula de medida.

Após a instalação da sonda na posição de ensaio, as células guardas são infladas com gás carbônico, a uma pressão igual a da célula central. Na célula central é injetada água sob pressão, com o objetivo de produzir uma pressão radial nas paredes do furo. Em seguida, são feitas medidas de variação de volume em tempos padronizados, 15, 30 e 60 segundos após a aplicação da pressão do estágio. O ensaio é finalizado quando o volume de água injetada atingir 700 a 750 cm³.

2.3.3- Ensaio de laboratório

São diversos os tipos de ensaios de laboratório que buscam, com maior grau de sofisticação, representar as condições, com fidelidade e exatidão, possíveis de ocorrências,

Dentre as principais temos:

- Ensaio de Compressão Simples;
- Ensaio de Cisalhamento Direto;
- Ensaio de Compressão Triaxial;

Dependendo da importância da obra a realizar, das características dos solos e das condições de ocorrência justifica a realização de ensaios com a finalidade específica de obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento (c e ϕ).

2.3.4 Ensaio de compressão simples

Este ensaio consiste em se ensaiar os corpos de provas em uma prensa aberta em que só se tem condição de aplicar a pressão axial, uma vez que, sendo a

prensa aberta não há condição de aplicar pressões laterais, isto é, 0. Tem-se assim um só círculo e $\phi = 0$. Logo só é aplicável a solos puramente coesivos.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \phi$$

Os valores desses ensaios são extremamente limitados na sua interpretação e utilização prática em geotécnica. Aplicados para identificar as consistências das argilas e, quando ensaiadas em amostras naturais e amolgadas nos dão condição de determinar a sensibilidade das argilas.

2.3.5 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Mohr-Coulomb. Aplica-se uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura.

Para o ensaio, um corpo de prova do solo é colocado parcialmente numa caixa de cisalhamento, ficando com sua metade superior dentro de um anel.

Observações sobre pré-adensamento

Adensamento é a diminuição de volume do solo sob ação de uma pressão. Sua ocorrência é maior nos solos argilosos, pois são compressíveis, e em menor escala nos solos arenosos quando fofos. A condição de pré-adensamento é a situação em que a camada compressível tenha em épocas geológicas anteriores, sofrido pressões muito maiores do que as que suportam atualmente, isto é, a natureza adensou a camada.

Uma estrutura de solo pré-adensado, implica em problemas na determinação de sua resistência, pois, quando em processo de cisalhamento, este solo tende a se expandir e, assim, está sujeita a absorção de água que estará gerando uma pressão neutra (u), e logicamente, diminuindo a pressão efetiva (σ') e o valor da determinação de τ . Se, por acaso não houver possibilidade de absorção de água quando solicitada ao cisalhamento, sua tendência de expandir acarretará

aumento da resistência do solo. Assim, nas argilas pré-adensadas, havendo possibilidade de drenagem, sua resistência será maior do que na situação em que não seja possível esse expediente.

Nas argilas normalmente adensadas, passa-se exatamente o contrário, ou seja:

Diminuem o volume quando solicitadas ao cisalhamento;

Apresentam pressão neutra positiva.

Teremos como decorrência o aumento de (pressão efetiva) quando drenada, uma vez que ocorrerá a dissipação da pressão neutra u .

Fatores que influenciam os resultados dos ensaios:

- Areias – Compacidade, forma das partículas e distribuição granulométrica, (ocorrência da pressão neutra).

- Argilas – Estado de adensamento do solo, sensibilidade de sua estrutura, condições de drenagem e velocidade de aplicação das cargas e a ocorrência de pressão neutra.

Em função desses fatores e também das solicitações de campo, temos vários tipos de ensaios que buscam essas representações (solicitações previstas na obra).

2.3.6 Tensões principais

A análise do estado de tensões durante o carregamento, entretanto, é bastante complexa. O plano horizontal, antes da aplicação das tensões cisalhantes, é o plano principal maior. Com a aplicação das forças T , ocorre rotação dos planos principais.

Uma das desvantagens do ensaio de cisalhamento direto é a impossibilidade de se conhecer os esforços que atuam em planos diferentes daquele de ruptura,

com um único ensaio. Somente depois de traçada a envoltória será possível determinar o círculo de Mohr referente à condição de equilíbrio incipiente e determinar as tensões principais associadas, uma vez que o círculo tangencia a linha de ruptura nesse ponto determinado.

Processo:

- Ressalta-se o ponto T na envoltória (σ e τ), referente a um corpo de prova;
- Tira-se uma perpendicular a envoltória de ruptura;
- Por T determina-se r e traça-se o círculo (pelo ponto O');
- Traçado o círculo pelo ponto T tiramos uma paralela ao plano em que atuam os espaços, no caso horizontal e determinamos o ponto P sobre o círculo;

2.4 PRESCRIÇÕES E CONSIDERAÇÕES DA NORMA

São apresentados aqui o que prescreve a Norma Brasileira sobre a elaboração de projeto e a execução de fundações particularmente em superfície.

2.4.1 Pressão admissível

Devem ser considerados os seguintes fatores na determinação da pressão admissível:

- a) profundidade da fundação;
- b) dimensões e forma dos elementos da fundação;
- c) característica do terreno abaixo do nível da fundação;
- d) lençol d'água;

e) modificação das características do terreno por efeito de alívio de pressões, alteração do teor de umidade de ambos;

f) características da obra, em especial a rigidez da estrutura.

Pressão aplicada por uma fundação superficial ao terreno, que provoca apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e que oferece, simultaneamente um coeficiente de segurança satisfatório contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento estrutural de fundação (perda de capacidade de carga). Essa definição esclarece que as pressões admissíveis dependem da sensibilidade da construção projetada aos recalques, especialmente aos recalques diferenciais específicos, os quais, de ordinário, são os que prejudicam sua estabilidade²⁴.

- Metodologia para determinação da pressão admissível

A pressão admissível pode ser determinada por um dos critérios descritos:

- Por meio de teorias desenvolvidas na Mecânica dos Solos:

a) uma vez conhecida às características de compressibilidade, resistência ao cisalhamento do solo e outros parâmetros, a sua pressão admissível pode ser determinada por meio de teoria desenvolvida na Mecânica dos Solos, levando em conta eventuais inclinações da carga e do terreno e excentricidades;

b) faz-se um cálculo de capacidade de carga à ruptura; a partir desse valor, a pressão admissível é obtida mediante a introdução de um coeficiente de segurança, adota-se um coeficiente de segurança compatível com a precisão da teoria e o grau de conhecimento das características do solo, nunca menor que três. A seguir, faz-se uma verificação de recalques para essa pressão, que, se conduzir a valores aceitáveis, será confirmada como admissível; caso contrário, o seu valor deve ser reduzido até que se obtenham recalques aceitáveis.

- Por meio de prova de cargas sobre placa, devidamente interpretada (ver NBR 6489).

- Por métodos semi-empíricos

São chamados de métodos semi-empíricos aqueles em que as propriedades dos materiais são estimadas com base em correlações e são usadas

²⁴ MARANGON, M. **Geotécnia de Fundações**. Acessado em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF04-Considera%C3%A7%C3%B5es-sobre-funda%C3%A7%C3%B5es-diretas-20121.pdf>. Acessado em: 30 de outubro de 2014.

em teorias de Mecânica dos Solos, adaptadas para incluir a natureza empírica do método. Quando os métodos semi-empíricos são usados, devem-se apresentar justificativas, indicando a origem das correlações (inclusive referências bibliográficas).

- Por meios empíricos

São considerados meios empíricos aqueles pelos quais se chega a uma pressão admissível com base na descrição do terreno (classificação e compactidade ou consistência). Esses métodos apresentam-se usualmente sob a forma de tabelas de pressões admissíveis. No caso de não haver dúvida nas características do solo, conhecidas com segurança, como resultado da experiência ou fruto de sondagens, pode-se considerar como pressões admissíveis sobre o solo às indicadas na tabela.

Tensões básicas da norma NBR 6122/96

Classe	Descrição	σ_0 (MPa)
1	Rocha sá, maciça, sem laminações ou sinal de decomposição.	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas.	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	Ver nota
4	Solos granulares concrecionados. Conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactados e muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas medias	0,1
13	Siltes rijos (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

Tab.1. Nota: Para rochas alteradas ou em decomposição, deve-se levar em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição²⁵.

Notas: a) Para materiais intermediários entre as classes 4 e 5, interpolar entre 0,8 e 0,5 Mpa.

b) Para materiais intermediários entre as classes 6 e 7, interpolar entre 0,8 e 0,4 Mpa.

c) No caso do calcário ou qualquer outra rocha cárstica, devem ser feitos estudos especiais.

d) Para a definição de diferentes tipos de solos, deve-se consultar a NBR 6502. “Parece-nos ser esta avaliação compatível para um fator de segurança insatisfatório.

2.4.2 Prescrições para determinação da pressão admissível

Na determinação da pressão admissível deve-se considerar os itens a seguir.

- Fundação sobre rochas

Em qualquer fundação sobre rocha, deve-se para a fixação da pressão admissível, levar em conta a continuidade da rocha, sua inclinação e influência da altitude da rocha sobre a sua estabilidade. Pode-se assentar fundação sobre rocha de superfície inclinada desde que se prepare se necessário, essa superfície (chumba mentos, escalonamentos em superfícies horizontais, etc.), de modo a evitar um deslizamento da fundação.

Pressão admissível nas areias médias e finas, fofas; argilas moles; siltes fofos; aterros e outros materiais. Nesses solos a implantação de fundações só pode ser feita após cuidadoso estudo com base em ensaios de laboratório e campo, compreendendo o cálculo de capacidade de carga, o cálculo e a análise da repercussão dos recalques sobre o comportamento da estrutura.

²⁵ VELLOSO, A. D. LOPES, R. F. **Fundações: critérios de projeto – investigação de subsolo – fundações superficiais**. Edição 2. Oficina de textos, 2011. P. 240.

- Solos expansivos

No caso de solos expansivos, a pressão admissível deve-se levar em conta a pressão de expansão e nunca ser inferior a essa.

As pressões admissíveis indicadas na Tabela 1 para solos argilosos (classe 10 a 12) entendem-se aplicáveis a um corpo de fundação não maior que 10m². Para maiores áreas carregadas ou na fixação da pressão média admissível sobre um conjunto de corpos de fundação ou totalidade da construção, deve-se reduzir os valores na Tabela 1, de acordo com a fórmula abaixo:

$$\sigma_{adm} = \sigma_{0adm} S$$

$$10 > 0,5 \sigma_{0adm}$$

Onde:

S = área total da parte considerada, ou da construção inteira, em m².

- Aumento da pressão admissível em decorrência da profundidade da fundação.

As pressões admissíveis constantes da tabela 1, para os solos de classes 4 a 8, devem ser aplicadas quando a profundidade da fundação, medida a partir do topo da camada escolhida para assentamento dos elementos de fundação, for menor ou igual a um metro; quando a fundação estiver a uma profundidade maior e for totalmente confinada pelo terreno adjacente, os valores básicos podem ser acrescidos de 40% para cada metro de profundidade além de um metro, limitado ao dobro do valor da Tabela 1.

Em qualquer caso, pode-se somar a pressão calculada, mesmo aquela que já tiver sido corrigido conforme o peso efetivo das camadas de solo sobrejacentes, desde que garantida a sua permanência.

- Dimensionamento

As fundações em superfície devem ser definidas através de dimensionamento geométrico e de cálculo estrutural.

- Dimensionamento geométrico

No dimensionamento geométrico deve-se considerar as seguintes solicitações:

- a) cargas centradas;
- b) cargas excêntricas;
- c) cargas horizontais.

- A área de fundação solicitada por cargas centradas deve ser tal que a pressão transmitida ao terreno, admitida uniformemente distribuída, seja a pressão admissível.

- Diz-se que uma função é solicitada por carga excêntrica quando for solicitada:

- a) por uma força vertical cujo suporte não passa pelo centro de gravidade da superfície de contato da fundação com o solo;

- b) por uma força vertical e por forças horizontais situadas fora do centro da base da fundação.

- No dimensionamento de uma fundação solicitada por carga excêntrica deve-se atender as seguintes prescrições:

- a) a resultante das cargas permanentes deve passar pelo núcleo central da base da fundação;

- b) a excentricidade da resultante das cargas totais é limitada a um valor tal que o centro de gravidade de base da fundação fique na zona comprimida, determinada na suposição de que entre o solo e a fundação não possa haver tensões de tração;

Notas: No caso de fundação retangular de dimensões “a” e “b”, as excentricidades “u” e “v”, medidas paralelamente aos lados “a” e “b”, respectivamente, devem satisfazer à condição:

$$u/a + v/b \leq 1/9$$

No caso de uma função circular plena de raio “r”, a excentricidade “e” deve satisfazer a condição: $e/r \leq 0,59$,

c) nas sapatas dos pilares situados nas divisas de terrenos, a excentricidade deve ser eliminada mediante o emprego de soluções estruturais como, por exemplo, as vigas de equilíbrio.

- Para equilibrar a força horizontal que atua sobre uma fundação em sapata ou bloco, pode-se contar com o empuxo passivo e o atrito entre o solo e a base da fundação. O coeficiente de seu emprego de segurança ao deslizamento deve ser, pelo menos, igual a 1,5.

2.5 PRESSÃO DE RUPTURA X PRESSÃO ADMISSÍVEL

A pressão de ruptura ou capacidade de carga de um solo é, assim, a pressão p_r , que aplicada ao solo causa a sua ruptura. Adotando um adequado coeficiente de segurança, da ordem de 2 a 3, obtém-se a pressão admissível, a qual deverá ser “admissível” não só à ruptura como as deformações excessivas do solo.

A pressão de ruptura ou capacidade de carga de um solo é, assim, a pressão p_r , que aplicada ao solo causa a sua ruptura. Adotando um adequado coeficiente de segurança, da ordem de 2 a 3, obtém-se a pressão admissível, a qual deverá ser “admissível” não só à ruptura com também às deformações excessivas do solo²⁶.

O cálculo da capacidade de carga do solo pode ser feito por diferentes métodos e processos, embora nenhum deles seja matematicamente exato. Coeficientes de segurança - Não é simples a escolha do adequado coeficiente de segurança nos cálculos de Mecânica dos Solos.

Tendo em vista que os dados básicos necessários para o projeto e execução de uma fundação provêm de fontes as mais diversas, a escolha do coeficiente de segurança é de grande responsabilidade.

Fórmula de Terzaghi:

²⁶ MARANGON, M. **Geotécnia de Fundações**. Acessado em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF04-Considera%C3%A7%C3%B5es-sobre-funda%C3%A7%C3%B5es-diretas-20121.pdf>. Acessado em: 30 de outubro de 2014.

Para deduzi-la, consideremos em um solo não coesivo uma “fundação corrida”, ou seja, uma fundação com forma retangular alongada.

A teoria de Terzaghi se originou nas investigações de Prandtl, relativas à ruptura plástica dos metais por puncionamento.

Retomando esses estudos, Terzaghi aplicou-os ao cálculo da capacidade de carga de um solo homogêneo que suporta uma fundação corrida e superficial