

CONSIDERAÇÕES IMPORTANTES PARA EXECUÇÃO DE CÁLCULOS DE FUNDAÇÕES DIRETAS

Felipe da Silva Morais

Martha Tibiciriara dos Santos Gusmão

Sirlei dos Anjos Cunha

Tiago Moreira Cunha

RESUMO

O desenvolvimento de tecnologias voltadas para cálculos são imprescindíveis na atualidade, porém, é necessário que o engenheiro calculista domine os principais conceitos e técnicas necessárias para efetuar juntamente com a ajuda de programas de cálculo, com cálculos mais precisos e seguros. Podemos observar que estes programas de cálculo evoluíram muito nas últimas décadas contribuindo com todas as engenharias, mas é importante ressaltar que, tais programas devem ser considerados apenas como calculadoras capazes de agilizar o processo, pois não exime a responsabilidade técnica do operador do eventual programa de cálculo. O presente trabalho visa descrever as principais etapas do processo de cálculos de fundações ressaltando as imprescindíveis considerações técnicas e conhecimentos utilizados em tais processos.

INTRODUÇÃO

A fundação pode ser caracterizada como o elemento fundamental da construção civil, pois a mesma possui a função de distribuição de todas as cargas para o solo. Desde já, podemos concluir a importância de uma boa relação solo-fundação. Esta relação estabelece o equilíbrio de qualquer construção, seja ela uma casa, um prédio, uma ponte, uma torre, uma rua, um viaduto ou até mesmo uma contenção. O modelo ideal de uma fundação tem por princípio um pré conhecimento de Geotécnico e Cálculo estrutural, ou seja, um conhecimento do tipo de solo e sua dinâmica, sua origem de formação, seus parâmetros físicos como granulometria, sua resistência ao cisalhamento, sua capacidade de carga e empuxo, sua compressibilidade e adensamentos. Tais índices contribuem diretamente para a análise estrutural e

dimensionamento das estruturas de concreto armado protendido, em aço e em madeira. Podemos concluir que quanto maior for conhecimento sobre o solo, melhor será a análise geral de todo o processo construtivo, permitindo segurança, e um bom planejamento para a execução da obra e redução de custos, por meio de cálculos mais precisos.

OBJETIVOS

Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo descrever os principais elementos a serem considerados em uma execução de cálculos de fundações superficiais, também chamada de fundação direta abordando os elementos fundamentais e indispensáveis de segurança. Resaltando os principais motivos para definição do tipo da fundação, descrevendo o conceito de solo e as principais características geotécnicas salientando a importância da engenharia de fundações como a arte de aplicar – economicamente – cargas estruturais ao terreno e verificar como este solo irá se comportar.

Objetivos específicos

Salientar e importância de conhecimentos específicos para execução de cálculos de fundações diretas ou rasas. Descrever conceitos de elementos fundamentais no processo de cálculo. Efetuar um estudos de caso calculando uma fundação a partir de laudo apresentado.

METODOLOGIA

A base teórica do trabalho será obtida através de pesquisa e consultas a estudo de caso, normas, projetos, revistas e visita técnica, sites da internet e artigos referentes aos assuntos pertinentes à abordagem do trabalho, principalmente os itens a seguir:

- Estudo de caso: Cálculo de uma fundação de um prédio de 3 pavimentos
- Levantamento bibliográfico: pesquisas em sites, publicações e bibliografias contendo dados relacionados ao processo de cálculo de fundações e

dimensionamentos de estruturas rígidas e flexíveis de altores que servirão de base para a o direcionamento, construção e elaboração deste trabalho.

CONCEITO DE SOLO

O solo é o conjunto de corpos naturais formados por sólidos, líquidos e gases que compõem a crosta terrestre. São originados a partir de uma serie de fenômenos físicos e químicos atuantes sobre as rochas do planeta terra. Com a ótica da engenharia é necessário descrever as duas principais características do solo que são respectivamente solos residuais e solos transportados. Os solos residuais são aqueles originados a partir da desagregação dos minerais que formam a rocha mãe. Já s solos transportados são aqueles formados por materiais transportadas de outros lugares, sendo assim, podemos afirmar que tais solos podem apresentar maior diversificação de suas camadas. São solos típicos de regiões denominadas de bacias sedimentares. Na maioria das vezes solos transportados tendem a ser bastante variados e podem dificultar muito o trabalho do engenheiro de fundações devido a imprevisibilidade de suas camadas não obedecendo a um aumento de resistência em relação a sua profundidade, o que não ocorre em solos residuais. Isso leva a uma utilização de coeficientes de segurança mais elevado tornando a calculo mais oneroso. Mediante as tais afirmativas podemos concluir a extrema necessidade de conhecer a fundo todas as características do solo que recebera as cargas oriundas da fundação. Um dos métodos mais utilizados para verificação do solo no Brasil é famoso SPT que é uma sondagem a percussão. Este tipo de sondagem será detalhadamente descrito mais a frente neste estudo.

A ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES

Classificada como especialidade da engenharia que lida com o projeto e execução das fundações. A interação solo-fundação torna-se um problema que deve ser solucionado pela ação do especialista de fundações e pelo especialista estrutural ou apenas por um profissional que domine profundamente tais especialidades.

A etapa inicial de qualquer obra é a fundação, mediante tal afirmativa podemos classificar a fundação como uma fase extremamente importante. Deve ser bem

calculada, bem planejada e bem executada, tudo dentro das solicitações exigidas no projeto. O engenheiro de fundações lida diretamente com condições estabelecidas pela natureza que não são mutáveis, que não aceitam improvisações, que exigem a máxima precisão. Tais condições praticamente obriga o engenheiro que deseja atuar nesta área com uma constante ampliação de conhecimento, mantendo-se atualizado e informado para promover projetos com o excelência.

Tipos de Fundações

Convencionalmente as fundações são separadas em dois grupos:

- Fundações superficiais (ou “diretas ou rasas)
- Fundações profundas

A distinção entre estes dois tipos é feita segundo o critério (arbitrário) de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não surgisse na superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem, acima dela, tipicamente duas vezes sua menor dimensão, a norma NBR6122 determinou que fundações são aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes a sua menor dimensão e a pelo menos 3 m de profundidade. (Velloso e Lopes 2010).

Fundação superficial

Elementos de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Incluem-se neste tipo de fundação as sapatas, os blocos, os *radier*, as sapatas associadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas.

Fundação Profunda

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral(resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão

em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas, os tubulões e os caixões.

REQUISITOS DE UM PROJETO DE FUNDAÇÕES

De acordo com Velloso e Lopes há sempre incertezas nos métodos de cálculo, seja nos valores dos parâmetros do solo ou seja nas cargas suportar. Estas incertezas conseqüentemente leva à introdução de dos chamados coeficientes de segurança ou fatores de segurança.

O solo é composto de um conglomerado de minerais, tais minerais possuem suas características químicas e físicas específicas. Podemos dizer então que quanto mais homogêneo, mais diferença ocorrerá e conseqüentemente haverá uma dificuldade de se estabelecer o coeficiente de segurança correto a ser utilizado. O coeficiente de segurança utilizado no cálculo estrutural é mais fácil de ser caracterizado. Isso se deve pelo fato da relação existente entre os componentes a serem utilizados para realização dos elementos estruturais serem fabricados, com propriedades mecânicas muito bem determinadas. O solo por sua vez é fabricado ou produzido pela mãe terra, ou seja, por forças naturais por longos períodos de anos e esta sujeito a mudanças constantes devido a ações de intempéricas. Nota-se então a importância de se estabelecer tais coeficientes de segurança de forma responsável. A NBR 6122 trata da segurança das fundações e apresenta importantes influências a serem consideradas.

Segundo Velloso e Lopes um projeto de fundações possuem quesitos básicos estes requisitos são:

1. Deformações aceitáveis sob condições de trabalho.

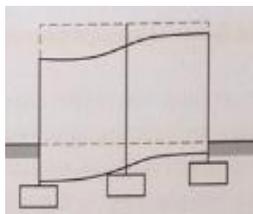


Figura 1 - Deformações excessivas (Apud Velloso e Lopes, 2010)

2. Segurança adequada ao colapso do solo de fundação ou estabilidade “externa”.

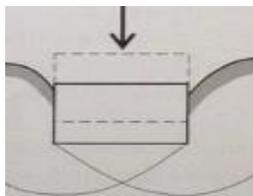


Figura 2 - Colapso do solo (Apud Velloso e Lopes, 2010)

3. Segurança adequada ao colapso do solo de fundação ou estabilidade “Interna”.

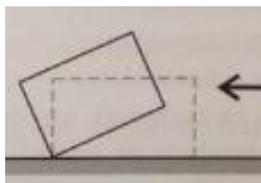


Figura 3 - Tombamento (Apud Velloso e Lopes, 2010)

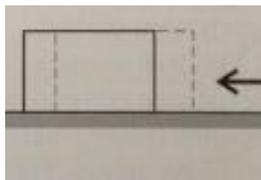


Figura 4 - Deslizamento (Apud Velloso e Lopes, 2010)

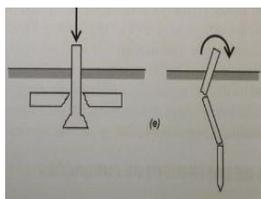


Figura 5 – Colapso estrutural, resultado de projetos deficientes (Apud Velloso e Lopes, 2010)

CONSIDERAÇÕES IMPORTANTES

Sabemos que as incertezas se iniciam no processo de sondagem pois é praticamente impossível ter se obter um conhecimento completo do subsolo. Os parâmetros de resistência e compressibilidade determinados em laboratório ou em ensaios de campo apresentam também erros de devem ser considerados. Podem ocorrer pequenos erros de execução bem como erros de projeção das cargas. A margem de segurança a ser utilizada deve levar em conta dotas estas questões.

Coeficientes de segurança global e parcial

Tais incertezas mencionadas acima devem ser levadas em conta e juntas formam o que chamamos de coeficiente global de segurança. Se estas incertezas indicadas forem tratadas nos cálculos com coeficientes de ponderação para cada aspecto do calculo, ter-se-ão os chamados coeficientes de segurança parciais ou fatores de ponderação na Engenharia Estrutural.

Região representativa do terreno

De acordo com Velloso e Lopes, é importante conhecer de forma detalhada e a variação dos extratos do subsolo, suas espessuras, suas características suas camadas. Existem áreas de grande variabilidade de solo com magnitude elevada o que possivelmente influenciaria diretamente no comportamento das fundações executadas em tais áreas. Haja visto, que a variabilidade possui grande influência, é importante que o projetista defina regiões em onde o solo apresente a menor variabilidade possível dentro da área em questão. A nova versão da NBR 6122 conceitua a região representativa do terreno como aquela região que apresenta pequena variabilidade nas suas características geotécnicas, ou seja, que apresente perfis de solo com as mesmas camadas (que tenham influencia sobre o comportamento das estacas) e pequenas variações nas respectivas espessuras e resistências.

Conceito de Estado Limite

O estado limite ultimo caracteriza-se pelo esgotamento da capacidade de sustentação e pode ocorrer pelos motivos de rupturas de seções, colapso da estrutura, perda de estabilidade e deterioração por fadiga.

Tabela 01- Coeficiente de segurança globais mínimos (Apud Velloso e Lopes 1997)

<i>Tipo de Ruptura</i>	<i>Obra</i>	<i>Coef. De segurança</i>
Cisalhamento	Obras de terra	1,3 a 1,5
	Estruturas de arrimo	1,5 a 2,0
	Fundações	2,0 a 3,0
Ação da água	Subpressão, levantamento;	1,5 a 2,5
	Gradiente de saída, “piping”	3,0 a 5,0

A versão mais recente da norma Brasileira NBR 6122 fornece os valores de coeficientes de segurança da tabela 02.

Tabela 02 - Coeficientes de segurança globais mínimos, segundo a NBR – 6122/96

Condição	Coef. de segurança
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga realizada a priori.	1,6

A análise de todos os aspectos deve ser considerada na tomada de decisão sobre o método que será empregado. Analisando-se a fundo as fases de obra, o uso e também as condições econômicas e ambientais deve-se buscar fazer a escolha do melhor método construtivo a ser empregado.

PROCESSO DE INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

A investigação do solo é uma etapa fundamental para o sucesso do cálculo estrutural. Pois é a partir das informações fornecidas pela análise do solo que o calculista iniciará o processo de cálculo. Infelizmente em muitos locais do nosso país obras estão sendo realizadas sem esta etapa fundamental, o que contribui para uso excessivo ou minoritário de materiais levando obras ao colapso e contribuindo diretamente para o consumo elevado e desnecessário de materiais, levando uma elevada exploração dos recursos oferecidos pelo nosso planeta.

Existem oito principais tipos de investigação do subsolo:

- a) Poços;
- b) Sondagem a trado;
- c) Sondagens a percussão com SPT;
- d) Sondagens rotativas
- e) Sondagens mistas
- f) Ensaio de cone (CPT)
- g) Ensaio Pressiométrico (PMT)

Poços e Sondagens a Trado

De acordo com “Os poços se caracterizam por escavações manuais, geralmente não são escoradas, que avançam até se encontrar o nível d’água ou até onde for estável. Este tipo de sondagem permite um exame do solo nas paredes e no fundo da escavação, e a retirada de amostras indeformadas tipo bloco ou em anéis. Este tipo de investigação encontra-se normatizado pela NBR 9604”.

As sondagens a trado são caracterizadas por perfurações que são executadas por meio manual por isso as mesmas permitem pouca profundidade de sondagens limitando significativamente o processo de investigação. Na verdade este tipo de sondagem limita-se ao nível d’água e suas amostras são consideradas deformadas. Este processo de investigação encontra-se normalizado pela NBR 9603.

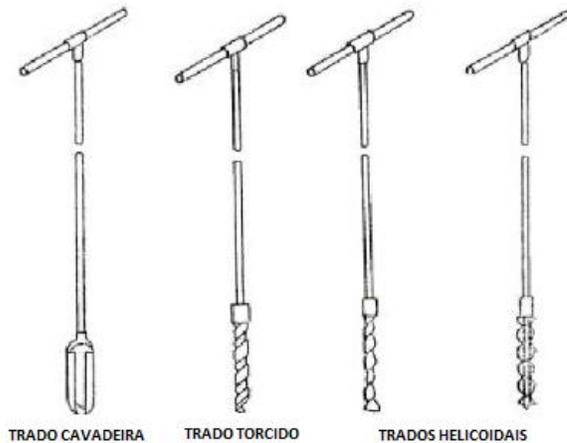


Fig.6 Trados manuais mais utilizados (a) cavadeira , (b) torcido, (c) helicoidal

Sondagens a percussão

Sondagem a percussão ou de simples reconhecimento (SPT) É o método de sondagem mais empregado no Brasil, principalmente em prospecção do subsolo para fins de fundações. Permite tanto a retirada de amostras deformadas e determinação do NA, quanto à medida do índice de resistência a penetração dinâmica (SPT).

É um ensaio de baixo custo, simples de executar, permitindo ainda a obtenção de informações do estado de consistência e compactidade dos solos.

O procedimento do ensaio é normalizado pela ABNT através da norma NBR 6484/01. O equipamento para execução da sondagem à percussão é constituído de um tripé equipamento formado por roldanas e sarilho que possibilita o manuseio de hastes metálicas ocas, em cujas extremidades fixa-se um trépano biselado (faca cortante) ou um amostrador padrão. Fazem parte do equipamento, tubos metálicos com diâmetro nominal superior ao da haste de perfuração, coxim de madeira, martelo de ferro com 65 kg para cravação das hastes e dos tubos de revestimento, sendo este último destinado a revestir as paredes do furo a fim de evitar instabilidade. O equipamento possui, ainda, um conjunto motor-bomba para circulação de água no avanço da perfuração, bem como amostrador de parede grossa, trados cavadeira e espiral e trépanos.

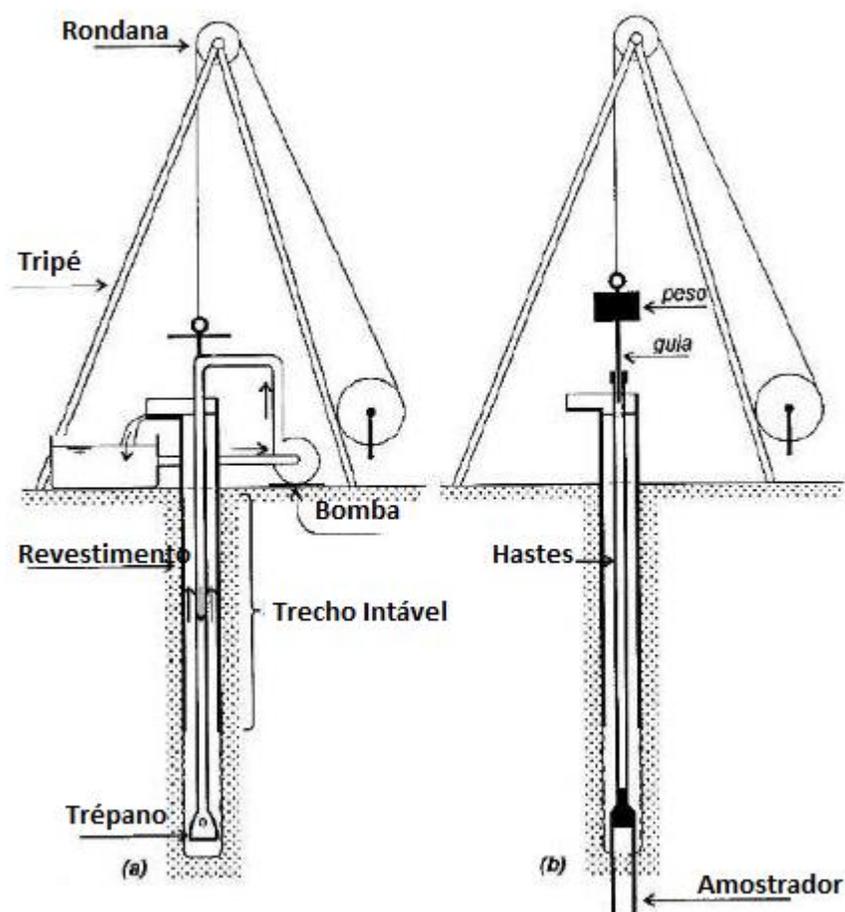


Figura 7 – Equipamento de sondagem à percussão – SPT.

O amostrador padrão ou amostrador Raymond-Terzaghi, possui três partes: (i) engate, (ii) corpo e (iii) sapata. É constituído de um tubo de 50,8 m de diâmetro externo e 34,9 m de diâmetro interno, com uma extremidade cortante biselada; a outra extremidade é fixada à haste, que a leva até o fundo da perfuração (Figura 03). O engate tem dois orifícios laterais para saída da água e ar e contém, interiormente, uma válvula constituída por esfera de aço inoxidável.



Figura 8 - Ponta de piezocone

Procedimento para realização do SPT

Em linhas gerais, o procedimento de execução de sondagens de simples reconhecimento é um processo repetitivo, de modo que em cada metro de solo, são realizadas as operações, abertura do furo (perfuração), ensaio de penetração e amostragem.

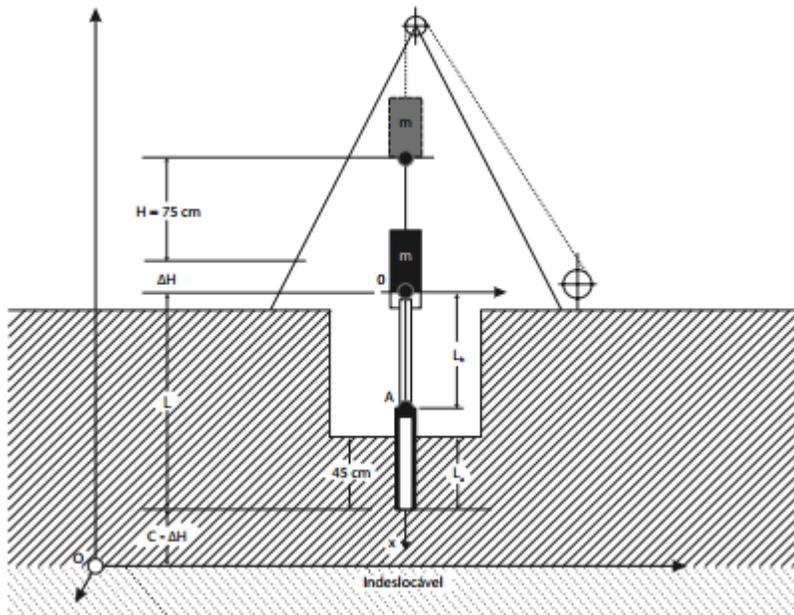


Figura 9 - Referencial Absoluto do ensaio SPT

O ensaio SPT é realizado seguindo-se as seguintes operações: a) Perfuração:

A perfuração do terreno é iniciada com trado tipo cavadeira, com 10 cm de diâmetro. Em cada metro, faz-se a realização do ensaio de penetração dinâmica e amostragem, envolvendo 45 cm de solo ao total, sendo posteriormente realizado o avanço por escavação do furo por um comprimento igual a 5 cm. A Figura mostra um esquema de execução da sondagem. Nos primeiros 45 cm é comum que o ensaio de penetração não seja realizado. A repetição destas operações vai aprofundando o furo e o material recolhido vai sendo classificado quanto à sua composição. Atingida certa profundidade (cerca de 1 m), introduz-se um tubo de revestimento, com duas e meia polegadas de diâmetro, que é cravado com o martelo que será também usado para a amostragem. Por dentro deste tubo, a penetração progride com trado espiral.

b) Determinação do Nível d'água:

A perfuração com trado é mantida com trado espiral até atingir o nível d'água. Quando isto ocorre, regista-se a cota do nível d'água e interrompe-se a operação, aguardando-se para determinar se o nível se mantém na cota atingida ou se ele se eleva no tubo de revestimento.

c) Perfuração abaixo do NA:

Abaixo do NA, a perfuração passa a ser feita por processo de lavagem por circulação de água, usando o trépano com ponta afiada e com dois orifícios pelos quais a água sai com pressão. A lama, resultante da desagregação do solo e água injetada, retornará à superfície pelo espaço entre o tubo de revestimento e hastes de perfuração, sendo depositada em um reservatório próprio. Durante a lavagem, o mestre sondador ficará observando, na saída, as amostras de lama para identificar possível mudança de camada de solo. A perfuração por lavagem é mais rápida do que pelo trado. Ela só deve ser empregada abaixo do nível d'água porque acima dele estaria alterando a umidade do solo e, conseqüentemente, as condições de amostragem, além de dificultar a determinação do NA.

d) Amostragem:

A cada metro de profundidade, são colhidas amostras pela cravação dinâmica do amostrador padrão. Essas amostras são deformadas e se prestam à caracterização do solo. O amostrador é cravado por um martelo de 65 kg, que é elevado a uma altura de 75 cm e deixado cair livremente. A cravação é obtida por quedas sucessivas do martelo até a penetração de 45 cm. As amostras colhidas são submetidas a exame tátil-visual e suas características principais são anotadas. Estas amostras são, então, guardadas em recipientes impermeáveis para análises posteriores.

e) Resistência à penetração:

A partir de um ponto fixo qualquer, marca-se na haste de perfuração um segmento de 45 cm, dividido em três trechos de 15 cm (Figura 10.5). Durante a amostragem, é obtido o índice de resistência à penetração do solo e ele indica o estado do solo (consistência e compacidade). São anotados os números de golpes do martelo necessários para cravar cada trecho de 15 cm do amostrador. O SPT (Standard Penetration Test) é definido pelo número de golpes (N) necessários para cravar os últimos 30 cm do amostrador.

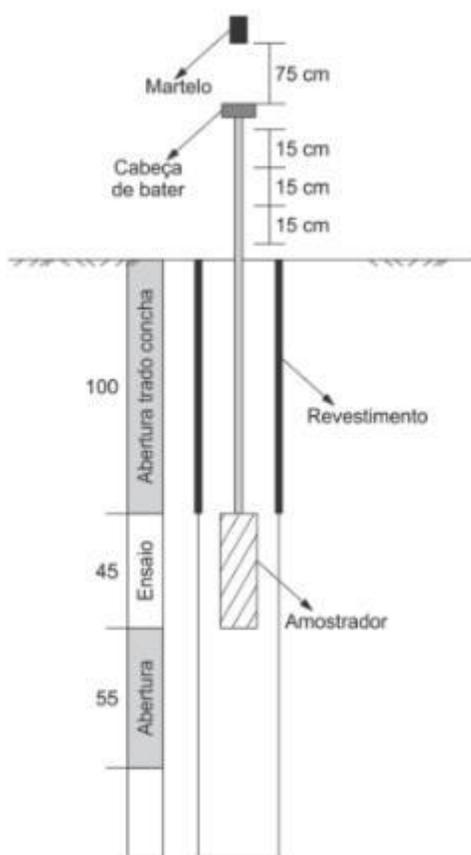


Figura 10– Esquema de execução de sondagem a percussão

Procedimentos de classificação dos solos

Com a amostra colhida no amostrador e com o valor o SPT. A identificação e classificação do solo é realizada segundo NBR 7250/80, utilizando testes tácteis-visuais com a finalidade de definir as características granulométricas, de plasticidade, presença acentuada de mica, matéria orgânica e cores predominantes. De acordo com a norma acima, o nome dado ao solo não deverá conter mais do que duas frações e sugere as cores: branco, cinza, preto, marrom, amarelo, vermelho, roxo, azul e verde, podendo-se usar claro e escuro, para o máximo de duas cores e o termo variegado quando não houver duas cores predominantes.

Com o valor do SPT obtido em cada metro, os solos são classificados, quanto à compactidade (solos grossos) e consistência (solos finos), conforme mostram as Tabela 8 e Tabela 9. Nestas tabelas também estão apresentados para os solos arenosos os

valores estimados de ângulo de atrito e resistência de ponta do cone (qc), e para os solos argilosos estimativa da resistência a compressão simples (Su).

COMPACIDADES E CONSISTÊNCIAS SEGUNDO A RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO - S.P.T.		
SOLO	DENOMINAÇÃO	Nº DE GOLPES
Compacidade de areias e siltes arenosos	Fofa	≤ 4
	Pouco Compacta	5 - 8
	Med. Compacta	9 - 18
	Compacta	19 - 41
	Muito Compacta	> 41
Consistência de argilas e siltes argilosos	Muito Mole	< 2
	Mole	2 - 5
	Média	6 - 10
	Rija	11 - 19
	Dura	> 19

Fatores que alteram o resultado do SPT

É importante ressaltar que os valores de N podem ser alterados por fatores ligados ao equipamento usado, técnica operacional, bem como erros acidentais.

Os fatores ligados ao equipamento são: - Forma, dimensões e estado de conservação do amostrador. O amostrador deve ter, rigorosamente, as dimensões indicadas pela norma. Quanto maior a sua seção ou mais espessa sua parede, maiores serão os valores do SPT;

- Estado de conservação das hastes e uso de hastes de diferentes pesos. Hastes com massa maior levam a índices maiores, por absorver uma maior quantidade da energia aplicada. As hastes devem ter massa variando entre 3,2 a 4,4kg/m; - Martelo não calibrado e natureza da superfície de impacto (ferro sobre ferro). O coxim de madeira deve estar, sempre, em boas condições, não deverão ocorrer golpes metal-metal; - Diâmetro do tubo de revestimento: quanto maior o diâmetro do tubo de revestimento maior a alteração que o solo, abaixo da ponta do tubo, poderá sofrer. Os tubos de revestimento devem ser de aço, com diâmetro nominal interno de 67 mm ou 76 mm.

Os fatores ligados à técnica de operação são os seguintes: - Variação da energia de cravação: o martelo deve cair em queda livre de uma altura constante (75 cm). É

muito comum, com o transcorrer do dia, haver uma tendência, devido ao cansaço, da altura de queda ir diminuindo e com isso aumentando-se os valores dos índices; - Processo de avanço da sondagem, acima e abaixo do nível d'água subterrâneo; - Conforme já comentado, a lavagem por circulação de água somente é permitida abaixo do NA, devendo-se acima do NA usar o trado espiral; - Má limpeza do furo. Presença de material no interior da perfuração. Furo não alargado suficientemente para a livre passagem do amostrador.

Quanto aos erros acidentais, como erro na contagem do número de golpes, são na maioria das vezes cometidos devido ao baixo nível de escolaridade da equipe de sondadores, são os mais difíceis de serem constatados.

Critérios de paralisação da sondagem: a) Quando em 3,0 m sucessivos, se obtiver índices de penetração maiores do que 45/15 (quarenta e cinco golpes para os quinze primeiros cm de penetração); b) Quando, em 4,0 m sucessivos, forem obtidos índices de penetração entre 45/15 e 45/30; c) Quando, em 5,0 m sucessivos, forem obtidos índices de penetração entre 45/30 e 45/45. d) Caso a penetração seja nula em 5 impactos do martelo, o ensaio deverá ser interrompido, não havendo necessidade de obedecer o critério estabelecido acima. No entanto, se esta situação ocorrer antes de 8,0m de profundidade, a sondagem deverá ser deslocada até o mínimo de 4 vezes em posições diametralmente opostas, distantes 2,0 m da sondagem inicial. e) Atingida a condição de impenetrável à percussão anteriormente descrita, a mesma poderá ser confirmada pelo ensaio de avanço por lavagem, por 30 minutos, anotando-se os avanços para cada período de 10 minutos. A sondagem será dada como encerrada quando nessa operação forem obtidos avanços inferiores a 5 cm em cada período de 10 minutos, ou quando após a realização de 4 ensaios consecutivos não for alcançada a profundidade de execução do ensaio penetrométrico seguinte.

Apresentação dos resultados do SPT

Os resultados de uma sondagem deverão ser apresentados em forma de relatório contendo o perfil individual de cada furo, com as cotas, diâmetro do tubo de revestimento, posições onde foram recolhidas amostras, posição do N.A., resistência à penetração (SPT) e descrição do solo, bem como um corte longitudinal (seção), onde

podem ser evidenciadas as seqüências prováveis das camadas do subsolo. O relatório fornecerá dados gerais sobre o local e o tipo de obra, descrição sumária do equipamento e outros dados julgados importantes. A Figura 07 apresenta um perfil individual de sondagem à percussão e Figura 34 um perfil longitudinal do subsolo.

É importante lembrar que os resultados obtidos pelo SPT não são supervisionados por diretamente por engenheiros, mais sim por técnicos em perfurações. E a responsabilidade dos cálculos de fundação é do engenheiro calculista. A confiabilidade dos resultados obtidos nas sondagens deve ter uma ótica rígida no que diz respeito a veracidade das informações. Por isso deve-se contratar empresas com experiência de mercado execução destes serviços. Sabemos que quando ocorre um problema em uma rede elétrica o disjuntor poderá desarmar. Quando um condutor hidráulico romper um registro poderá ser fechado, mas quando uma estrutura de uma construção entrar em colapso não será possível desarmar a gravidade. Por isso devemos obter o máximo de informações verdadeiras para se ter resultados satisfatórios quanto a segurança da edificação.

CAPACIDADE DE CARGAS NAS SAPATAS

De acordo com SIMÕES E BRUCE na obra conjunta Introdução a Engenharia de Fundações os mesmos definem que existem dois critérios que devem ser considerados e satisfeitos separadamente:

- Deve haver um coeficiente adequado de segurança à ruptura por meio de capacidade de carga do solo;
- Os recalques, particularmente os recalques diferenciais, devem ser mantidos dentro de limites razoáveis.

Definem também que em argila, tanto a capacidade de carga como os recalques podem ser decisivos para o projeto de fundações; entretanto, para fundações em solos granulares a fixação de pressão admissível no terreno, praticamente em todos os casos, será ditada pelos recalques.

A deformação de um elemento do solo se caracteriza por uma função de variação nas pressões efetivas e não nas tensões consideradas de tensões totais. Algumas das causas de deformação de uma estrutura são as seguintes:

- Aplicação de cargas estruturais;
- Rebaixamento do nível d'água;
- Colapso da estrutura do solo devido ao encharcamento;
- Inchamento de solos expansivos ;
- Árvores de crescimento rápido em solos argilosos;
- Deterioração da fundação (desagregação do concreto por ataque de sulfatos, corrosão de estacas metálicas, envelhecimento de estacas de madeira)
- Subsidência devido à exploração de minas;
- Buracos de escoamentos;
- Vibrações de solos arenosos;
- Inchamento de solos argilosos após desmatamento;
- Variações sazonais de umidade;
- Efeitos de congelamento.

Existem três tipos de recalques que podem ocorrer em um solo saturado. O primeiro é o recalque imediato, elástico ou inicial, que ocorre imediatamente após a aplicação de carga, sem variação do volume do solo. Existe também, o recalque de por adensamento primário, este, por sua vez é desenvolvido a partir das mudanças de volume, em consequência da dissipação do excesso de pressão neutra.

A capacidade de carga do solo esta relacionada à ruptura por cisalhamento do terreno. Para fundações em argila, a resistência não-drenada ao cisalhamento é usualmente um fator determinante, pois em solos argilosos possuem permeabilidade baixa e a construção da estrutura ocorre geralmente em condições não-drenadas. Com o tempo a argila se adensa, aumentando a sua resistência e conseqüentemente a capacidade de carga aumenta com o tempo. O caso de “ fim da construção “ é quase sempre crítico. Já os solos granulares apresentam permeabilidade alta e, ao fim da construção, a condição de drenagem já foi atingida por sua permeabilidade. Sendo assim, concluímos que a carga estrutural aplicada aumenta não apenas as tensões de cisalhamento no solo, mas também as pressões efetivas, e conseqüentemente a resistência. Podemos a partir de tais afirmação entender o motivos pela qual as areias e os pedregulhos possuem capacidade de carga superior à das argilas.

Capacidade de carga na Ruptura (q_f)

A capacidade de carga a ruptura é o valor da capacidade de carga para qual o terreno rompe por cisalhamento.

Capacidade de carga Máxima (q_s)

A capacidade de carga máxima é a intensidade de carga que o solo suporta sem que o mesmo venha a cisalhar, ou seja, sem que o solo rompa.

A capacidade de ruptura de carga de uma fundação pode ser determinada utilizando-se a teoria de capacidade suporte, na qual um mecanismo de ruptura é postulado e a pressão que causa a ruptura é expressa em termos de resistência ao cisalhamento mobilizada na ruptura e da geometria do problema. De acordo com **SIMONZ e BRUCE** na obra Introdução a engenharia de fundações os mesmos afirmam que várias teorias existentes sobre a capacidade de carga foram propostas, porém a mais comumente adotada para sapatas rasas é a de Terzaghi (1942).

Considerando-se uma sapata corrida desprezando a resistência do solo acima do nível da fundação, chegou a seguinte solução :

Formulação Clássica De Terzaghi (1943)

Terzaghi em 1943 apresentou uma metodologia para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais que tem como principais hipóteses (Cintra et al., 2003):

- Comprimento L do elemento de fundação bem maior que a largura B ($L/B > 5$);
- Profundidade de assentamento inferior à largura da sapata ($h \leq B$), significando a desconsideração da resistência ao cisalhamento da camada de solo sobrejacente à cota de assentamento da sapata;
- O maciço caracteriza-se por apresentar ruptura generalizada.

O processo de ruptura do maciço de solo onde se apóia uma fundação direta pode ser considerado conforme esquematicamente mostrado na Figura 3.8. Nesta figura pode-se observar que a superfície potencial de ruptura do solo é composta por três diferentes regiões:

- Região I: cunha imediatamente abaixo do elemento de fundação, onde a superfície de ruptura apresenta um trecho reto;

- Região II: caracterizada pela superfície potencial de ruptura apresentar a forma de uma espiral logarítmica, e estar submetida a um estado de tensões passivas de Rankine;
- Região III: caracterizada pela superfície potencial de ruptura apresentar um trecho reto, e pela cunha formada também estar submetida a um estado de tensões passivas de Rankine

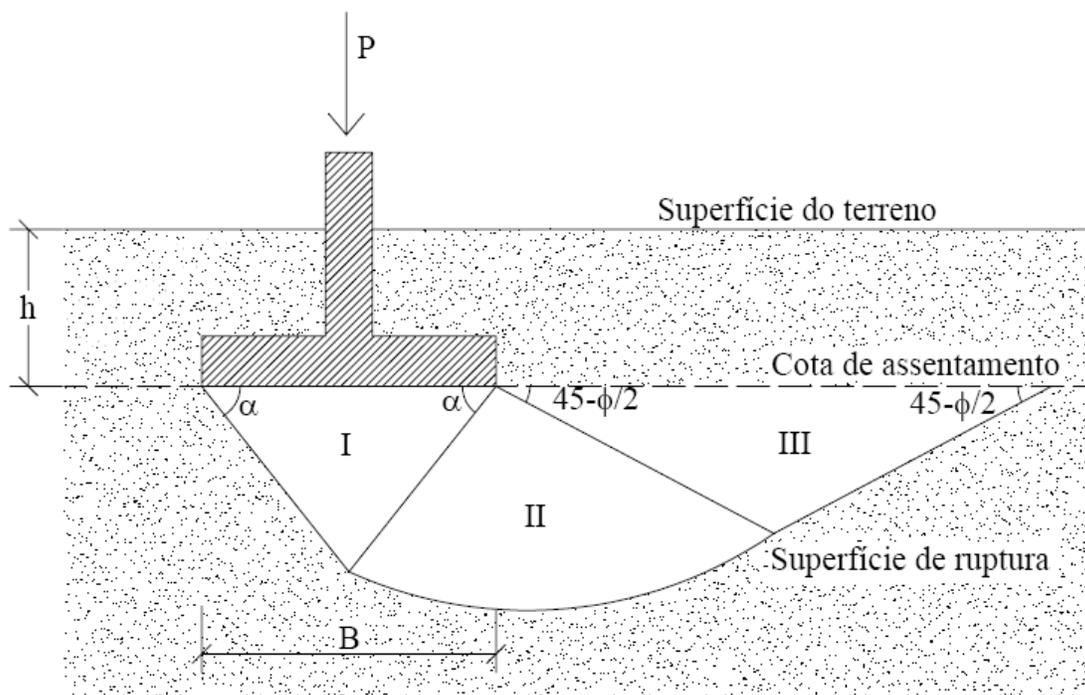


Figura.11– Superfície potencial de ruptura para o maciço de solo submetido à ação de uma fundação superficial.

De acordo com o modelo proposto por Terzaghi, e esquematicamente mostrado na Figura, a ruptura do solo, quando submetido a uma tensão igual a σ_r , ocorrerá inicialmente na forma de punçãoamento, que se caracterizará pelo deslocamento vertical da cunha formada na região I abaixo do elemento de fundação. Este punçãoamento originará empuxos laterais de terra sobre a região II, que os transmitirá à região III, fazendo com que toda a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura que delimita as regiões II e III seja mobilizada.

A partir das considerações acima, a capacidade de carga do solo (σ_r), proposta por Terzaghi em 1943, considerando uma ruptura generalizada pode ser calculada pela seguinte

expressão (Bowles, 1988):

$$\sigma_r = c.N_c.Sc + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.S_\gamma + q.N_q.S_q$$

Onde:

Σr : capacidade de carga ou tensão de ruptura dos solos;

c : coesão efetiva dos solos;

γ : peso específico dos solos;

q : tensão efetiva do solo na cota de apoio da fundação ($q = \gamma h$);

N_c, N_γ, N_q : fatores de carga obtidos em função do ângulo de atrito do solo na Figura 3.9;

Sc, S_γ, S_q : fatores de forma, obtidos na Tabela 3.1.

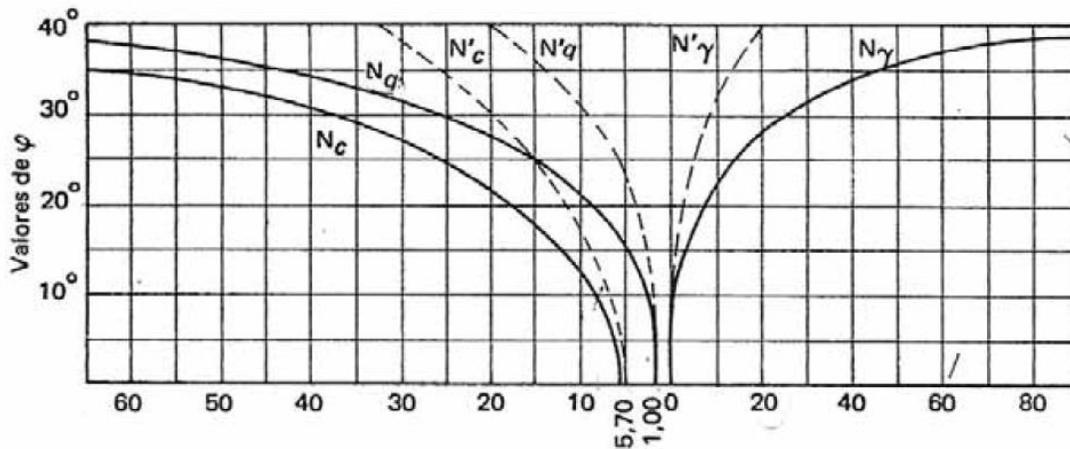


Figura 12 – Fatores capacidade de carga

Para os solos de ruptura local os fatores de capacidade de carga a serem utilizados na Determinação da capacidade de carga das fundações diretas pela

formulação clássica de Terzaghi devem ser obtidos na Figura 3.9 nas curvas para Nc' , Nq' e $N\gamma'$.

Estes coeficientes são válidos para sapatas corridas e tem que ser corrigidos para serem empregados no cálculo de sapatas retangulares e circulares.

Este tipo de solução apresentada por Terzaghi é aplicada estritamente nos casos onde o nível de água seja profundo; neste caso, as tensões totais são iguais às efetivas em todos os pontos e os parâmetros das tensões de cisalhamento deverão ser expressos em termos de pressões efetivas.

Fatores de forma a serem empregados na formulação teórica de Terzaghi

Forma da fundação	Fatores de forma		
	S_c	S_γ	S_q
Corrida	1,0	1,0	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0

Uma vez determinada a capacidade de carga para uma determinada fundação superficial, a tensão admissível é calculada de duas formas, conforme já descrito anteriormente:

- Aplicação do fator de segurança global ao valor obtido para a capacidade de carga (σ):

$$\sigma_s = \frac{\sigma_r}{FS}$$

FS: fator de segurança, geralmente adotado igual a 3,0.

Formulação De Vésic (1974)

A metodologia proposta por Vésic em 1974 consiste basicamente de incorporar algumas modificações em outras metodologias desenvolvidas anteriormente, principalmente por Meyerhof (1963) e Hansen (1970). Em relação ao método de Terzaghi (1943), o cálculo da capacidade de carga pelo método de Vésic (1974) leva

em consideração a introdução de outros fatores, além dos tradicionais fatores de capacidade de carga (N_c , N_γ e N_q) e de forma (S_c , S_γ e S_q), que expressam:

- Influência da profundidade de assentamento da fundação (d_c , d_γ e d_q);
- Influência da inclinação da carga aplicada em relação à normal ao plano do elemento de fundação (i_c , i_γ e i_q);
- Influência da inclinação do terreno adjacente ao elemento de fundação (g_c , g_γ e g_q);
- Influência da inclinação da base do elemento de fundação em relação a horizontal (b_c , b_γ e b_q) no cálculo da capacidade de carga do solo.

A capacidade de carga do solo, considerando a configuração mostrada na Figura ????, segundo a proposta de Vésic (1974) é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot i_q \cdot b_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot g_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma$$

Onde:

q : tensão efetiva na cota de assentamento;

B : menor dimensão da fundação;

γ : peso específico do solo;

N_c , N_γ , N_q : fatores de capacidade de carga;

S_c , S_γ , S_q : fatores de forma;

d_c , d_γ , d_q : fatores de profundidade;

i_c , i_γ , i_q : fatores de inclinação da carga em relação à base do elemento de fundação;

g_c , g_γ , g_q : fatores de inclinação do terreno adjacente à fundação.

Versic é considerado um dos principais pesquisadores no tema da capacidade de carga de fundações, é um autor de grandes contribuições importantíssimas para cálculos de capacidade de carga em fundações diretas. Segundo José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki e Jose Henrique Albiero na obra conjunta os mesmos aceitam a classificação de Versic a ruptura geral para solos mais rígidos passíveis de ruptura geral duas substituições nos fatores da equação geral da capacidade de carga.

Ruptura Local e Por Puncionamento

De acordo com José Carlos A. Cintra, Nelson Aoki e Jose Henrique Albiero na obra conjunta **Fundações Diretas** os mesmos definem que para tratar o problema da capacidade de carga de solos compressíveis, em que a ruptura não é do tipo geral,

Versic (1975) apresenta um método racional, em contra proposta empírica por Terzaghi. Esse método consiste na introdução de fatores de compressibilidade nas três parcelas da equação geral de capacidade de carga para a ruptura geral, à semelhança do procedimento empregado para considerar a sapata.

Primeiramente, Versic calcula o índice de rigidez do solo em função de parâmetros de resistência e compressibilidade, e o índice de Rigidez crítico em função do ângulo de atrito do solo e da geometria da sapata. Depois faz a comparação entre estes dois índices: sempre que ocorrer $I_r < I_{rcrit}$, a capacidade de carga deve ser reduzida através dos fatores de compressibilidade, todos adimensionais menores do que a unidade.

A vantagens deste método é considerar toda a gama de compressibilidade dos solos. Todavia, o fato de empregar fórmulas não tão simples parece ter inibido o seu uso corrente no cálculo de capacidade de carga.

Bulbo de Tensões

Alem dos métodos apresentados na Mecânica dos Solos, pode-se admitir, para um calculo pratico e aproximado, que a propagação de tensões ocorre de uma forma simplificada, mediante a uma inclinação 1:2 (que corresponde a aproximadamente 27° com a vetical), conforme ilustrado nas figuras em que z é a distancia da base da sapata ao topo da segunda camada.

Portanto, a parcela $\Delta\sigma$ de tensões propagada à distancia z é aproximadamente :

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma B L}{(B + z) (L + z)}$$

Assim, a profundidade $z = 2B$ abaixo de uma sapata quadrada de lado B , a parcela propagada $\Delta\sigma$ da tensão σ aplicada pela base da sapata é dada por:

$$\sigma = \frac{\sigma B L}{(B + z) (L + z)} = \frac{x}{1!} \cong 10\% \sigma$$

O que segundo os autores justifica a utilização de $z = 2B$ como a profundidade do bulbo de tensões, pois na magnífica mecânica dos solos essa profundidade é definida justamente como a que corresponde a propagação de 10% de σ .

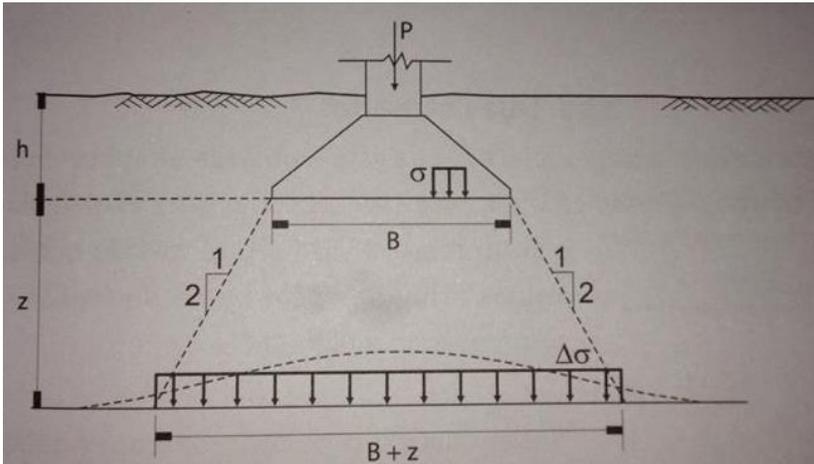


Figura 12 - tensões propagadas

Os cálculos mais rigorosos para sapatas flexíveis segundo Simons e Manzies (1981), utilizando a teoria da elasticidade, dão os seguintes valores de profundidade do bulbo de tensões, em função da forma da base da sapata:

Sapata Circular: $z = 1,5 B$

Sapata Quadrada: $z = 2,5 B$

Sapatar Corrida: $z = 4,0 B$

Para efeitos práticos em fundações, podemos considerar:

Sapata circular quadrada ($L = B$): $z = 2B$

Sapata retangular ($L = 2a4B$): $z = 3B$

Sapata corrida ($L \geq 5B$): $z = 4B$

De acordo com tais informações podemos considerar que a superfície potencial de ruptura se desenvolve toda no interior do bulbo de tensões. Assim, no caso de

sapatas quadradas, por exemplo, para capacidade de carga, não importa o solo que estiver além da profundidade $z = 2B$.

Portanto para adotar os parâmetros de coesão, ângulo de atrito e peso específico do solo situado sob a base da sapata, devemos desconsiderar apenas espessura atingida pelo bulbo de tensões. Se for uma camada de mesmo solo, mas com alguma variação nesses parâmetros, podemos determinar o valor médio de cada um dentro do bulbo de tensões, assim como a média dos valores de N_{spt} , se for o caso.

Duas Camadas

Subjacente a camada superficial que está embutida a sapata, consideremos uma segunda camada com características de resistência e compressibilidade diferente da outra, ambas atingidas pelo bulbo de tensões como mostra a figura:

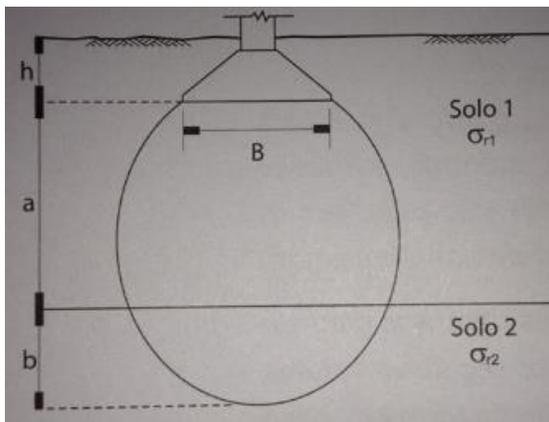


Figura 13- Segunda camada atingida pelo bulbo de tensões.

Neste caso, o problema da capacidade de carga torna-se complexo de mais, conforme demonstrado por Versic (1975). Por isso, iremos apresentar um procedimento muito prático detalhado a seguir

Primeiramente devemos determinar a capacidade de carga considerando apenas a primeira camada de (σ_{r1}) e, depois, a capacidade de carga para uma sapata hipotética apoiada no topo da segunda camada (σ_{r2}), conforme o esquema da figur:

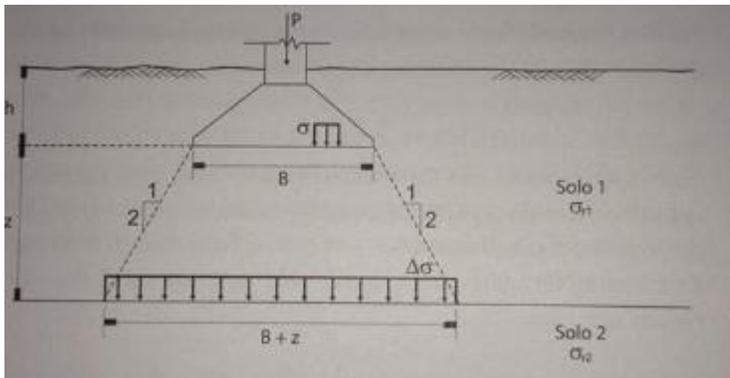


Figura14 - Sapata fictícia no topo da segunda camada

Solos Colapsíveis

Entre os solos não saturados, aqueles situados acima do nível d água, necessitam de uma atenção muito especial, principalmente os solos porosos, com elevado índice de vazios, e baixo teor de umidade. Tais características de solo classifica o mesmo como solos colapsáveis, que sofrem em sua estrutura colapso em consequência da infiltração de água.

As fundações diretas assentadas em solos desta natureza podem se comportar satisfatoriamente por algum tempo, mas bruscamente sofrer um recalque adicional de considerável magnitude, tudo isso em virtude de ocorrência de pluviosidade elevada, vazamentos de condutores líquido, provocando trincas e fissuras de grande expressão

Tais solos em condições de baixo teor de umidade, apresentam uma espécie de resistência aparente, devido a pressão de sucção que se desenvolve nos vazios, que é uma pressão negativa que ocorre quando a água não drenada nos poros desenvolve o menisco devido a coesão da partícula da água. O filme de água cada vez mais fino torna a adesão cada vez maior. Desta forma a água nos poros menores é retirada mais fortemente do que nos poros maiores. Sabemos que existe a pressão do ar nos poros exercida pela atmosfera, porém, no interior dos poros a pressão da água é menor. Quanto mais úmido, menor a sucção, conseqüentemente menor será a capacidade de carga até o extremo do solo inundado, ou sucção nula, em que a capacidade de carga atinge por sua vez o mínimo valor.

Prova de Carga em Placa

Além das formas teóricas para cálculo de capacidade de carga, também temos o método experimental, por meio de provas de carga em placa, realizadas na etapa de projeto promovido por meio de carga em placa, realizadas na etapa de projeto da fundação. Este tipo de ensaio é regulamentado pela NBR6489/1984 da ABNT, que se caracteriza na instalação de uma placa na mesma cota do projeto da base das sapatas, e aplicação de cargas, em estágios com média simultânea de recalques. Trata-se de uma placa circular rígida de aço com o diâmetro de 0,80 m.

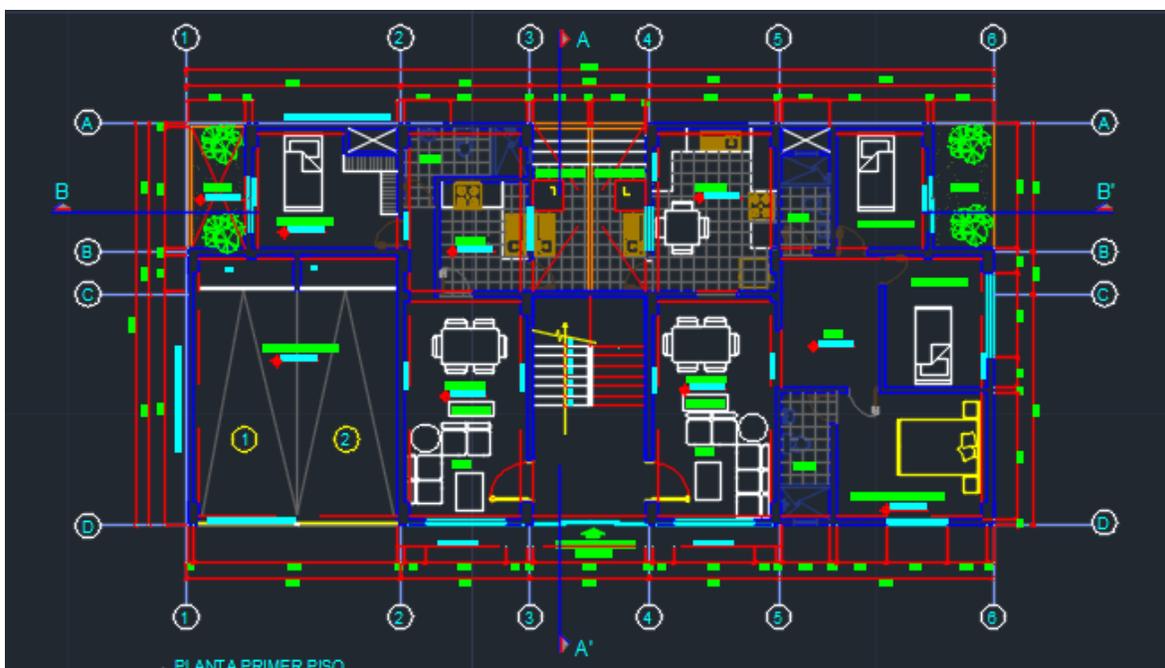
Da prova de carga podemos obter uma curva de tensão x recalque que, pela tradição em fundações apresenta um recalques no eixo das ordenadas, voltado para baixo, em consonância com o fato de que os recalques são deslocamentos verticais para baixo.

ESTUDO DE CASO

Será calculada a fundação de uma estrutura de três pavimentos como mostram as plantas a baixo:



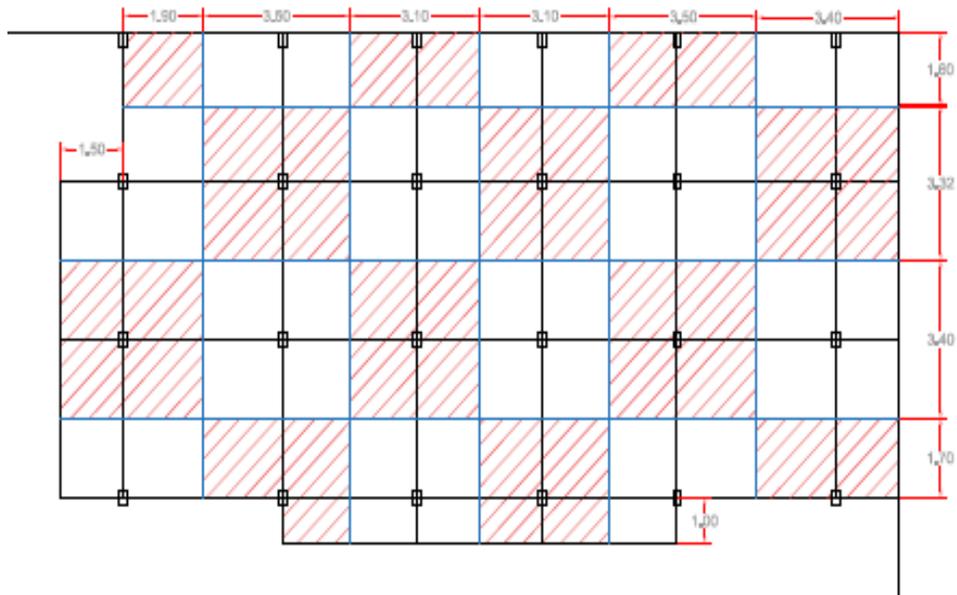
Elevação principal



Planta baixa

Cálculo da área de influência

O cálculo da área de influencia é extremamente importante para determinação das cargas no pilar. Ele contribui diretamente para execução de cálculos precisos. O sistema adotado neste trabalho foi por meio de mediatrizes. Este sistema obedece diretamente a geometria dos pilares abrangendo percentuais de 50 % a 45%, criando coordenadas e conseqüentemente formando áreas de cargas.



Calculo das áreas de concreto das sapatas (sem a análise de ruptura)

Os cálculos foram efetuados de acordo com a seguinte equação:

$$AC = 30 \cdot a \cdot A_i \cdot (n + 0,7) / f_{ck} + 0,01 \quad (69,2 - f_{ck})$$

O parametro “a” da equação acima varia de acordo com a localização dos pilares, sendo 1,3 para pilares internos, 1,5 para pilares de extremidade e 1,8 para pilares de canto. Dados para o previo dimensionamento

nº pav	3	
carga perm.	8	KN/m ²
CVU	2	KN/m ²
CVU cobertura	0,5	KN/m ²
carga perm. cobertura (70%)	0,7	KN/m ²
com viga de equilíbrio		

Cálculo das áreas de concreto das sapatas por meio da utilização da ferramenta digital Excel.

Áreas de influência

Pilar	AI	carga perman. (c/70% cobert) (Pg)	CVU c/0,5 KN/m cobert (Pq)	carga carac. Pk= (Pg + Pq)	coef(α) Pint = 1,3 Pext = 1,5 canto=1,8	AC estim (cm ²) Pilar	Lado calc. Pilar (cm)	Adot ado (cm)	carga (ELU) Pd= 1,4xPk	Área estim sapata (5% Pk) m ²	seção sapata calc	seção sapata adotada (m)
P1	3,04	89,98	19,76	109,74	1,8	227,32	15,08	20	153,64	0,58	0,76	1,00
P2	5,60	165,76	36,40	202,16	1,5	348,95	18,68	20	283,02	1,06	1,03	1,10
P3	2,56	75,78	16,64	92,42	1,5	159,52	12,63	20	129,38	0,49	0,70	1,00
P4	2,56	75,78	16,64	92,42	1,5	159,52	12,63	20	129,38	0,49	0,70	1,00
P5	5,60	165,76	36,40	202,16	1,5	348,95	18,68	20	283,02	1,06	1,03	1,10
P6	3,04	89,98	19,76	109,74	1,8	227,32	15,08	20	153,64	0,58	0,76	1,00
P7	8,82	261,07	57,33	318,40	1,5	549,60	23,44	25	445,76	1,67	1,29	1,30
P8	11,55	341,88	75,08	416,96	1,3	623,75	24,98	25	583,74	2,19	1,48	1,50
P9	5,28	156,29	34,32	190,61	1,3	285,14	16,89	20	266,85	1,00	1,00	1,00
P10	5,28	156,29	34,32	190,61	1,3	285,14	16,89	20	266,85	1,00	1,00	1,00
P11	11,55	341,88	75,08	416,96	1,3	623,75	24,98	25	583,74	2,19	1,48	1,50
P12	8,82	261,07	57,33	318,40	1,5	549,60	23,44	25	445,76	1,67	1,29	1,30
P13	11,56	342,18	75,14	417,32	1,5	720,34	26,84	30	584,24	2,19	1,48	1,50
P14	11,90	352,24	77,35	429,59	1,3	642,65	25,35	30	601,43	2,26	1,50	1,50
P15	10,54	311,98	68,51	380,49	1,3	569,21	23,86	25	532,69	2,00	1,41	1,50
P16	10,54	311,98	68,51	380,49	1,3	569,21	23,86	25	532,69	2,00	1,41	1,50
P17	11,90	352,24	77,35	429,59	1,3	642,65	25,35	30	601,43	2,26	1,50	1,50
P18	11,56	342,18	75,14	417,32	1,5	720,34	26,84	30	584,24	2,19	1,48	1,50
P19	5,78	171,09	37,57	208,66	1,8	432,20	20,79	25	292,12	1,10	1,05	1,10
P20	7,55	223,48	49,08	272,56	1,5	470,46	21,69	25	381,58	1,43	1,20	1,10
P21	8,70	257,52	56,55	314,07	1,5	542,12	23,28	25	439,70	1,65	1,28	1,30
P22	8,70	257,52	56,55	314,07	1,5	542,12	23,28	25	439,70	1,65	1,28	1,30
P23	7,55	223,48	49,08	272,56	1,5	470,46	21,69	25	381,58	1,43	1,20	1,20
P24	5,78	171,09	37,57	208,66	1,8	432,20	20,79	25	292,12	1,10	1,05	1,10

Verificação da resistência das sapatas e resistência dos solos devido a forma das sapatas de 1 a 6.

primeira camada

coesão areia	$c = 0$
ângulo de atrito	$\phi = 28^\circ$
peso específico	$\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$
tensão adm solo	$\sigma = 200 \text{ KN/m}^2$

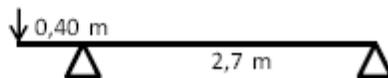
outras propriedades $q = \gamma \times H = 16 \times 1,0 \quad q = 16 \text{ KN/m}^2$

Fatores de capacidade de carga ângulo = 28°

$N_c = 25,8$	$S_c = 1,57$
$N_q = 14,72$	$S_q = 1,53$
$N_\gamma = 16,72$	$S_\gamma = 0,6$

REÇÃO "R" NA BASE DA SAPATA $S1 = S6$

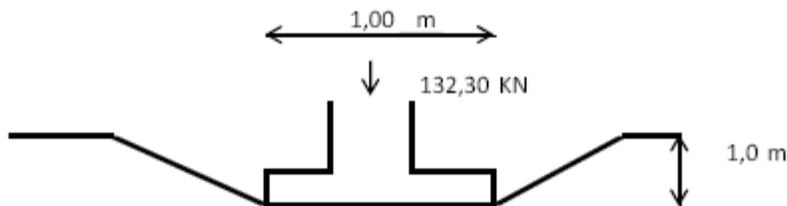
$P = P_k \times 1,05 = 115,23 \quad a = \text{balanço} \quad L = \text{entre apoios}$



$$R = \frac{P \times (L + a)}{L} = 132,30 \text{ KN}$$

$AS = \frac{132,30}{200} \quad AS = 0,66 \text{ m}^2 \quad \text{logo} \quad \text{seção} \quad 0,81 \times 0,81$
adotaremos $1,00 \times 1,00$

Estimando 1 m de profundidade de assentamento



$$q_{rup} = C \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{B \times \gamma \times N_\gamma \times S_\gamma}{2}$$

$q_{rup} = 440,60 \text{ KN/m}^2$

minorando a resistência do solo temos: $\sigma_{adm} = \frac{q_{rup}}{FS_{global}} = \frac{440,60}{3} = 146,9 \text{ KN/m}^2$

Verificação da resistência das sapatas e resistência dos solos devido a forma das sapatas de 2 a 5

$$P = P_k \times 1,05 = 212,27 \quad a = \text{balanço} \quad L = \text{entre apoios}$$

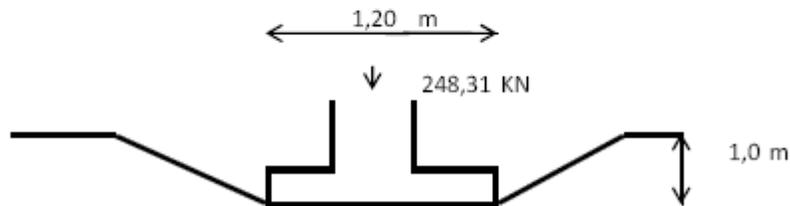


$$R = \frac{P \times (L + a)}{L} = 248,31 \text{ KN}$$

$$AS = \frac{248,31}{200} \quad AS = 1,24 \text{ m}^2 \quad \text{logo} \quad \begin{array}{l} \text{seção} \\ 1,11 \times 1,11 \\ \text{adotaremos} \\ 1,20 \times 1,20 \end{array}$$

CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA GEOTÉCNICA

Estimando 1 m de profundidade de assentamento



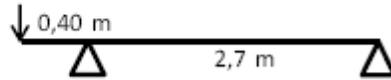
$$q_{rup} = C \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{B \times \gamma \times N_\gamma \times S_\gamma}{2}$$

$$q_{rup} = 456,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{minorando a resistência do solo temos:} \quad \sigma_{adm} = \frac{q_{rup}}{FS_{global}} = \frac{456,65}{3} = 152,2 \text{ KN/m}^2$$

Verificação da resistência das sapatas e resistência dos solos devido a forma das sapatas de 3 e 4.

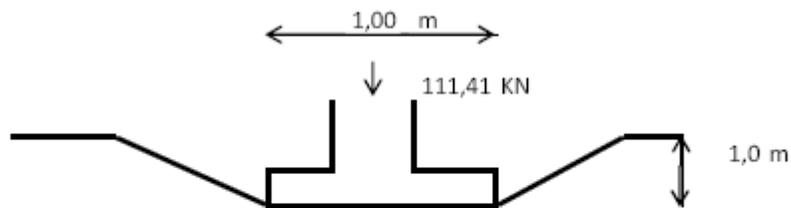
$$P = P_k \times 1,05 = 97,04 \quad a = \text{balanço} \quad L = \text{entre apoios}$$



$$R = \frac{P \times (L + a)}{L} = 111,41 \text{ KN}$$

$$AS = \frac{111,41}{200} \quad AS = 0,56 \text{ m}^2 \quad \text{logo} \quad \begin{array}{l} \text{seção} \\ 0,75 \times 0,75 \\ \text{adotaremos} \\ 1,00 \times 1,00 \end{array}$$

Estimando 1 m de profundidade de assentamento



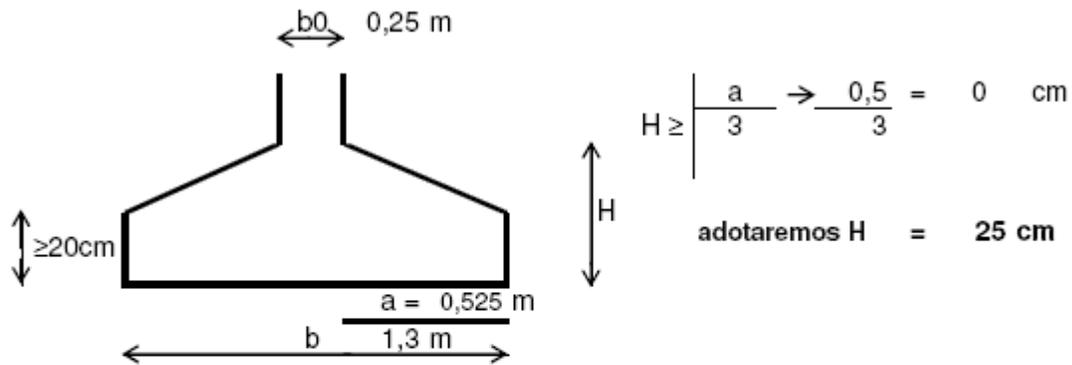
$$q_{rup} = C \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{B \times \gamma \times N_\gamma \times S_\gamma}{2}$$

$$q_{rup} = 440,60 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{minorando a resistência do solo temos:} \quad \sigma_{adm} = \frac{q_{rup}}{FS_{global}} = \frac{440,60}{3} = 146,9 \text{ KN/m}^2$$

Verificação da resistência das sapatas e resistência dos solos devido a forma das sapatas de 7 e 12.

Sapata rígida



$$AS = \frac{334,32}{200} \quad AS = 1,67 \text{ m}^2 \quad \text{logo} \quad \begin{array}{l} \text{seção} \\ 1,29 \times 1,29 \\ \text{adotaremos} \\ 1,30 \times 1,30 \end{array} \quad AS = 1,69 \text{ m}^2$$

Verificação do peso da sapata

$$P = V \times \gamma = P = 10,56 \text{ KN}$$

Fatores de capacidade de carga ângulo = 28°

$$\begin{array}{ll} N_c = 25,8 & S_c = 1,57 \\ N_q = 14,72 & S_q = 1,53 \\ N_\gamma = 16,72 & S_\gamma = 0,6 \end{array}$$

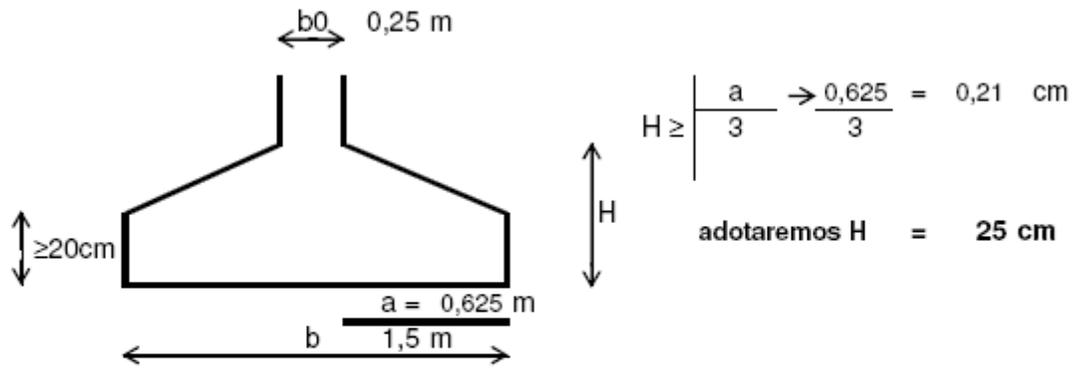
$$q_{rup} = C \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{B \times \gamma \times N_\gamma \times S_\gamma}{2}$$

$$q_{rup} = 464,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{minorando a resistência do solo temos: } \sigma_{adm} = \frac{q_{rup}}{FS_{global}} = \frac{464,68}{3} = 154,9 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

Verificação da resistência das sapatas e resistência dos solos devido a forma das sapatas de 8 e 11.

Sapata rígida



$$AS = \frac{437,80}{200} \quad AS = 2,19 \text{ m}^2 \quad \text{logo} \quad \begin{array}{l} \text{seção} \\ 1,48 \times 1,48 \\ \text{adotaremos} \\ 1,50 \times 1,50 \end{array} \quad AS = 2,25 \text{ m}^2$$

Verificação do peso da sapata

$$P = V \times \gamma = P = 14,06 \text{ KN}$$

Fatores de capacidade de carga ângulo = 28°

$$\begin{array}{ll} N_c = 25,8 & S_c = 1,57 \\ N_q = 14,72 & S_q = 1,53 \\ N_\gamma = 16,72 & S_\gamma = 0,6 \end{array}$$

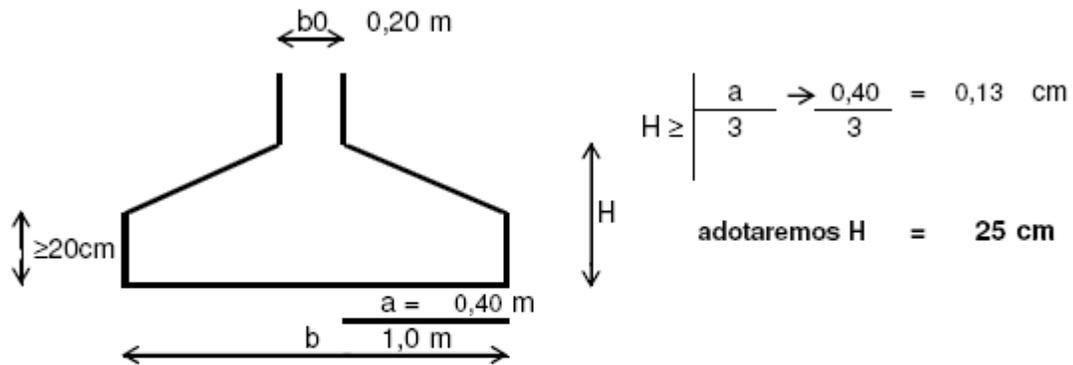
$$q_{rup} = C \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{B \times \gamma \times N_\gamma \times S_\gamma}{2}$$

$$q_{rup} = 480,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{minorando a resistência do solo temos: } \sigma_{adm} = \frac{q_{rup}}{FS_{global}} = \frac{480,73}{3} = 160,2 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

Verificação da resistência das sapatas e resistência dos solos devido a forma das sapatas de 13 e 18.

Sapata rígida



$$AS = \frac{200}{200} \quad AS = 1,00 \text{ m}^2 \quad \text{logo} \quad \text{seção} \quad 1,00 \times 1,00$$

adotaremos $1,00 \times 1,00$ $AS = 1,0 \text{ m}^2$

Verificação do peso da sapata

$$P = V \times \gamma = P = 6,25 \text{ KN}$$

Fatores de capacidade de carga ângulo = 28°

$$\begin{array}{ll} N_c = 25,8 & S_c = 1,57 \\ N_q = 14,72 & S_q = 1,53 \\ N_\gamma = 16,72 & S_\gamma = 0,6 \end{array}$$

$$q_{rup} = C \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{B \times \gamma \times N_\gamma \times S_\gamma}{2}$$

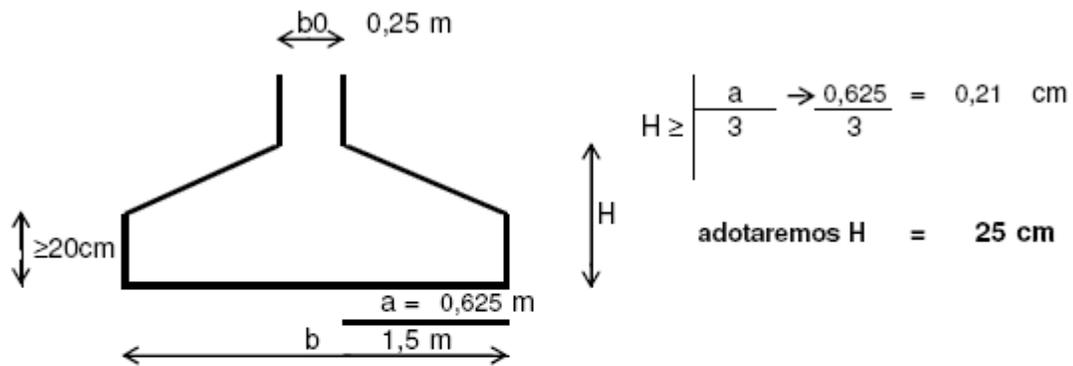
$$q_{rup} = 440,60 \text{ KN/m}^2$$

minorando a resistência do solo temos:

$$\sigma_{adm} = \frac{q_{rup}}{FS_{global}} = \frac{440,60}{3} = 146,9 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

Verificação da resistência das sapatas e resistência dos solos devido a forma das sapatas de 15 e 16.

Sapata rígida



$$AS = \frac{400}{200} \quad AS = 2,00 \text{ m}^2 \quad \text{logo} \quad \begin{array}{l} \text{seção} \\ 1,41 \times 1,41 \\ \text{adotaremos} \\ 1,50 \times 1,50 \end{array} \quad AS = 2,3 \text{ m}^2$$

Verificação do peso da sapata

$$P = V \times \gamma = P = 14,06 \text{ KN}$$

Fatores de capacidade de carga ângulo = 28°

$$\begin{array}{ll} N_c = 25,8 & S_c = 1,57 \\ N_q = 14,72 & S_q = 1,53 \\ N_\gamma = 16,72 & S_\gamma = 0,6 \end{array}$$

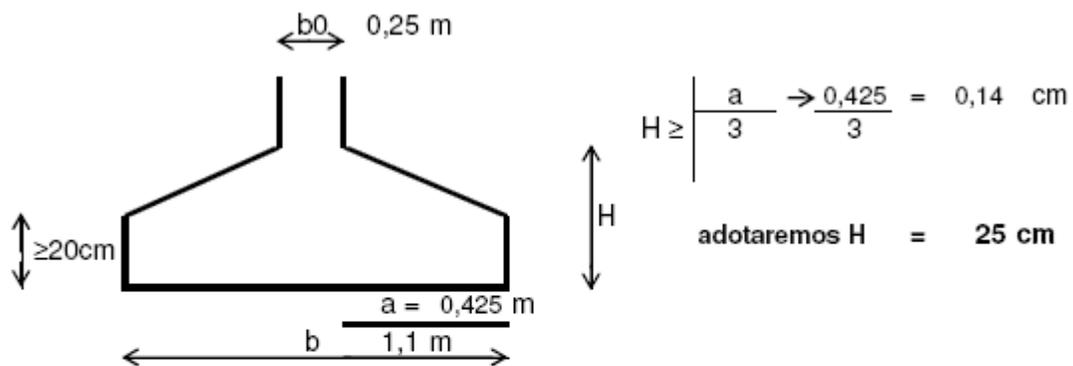
$$q_{rup} = C \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{B \times \gamma \times N_\gamma \times S_\gamma}{2}$$

$$q_{rup} = 480,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{minorando a resistência do solo temos: } \sigma_{adm} = \frac{q_{rup}}{FS_{global}} = \frac{480,73}{3} = 160,2 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

Verificação da resistência das sapatas e resistência dos solos devido a forma das sapatas de 19 e 24.

Sapata rígida



$$AS = \frac{219}{200} \quad AS = 1,10 \text{ m}^2 \quad \text{logo} \quad \begin{array}{l} \text{seção} \\ 1,05 \times 1,05 \\ \text{adotaremos} \\ 1,10 \times 1,10 \end{array} \quad AS = 1,2 \text{ m}^2$$

Verificação do peso da sapata

$$P = V \times \gamma = P = 7,56 \text{ KN}$$

Fatores de capacidade de carga ângulo = 28°

$$\begin{array}{ll} N_c = 25,8 & S_c = 1,57 \\ N_q = 14,72 & S_q = 1,53 \\ N_\gamma = 16,72 & S_\gamma = 0,6 \end{array}$$

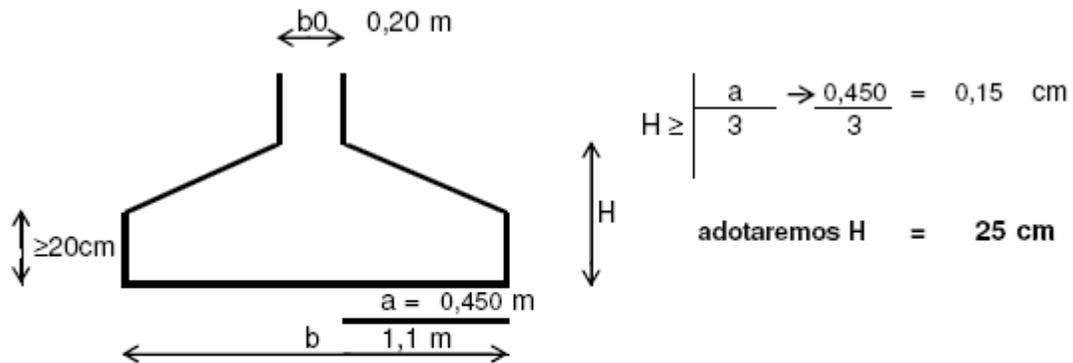
$$q_{rup} = C \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{B \times \gamma \times N_\gamma \times S_\gamma}{2}$$

$$q_{rup} = 448,63 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{minorando a resistência do solo temos: } \sigma_{adm} = \frac{q_{rup}}{FS_{global}} = \frac{448,63}{3} = 149,5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

Verificação da resistência das sapatas e resistência dos solos devido a forma das sapatas de 20 e 23.

Sapata rígida



AS = $\frac{286}{200}$	AS = 1,43 m ²	logo	seção	
	adotaremos		1,20 x 1,20	
			1,10 x 1,10	AS = 1,2 m ²

Verificação do peso da sapata

$$P = V \times \gamma = P = 7,56 \text{ KN}$$

Fatores de capacidade de carga ângulo = 28°

Nc = 25,8	Sc = 1,57
Nq = 14,72	Sq = 1,53
Ny = 16,72	Sy = 0,6

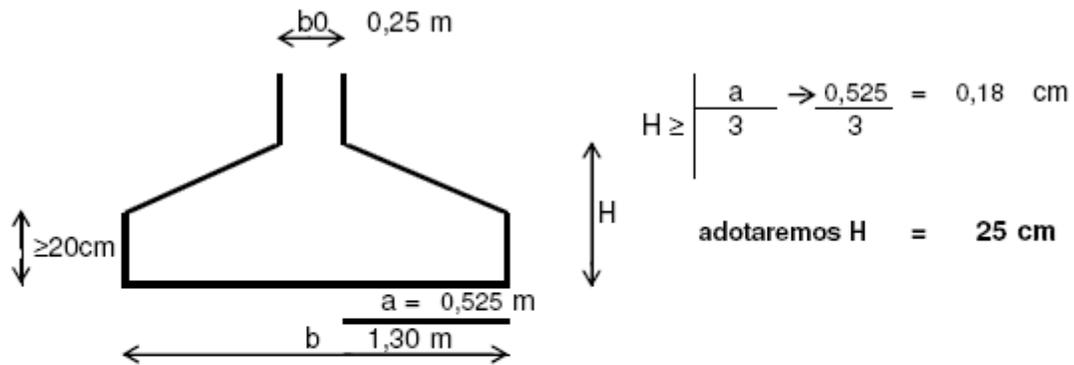
$$q_{rup} = C \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{B \times \gamma \times N_y \times S_y}{2}$$

$$q_{rup} = 464,68 \text{ KN/m}^2$$

minorando a resistência do solo temos: $\sigma_{adm} = \frac{q_{rup}}{FS_{global}} = \frac{464,68}{3} = 154,9 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok!}$

Verificação da resistência das sapatas e resistência dos solos devido a forma das sapatas de 21 e 22.

Sapata rígida



$$AS = \frac{330}{200} \quad AS = 1,65 \text{ m}^2 \quad \text{logo} \quad \begin{array}{l} \text{seção} \\ 1,28 \times 1,28 \\ \text{adotaremos} \\ 1,30 \times 1,30 \end{array} \quad AS = 1,7 \text{ m}^2$$

Verificação do peso da sapata

$$P = V \times \gamma = P = 10,56 \text{ KN}$$

Fatores de capacidade de carga ângulo = 28°

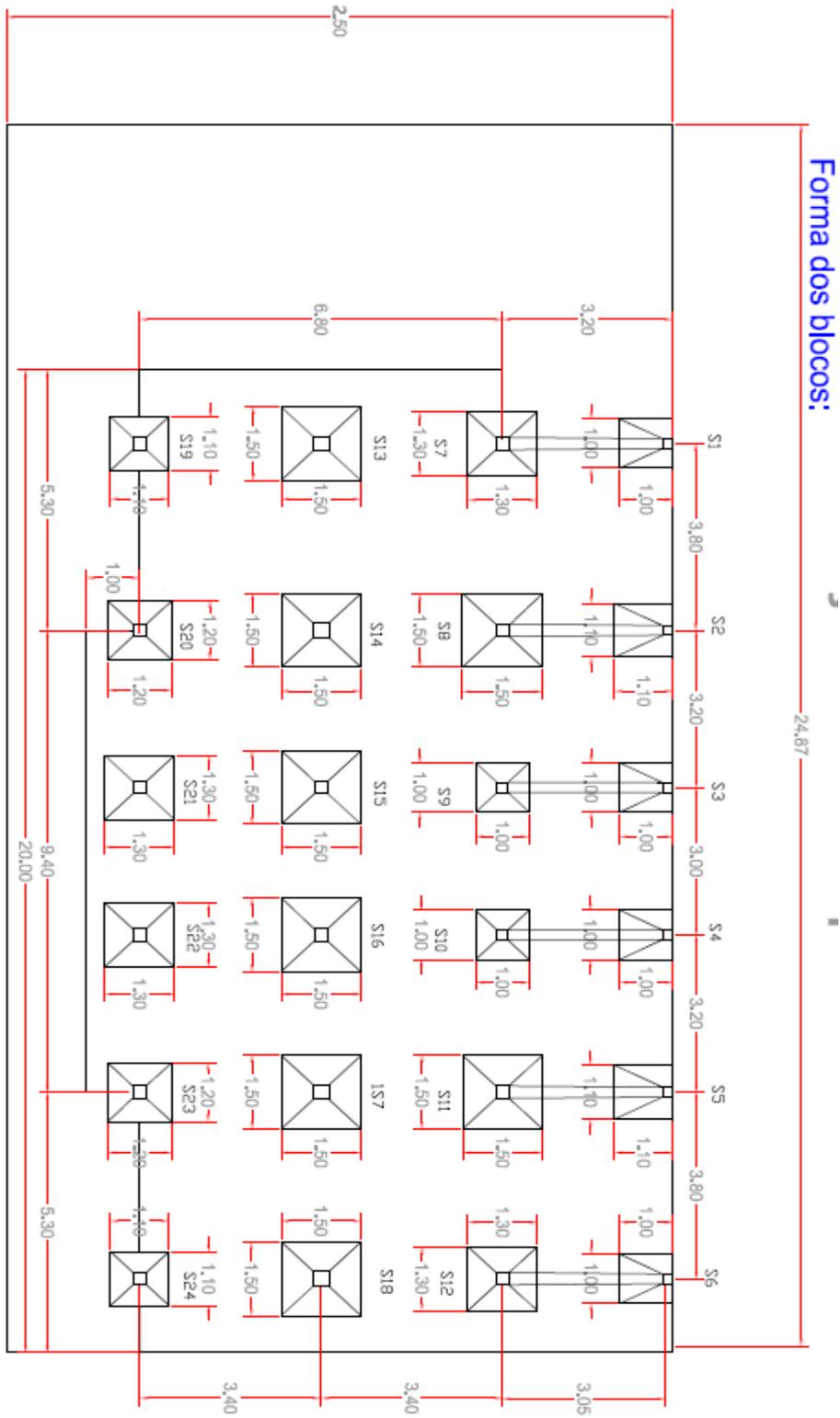
$$\begin{array}{ll} N_c = 25,8 & S_c = 1,57 \\ N_q = 14,72 & S_q = 1,53 \\ N_\gamma = 16,72 & S_\gamma = 0,6 \end{array}$$

$$q_{rup} = C \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{B \times \gamma \times N_\gamma \times S_\gamma}{2}$$

$$q_{rup} = 464,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{minorando a resistência do solo temos: } \sigma_{adm} = \frac{q_{rup}}{FS_{global}} = \frac{464,68}{3} = 154,9 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Ok!}$$

Planta de locação e forma das spatas



CRONOGRAMA

ATIVIDADES	PERÍODO DE MONTAGEM DA MONOGRAFIA				
	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
ESCOLHA DO TEMA	X				
PESQUISA DO TEMA	X	X	X		
LEVANTAR BIBLIOGRAFIA	X	X	X		
REVISAR E ANALISAR REFERENCIA BIBLIOGRAFICA				X	
COLETAR DADOS E MATERIAIS	X	X	X	X	
SELECIONAR DADOS PARA DEFINIR UNIVERSO TEORICO E AMOSTRA		X	X	X	
ELABORAR PROJETO DE PESQUISA	X	X	X	X	
APRESENTAÇÃO E DISCURSSÃO SOBRE OS DADOS		X	X	X	
ELABORAÇÃO DO TRABALHO			X	X	
REDIGIR TRABALHO DE PESQUISA				X	
NORMATIZAR O TRABALHO				X	
ENTREGAR O TRABALHO					X

CONCLUSÃO

Apresente pesquisa contribuiu diretamente para o enriquecimento de minha formação, sua abordagem clara sobre os principais conceitos a serem considerados dentro de uma execução de cálculos de fundações diretas obedece a uma certa linha de raciocínio que pode ser considerada como uma cartilha a ser seguida salientando a importância do pré-conhecimento de conceitos como solo e suas formações, tipos de sondagem e processo de comportamento de solo submetidos a tensão de acordo com a geometria das estruturas que transmitem esforços ao mesmo.

Os temas foram abordados com mais ênfase. Sempre na busca de resaltar a necessidade de obter conhecimentos sobre a dinâmica do solo e seu comportamento quando submetido a solicitações. Tratando assuntos como ruptura de carga, estado

limite de serviço, estado limite ultimo, coeficientes de segurança global e parcial, capacidade de carga das sapatas, teorias elaboradas pelos procursores da mecânica dos solos como: Terzag e Vesag, considerados como pais desta área da ciência. Por mais de meio século suas equações ainda contribuem muito para elaboração de cálculos de estruturas sobre o solo.

É com este entusiasmo que concluo este estudo, sabendo que ele é apenas um inicio de uma grande jornada no ramo da engenharia civil.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, U. R. Dimensionamento de fundações profundas. Editora Edgard Blucher, São Paulo - SP. . ALONSO, U. R. Previsão e controle das fundações. Editora Edgard Blucher, São Paulo - SP.

BUDHU, Muni. Fundações e Estruturas de Contenção. São Paulo: LTC (Grupo GEN), 2013.

CINTRA, Jose Carlos A.; AOKI, Nelson; TSUHA, Cristina de H. C.; GIACHETI, Heraldo Luiz. Fundações - ensaios estáticos e dinâmicos. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

DAS, B. M. (2007). Fundamentos de Engenharia Geotécnica. Ed. Thomson Learning. São Paulo, 2011.

JOPPERT JUNIOR, I. Fundações e contenções de edifícios. Editora PINI, São Paulo - SP.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. Patologia das fundações. Editora Oficina de Textos, São Paulo - SP.

MORAES, M. C. Estruturas de fundações. Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda, São Paulo - SP.

OLIVEIRA FILHO, U. M. Fundações profundas. D. C. Luzatto Editores Ltda, São Paulo - SP.

SIMONS, N. E. ; MENZIES, B. K. Introdução à engenharia de fundações. Editora Interciência, São Paulo - SP.

VELLOSO E LOPES.. Fundações . Oficina de Textos,2013.