

Projeto Estrutural em Concreto Armado II

Texto 8

8. Fundações

8.1. Introdução

Fundações são os elementos estruturais cuja função é **transmitir de forma adequada as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apóia (são as raízes da edificação)**. Assim, as fundações devem ter resistência adequada para suportar as tensões causadas pelos esforços solicitantes. Além disso, o solo necessita de resistência e rigidez apropriadas para não sofrer ruptura e não apresentar deformações exageradas ou diferenciais.

A escolha do tipo adequado de fundação envolve estudos relativos às características do solo, tais como sua deformabilidade e resistência. Além disso, essa escolha deve ser compatível com características da superestrutura, como sua capacidade de acomodação plástica e cargas atuantes.

De um modo geral, uma boa fundação deve satisfazer os seguintes requisitos:

- deve se situar a uma profundidade adequada, para evitar danos causados, por escavações ou por futuras construções na sua vizinhança;
- deve ser segura contra a ruptura do solo;
- seus recalques devem ser compatíveis com a capacidade de acomodação da estrutura, especialmente os recalques diferenciais.

A análise desses requisitos é objeto de estudos da mecânica dos Solos, devendo-se recorrer à bibliografia especializada.

Assim, analisa-se a possibilidade de utilizar os vários tipos de fundação, em ordem crescente de complexidade e custos. Fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício; porém, se forem mal concebidas e mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada para o caso. O custo da fundação aumenta também em casos em que as características de resistência do solo são incompatíveis com os esforços que serão a ele transferidos, pois nestas situações, elementos de fundação mais complexos são exigidos, podendo-se ter, inclusive, a necessidade de troca de solo, com reaterro e compactação.

O estudo das fundações é uma das etapas de maior complexidade dentro do projeto de um edifício.

As fundações podem ser classificadas em superficiais e profundas. As sapatas e as placas de fundação são exemplos de fundações superficiais, enquanto as estacas são fundações profundas.

As sapatas são indicadas quando o terreno apresenta, já na sua superfície (até 3,0m de profundidade), resistência satisfatória para as cargas da estrutura e é suficientemente homogêneo para evitar recalques diferenciais importantes.

As placas de fundação são empregadas quando o solo é menos resistente ou menos homogêneo, ou para estruturas mais pesadas e com menor capacidade de acomodação. Com essa solução, consegue-se aumentar, a área de contato com o solo e reduzir os recalques diferenciais. As placas também são indicadas quando a fundação for se situar abaixo do nível do lençol freático, para suportar subpressão.

De um modo geral, a solução com placa de fundação (também chamada de “radier”) é mais econômica do que a solução com sapata, se a área total destas últimas for superior à metade da área do edifício em planta.

As estacas são empregadas quando o solo é pouco resistente até uma grande profundidade. Elas, também são usadas quando a fundação tiver que resistir a ações horizontais importantes

8.2. Investigação do subsolo

Na grande maioria dos casos, a avaliação e o estudo das características do subsolo do terreno sobre o qual será executada a edificação se resume em sondagens de simples reconhecimento (sondagem à percussão); mas, dependendo do porte da obra, ou se as informações obtidas não forem satisfatórias, outros tipos de pesquisas poderão ser executados (por exemplo, poços exploratórios, ensaio de penetração contínua, ensaio de palheta).

Características como: número de pontos de sondagem, seu posicionamento no terreno (levando-se em conta a posição relativa do edifício) e a profundidade a ser atingida são determinados por profissional capacitado, baseado em normas brasileiras e na sua experiência.

Os requisitos técnicos a serem preenchidos pela sondagem do subsolo são os seguintes:

- Determinação dos tipos de solo que ocorrem, no subsolo, até a profundidade de interesse do projeto;
- Determinação das condições de compactidade (areias) ou consistência (argilas) em que ocorrem os diversos tipos de solo;

- Determinação da espessura das camadas constituintes do subsolo e avaliação da orientação dos planos (superfícies) que as separam;
- Informação completa sobre a ocorrência de água no subsolo.

8.2.1. Execução da sondagem

A sondagem é realizada contando o número de golpes necessários à cravação de parte de um amostrador no solo realizada pela queda livre de um martelo de massa e altura de queda padronizadas. A resistência à penetração dinâmica no solo medida é denominada S.P.T. - Standart Penetration Test.

A execução de uma sondagem é um processo repetitivo, que consiste em abertura do furo, ensaio de penetração e amostragem a cada metro de solo sondado.

Desta forma, em cada metro faz-se, inicialmente, a abertura do furo com um comprimento de 55 cm, e o restante dos 45 cm para a realização do ensaio de penetração. (Figura 1)

As fases de ensaio e de amostragem são realizadas simultaneamente, utilizando um tripé, um martelo de 65 kg, uma haste e o amostrador. (Figura 2).

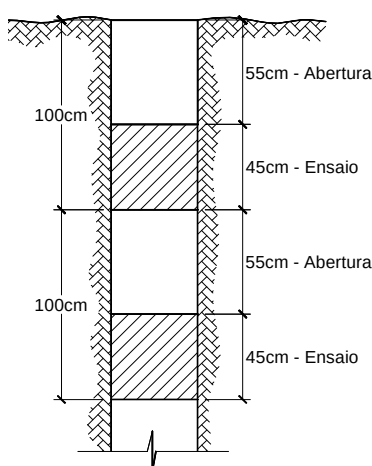
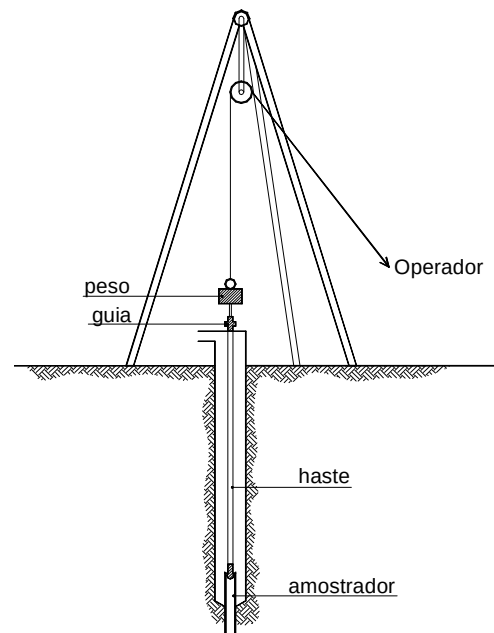


Figura 1 - Esquema de sondagem



8.2.2. Resistência à penetração

O amostrador é cravado 45 cm no solo, sendo anotado o número de golpes necessários à penetração de cada 15 cm. O Índice de Resistência à Penetração é determinado através do número de golpes do peso padrão, caindo de uma altura de 75 cm, considerando-se o número necessário à penetração dos últimos 30 cm do amostrador. Conhecido como S.P.T.

A Tabela 1 apresenta correlações empíricas, que permite uma estimativa da compactidade das areias e da consistência das argilas, a partir da resistência à penetração medida nas sondagens.

Tabela 1 - Compacidade das areias e consistência das argilas "in situ"

COMPACIDADES E CONSISTÊNCIAS SEGUNDO A RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO - S.P.T.		
SOLO	DENO MINAÇÃO	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

8.2.3. Determinação do número de sondagens a executar

Os pontos de sondagem devem ser criteriosamente distribuídos na área em estudo, e devem ter profundidade que inclua todas as camadas do subsolo que possam influir, significativamente, no comportamento da fundação.

No caso de fundações para edifícios, o número mínimo de pontos de sondagens a realizar é função da área a ser construída (Tabela 2).

Tabela 2 - Número mínimo de pontos em função da área construída (NBR8036/1983)

ÁREA CONSTRUÍDA	Nº DE SONDAgens
de 200m ² até 1200m ²	1 sondagem para cada 200m ²
de 1200m ² até 2400m ²	1 sondagem para cada 400m ² que exceder a 1200m ²
acima de 2400m ²	Será fixada a critério, dependendo do plano de construção.

Podemos ainda, avaliar o mínimo de furos para qualquer circunstância em função da área do terreno para lotes urbanos:

- 2 furos para terreno até 200m²
- 3 furos para terreno entre 200 a 400m², ou
- No mínimo, três furos para determinação da disposição e espessura das camadas.

Os furos de sondagens deverão ser distribuídos em planta, de maneira a cobrir toda a área em estudo. A Figura 3 apresenta alguns exemplos de locação de sondagens em terrenos urbanos.

A distância entre os furos de sondagem deve ser de 15 a 25m, evitando que fiquem numa mesma reta e de preferência, próximos aos limites da área em estudo.

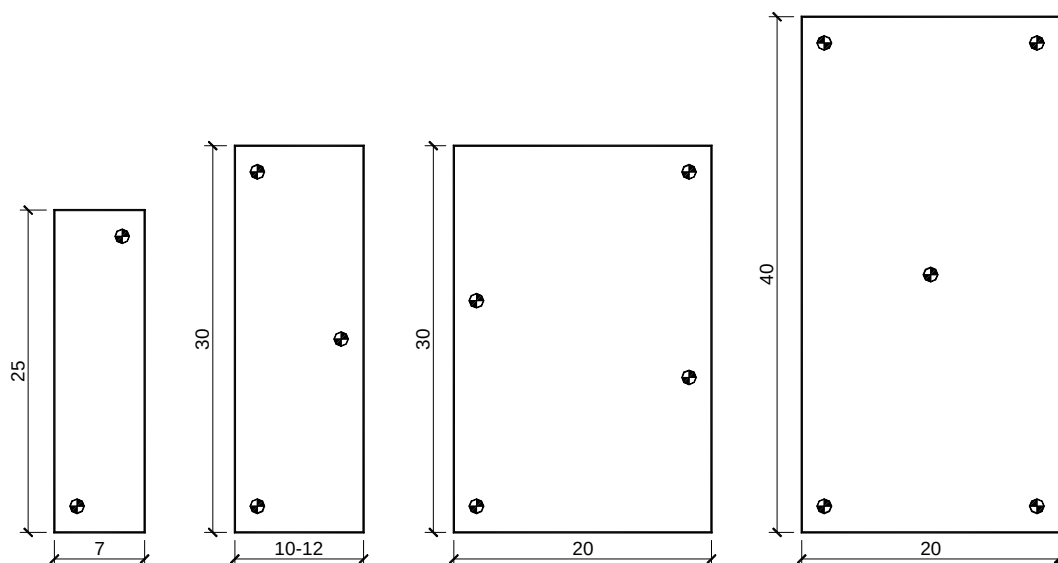


Figura 3 - Exemplo de locação de sondagens em pequenos lotes

Em relação à profundidade das sondagens, existem alguns métodos para determiná-las.

Em geral, quatro índices elevados de resistência à penetração, em material de boa qualidade, permitem a interrupção do furo.

Nos terrenos argilosos, a sondagem deverá ultrapassar todas as camadas.

Nos terrenos arenosos, as sondagens raramente necessitam ultrapassar os 15 a 20m.

Obs.: profundidade mínima 8,0m. Essa profundidade pode ser corrigida, à medida que os primeiros resultados forem conhecidos.

Poderá ocorrer obstrução nos furos de sondagens do tipo matacões (rochas dispersas no subsolo) confundindo com um embasamento rochoso. Neste caso a verificação é realizada executando-se uma nova sondagem a 3,0m, em planta, da anterior. Se for confirmada a ocorrência de obstrução na mesma profundidade, a sondagem deverá ser novamente deslocada 3,0m numa direção ortogonal ao primeiro deslocamento. Caso necessário, a sondagem na rocha é realizada com equipamento de sondagem rotativo.

8.2.4. Perfil de Sondagem

Os dados obtidos em uma investigação do subsolo são normalmente apresentados na forma de um perfil para cada furo de sondagem. A posição das sondagens é amarrada topograficamente e apresentada numa planta de locação bem como o nível da boca do furo que é amarrado a uma referência de nível RN bem definido (Figura 4)

No perfil do subsolo as resistências à penetração são indicadas por números à esquerda da vertical da sondagem, nas respectivas cotas. A posição do nível d'água - NA - também é indicada, bem como a data inicial e final de sua medição (Figura 5).

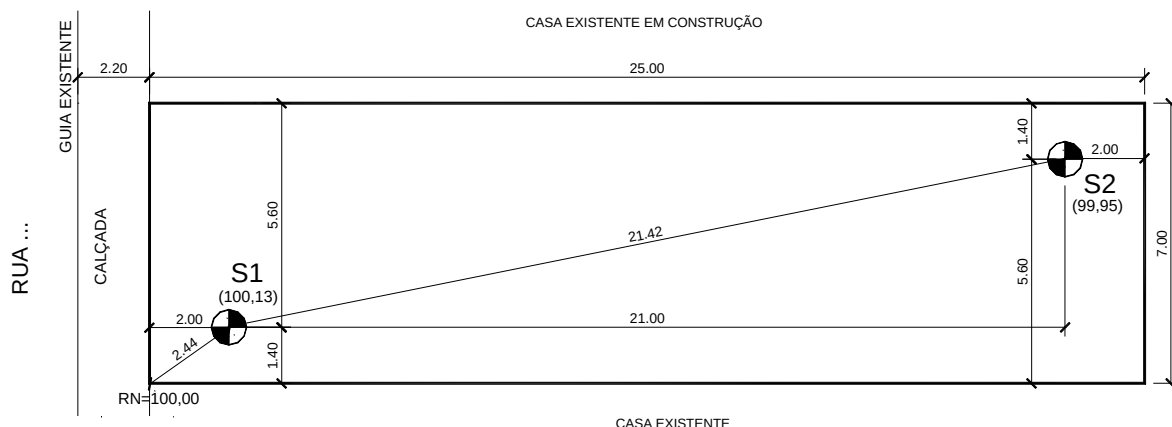


Figura 4 - Planta de locação das sondagens

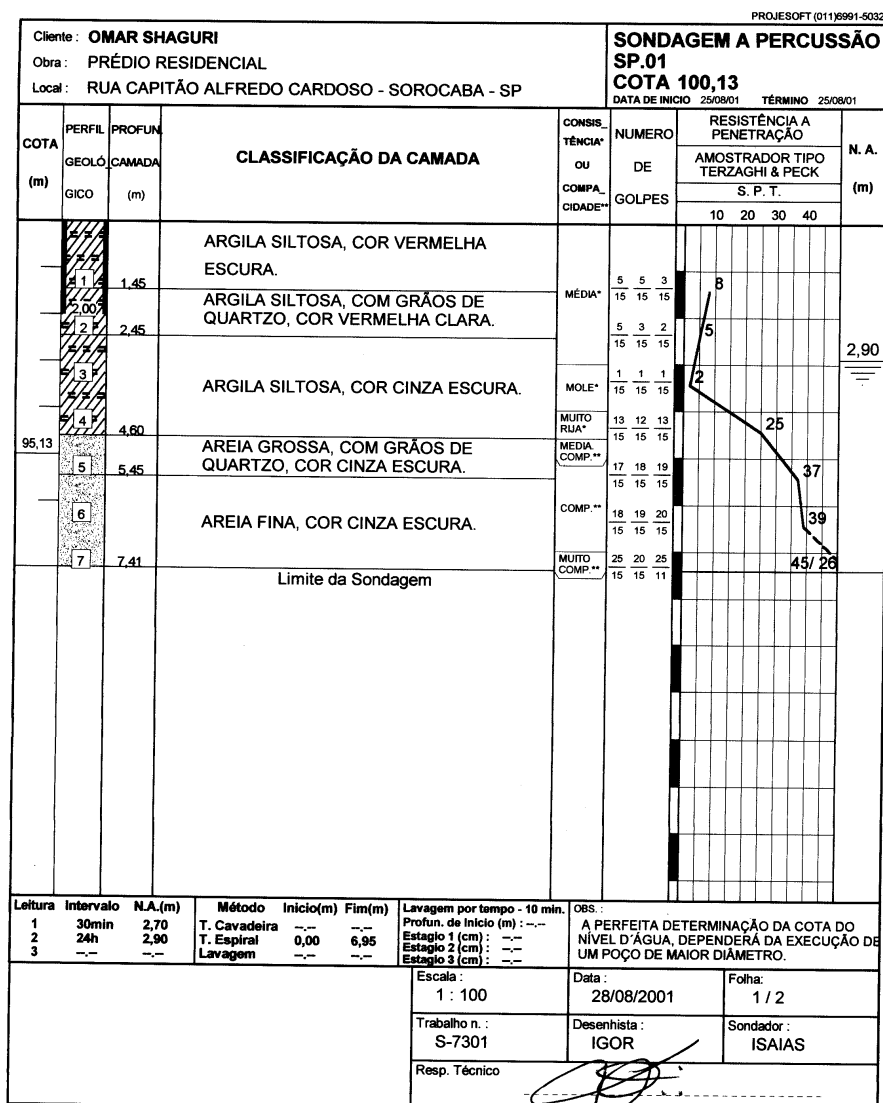


Figura 5 - Exemplo de um perfil de subsolo

8.3 Escolha do tipo de fundação

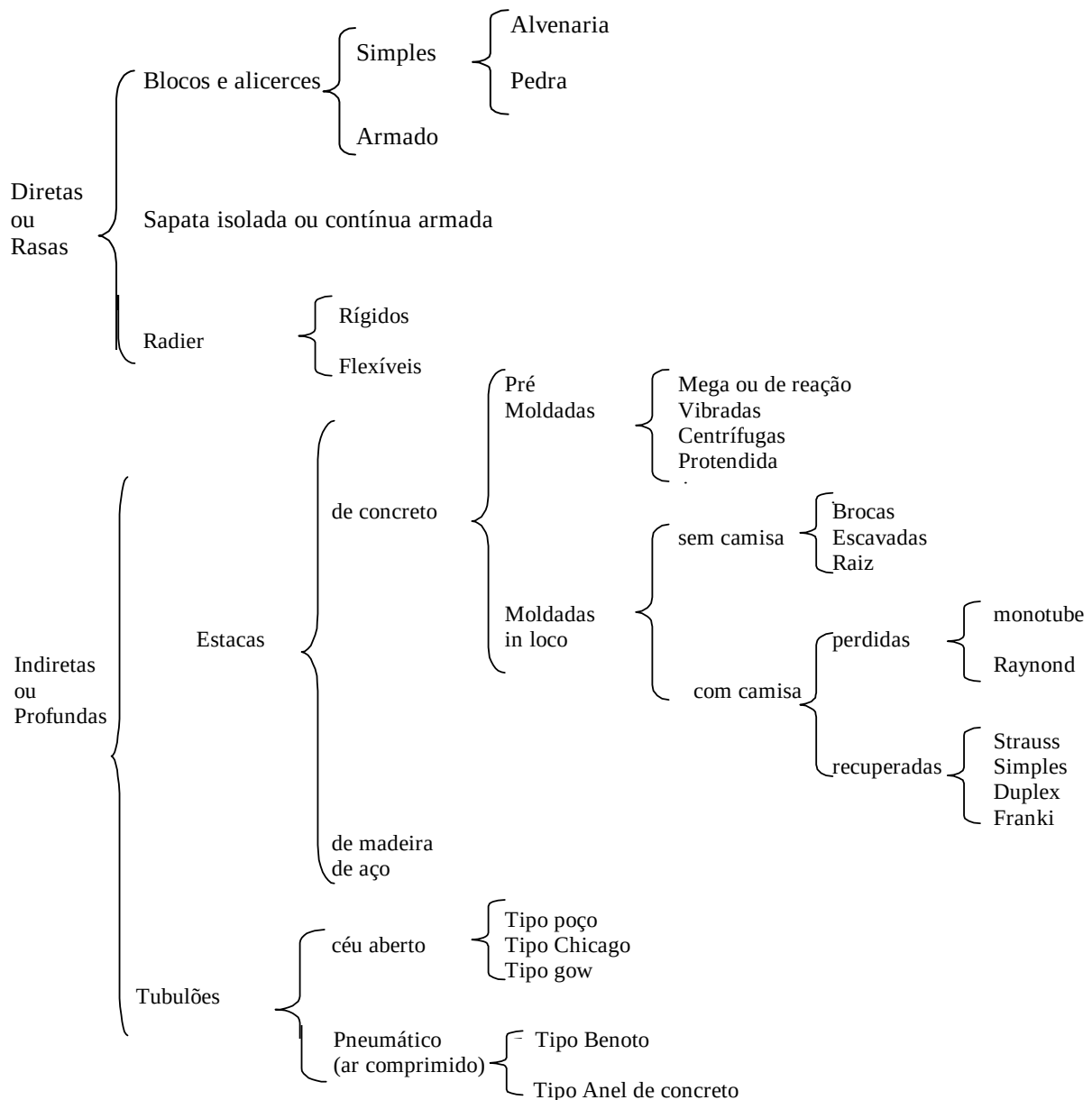
Com os resultados das sondagens, da grandeza e natureza das cargas estruturais e conhecendo as condições de estabilidade, fundações, etc. das construções vizinhas, pode-se proceder à escolha do tipo de fundação mais adequada, técnica e economicamente.

O estudo é conduzido inicialmente, pela verificação da possibilidade do emprego de fundações diretas.

Mesmo sendo viável a adoção das fundações diretas é aconselhável comparar o seu custo com o de uma fundação indireta. E finalmente, verificando a impossibilidade da execução das fundações diretas, estuda-se o tipo de fundação profunda mais adequada.

8.4 Tipos de fundações

Os principais tipos de fundações podem ser reunidos em dois grandes grupos: fundações diretas ou rasas e fundações indiretas ou profundas.



8.4.1. Fundações diretas ou rasas

As fundações diretas são empregadas onde as camadas do subsolo, logo abaixo da estrutura, são capazes de suportar as cargas e neste caso as solicitações são transmitidas ao solo apenas pela face inferior do elemento de fundação.

Com o auxílio da sondagem, obtemos o SPT na profundidade adotada e calculamos a σ_{adm} do solo:

$$\sigma_{adm} = \frac{SPT}{5} \quad (8.1)$$

8.4.1.1. Blocos e Alicerces

Este tipo de fundação é utilizado quando há atuação de pequenas cargas, como, por exemplo, um sobrado. Os blocos são elementos estruturais de grande rigidez, ligados por vigas de concreto armado denominadas “baldrame” ou cintas, que deverão ser dimensionadas para o carregamento advindo das alvenarias. Suportam predominantemente esforços de compressão simples provenientes das cargas dos pilares. Os eventuais esforços de tração são absorvidos pelo próprio material do bloco. Podem ser de concreto simples (não armado), alvenarias de tijolos comuns (Figura 6) ou mesmo de pedra demão (argamassada ou não). Geralmente, usam-se blocos quando a profundidade da camada resistente do solo está entre 0,5 e 1,0m de profundidade.

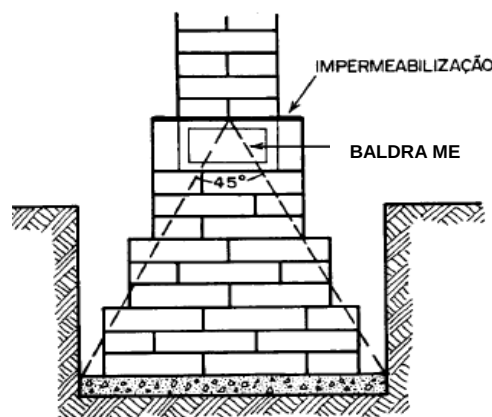


Figura 6 - Bloco em alvenaria de tijolos

Blocos de Concreto Simples - Teoria e Exemplo Numérico

NOTA: Para concreto não armado, a norma permite considerar seu peso específico em 2400kgf/m³

Quando as cargas solicitantes são pequenas (até 300 kN) e a taxa de trabalho do solo é de pelo menos 1kgf/cm², podemos adotar os blocos de concreto simples.

São executados em concreto de baixa resistência (150kgf/cm²) ou mesmo em concreto ciclópico (pedras de grande diâmetro, também ditas "pedras de mão", assentadas com argamassa de cimento e areia). A figura 7 apresenta informações para o dimensionamento de blocos.

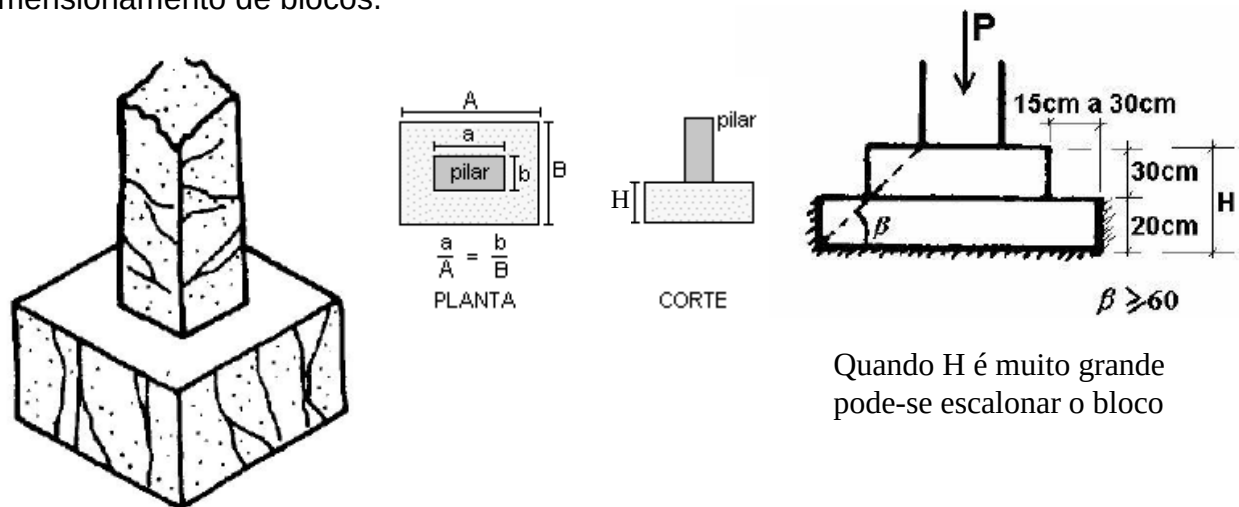


Figura 7 – Dados para dimensionamento de blocos

Como os blocos são calculados para trabalhar apenas à compressão, isso resulta em grandes alturas para eles. Para se economizar material, o bloco pode ser escalonado, ao longo da altura.

Sua projeção em planta deve ser proporcional às dimensões do pilar. Seu dimensionamento é dos mais simples, determinando-se sua área de base, em função da carga total solicitante e da taxa de trabalho do solo, ou seja, da tensão admissível do solo:

$$S_{nec} = P_d / \sigma_{adm} \quad (8.2)$$

onde: P_d = carga total no bloco [kgf]

σ_{adm} = taxa de trabalho do solo [kgf/cm²] (Tensão admissível do solo)

S_{nec} = área necessária na base do bloco

$$S_{nec} \leq A \times B$$

A = um dos lados do bloco

B = o outro lado

b = lado do pilar na mesma direção de lado B do bloco

a = lado do pilar na mesma direção de lado A do bloco

Na avaliação da carga **P**, devemos levar em conta o peso próprio do bloco, o que nos leva a proceder o cálculo por aproximações sucessivas, isto é;

- a) apenas com a carga solicitante externa, calculamos os lados do bloco;
- b) com esses lados calculamos a altura $\underline{h}$;
- c) determinamos a carga de peso próprio;
- d) repetimos o cálculo para a nova carga total = soma da carga solicitante no pilar com a de peso próprio
- e) repetem-se os cálculos, até se atingir (por arredondamento das dimensões) valores próximos entre as dimensões calculadas e as adotadas.

Uma vez definidas as dimensões finais, verificamos se as tensões de tração resultantes da distribuição da carga ao longo da altura estão dentro dos limites aceitáveis.

A determinação das tensões de tração podem ser feitas pela teoria de Mörsh;

$$\sigma_{t1} = N_d / (2 H A) \quad (8.3)$$

$$\sigma_{t2} = N_d / (2 H B) \quad (8.4)$$

A tensão de tração média limite é dada por:

$$\sigma_m = 1/3 (f_{ctd}) \quad (8.5)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/1,4$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa}$$

EXEMPLO:

Pilar de 20 x 30cm carregado com $N = 200 \text{ kN}$ apoiado sobre bloco de fundação.

Taxa de Trabalho do solo = 2 kgf/cm^2

Pelas dimensões do pilar, a relação dos lados do bloco deve ser da ordem de $a / b = A / B = 30/20 = 1,5$; ou seja:

$A = 1,5 B$, ou, explicitando B , vem $B = A / 1,5$,

Aplicando na expressão $A = (P_d) / (B \sigma_{adm})$, seja $P_d = N_d = (20000)(1,4) = 28000 \text{ kgf}$, teremos:

$A = (28000) / ((B)(2))$, ou seja: $A = 14000 / B$, substituindo B pelo seu valor função de A :

$A = 14000 / (A / 1,5)$; $A = 14000 (1,5) / A$; $A^2 = 21000$; $A = 150 \text{ cm}$

adotaremos **$A = 150 \text{ cm}$** e **$B = A / 1,5 = 150 / 1,5 = 100 \text{ cm}$**

A altura resultante, seria: $h_1 = \operatorname{tg}60^\circ(B - b) / 2 = 1,73 \times (100 - 20)/2 \cong 70\text{cm}$ e $h_2 = \operatorname{tg}60^\circ(A - a) / 2 = 1,73 \times (150 - 30) / 2 \cong 104\text{cm}$

Adotaremos **H = 90cm**, resultando para peso próprio do bloco: $(0,9)(1,5)(1,0)(2\ 400) =$
3240kgf

Acrescentando à carga do pilar o peso próprio do bloco, vamos calcular a taxa efetiva no solo:

$\sigma_s = P_d / (A \ B) = 3240 + (20000)1,4 / ((150)(100)) = 2,08\text{kgf/cm}^2$ que está superior à taxa de trabalho, portanto, devemos majorar as dimensões do bloco.

Majorando as dimensões de 5cm, ou seja; **B = 105cm** e **A = 155cm** mantendo **H = 90cm**, o novo peso próprio será:

$(0,9)(1,55)(1,05)(2400) =$ **3330kgf**

$\sigma_s = (3330 + (2000)1,4) / ((155)(105)) = 1,93\text{kgf/cm}^2$ que tende à taxa de trabalho do solo

Verificando a tração, pela teoria de mörsh; e admitindo um concreto com $f_{ck} = 150\text{kgf/cm}^2$, teremos:

$\sigma_{t1} = N_d / (2 \ H \ A) < 1/3 \ (f_{ctd})$ (Note: a carga a considerar é a do pilar majorada, porém sem considerar o peso próprio do bloco)

$\sigma_{t1} = 28000 / (2(90)(155)) = 1,00\text{kgf/cm}^2$

$1/3 \ (f_{ctd}) = 1/3\{[0,7 \times 0,3 \times 15^{2/3}]/1,4\} = 0,304\text{MPa} \cong 3\text{kgf/cm}^2 \Rightarrow \text{atende}$

$\sigma_{t2} = N_d / (2 \ H \ B) < 1/3 \ (f_{ctd})$

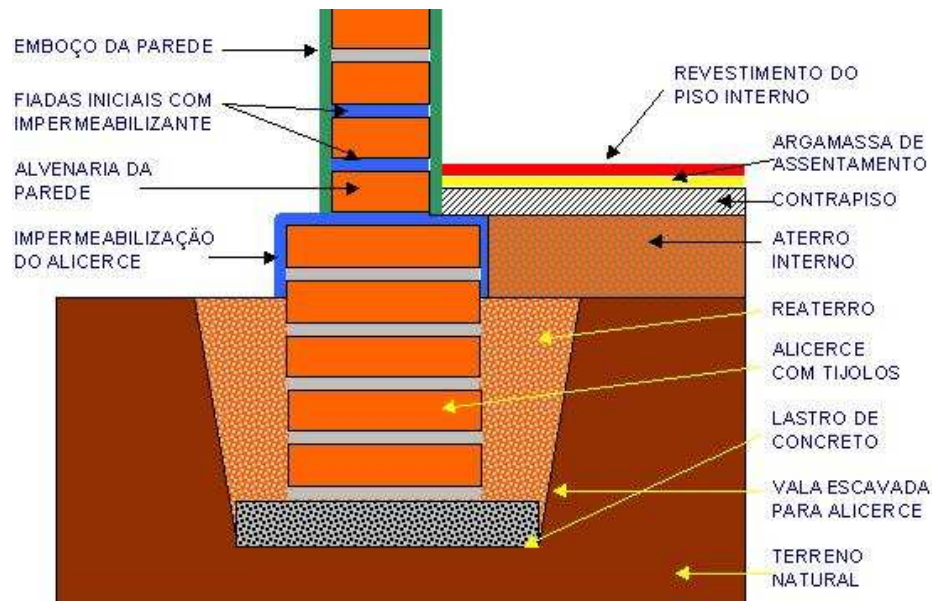
$\sigma_{t2} = 28\ 000 / (2(90)(105)) = 1,48\text{kgf/cm}^2 \Rightarrow \text{atende.}$

O bloco poderia ser escalonado, com o primeiro degrau com 155 x 105cm e altura de 45cm e o segundo degrau com 115 x 65 e altura 45cm economizando concreto, sem prejuízo da resistência do bloco.

Os **alicerces**, também denominados de blocos corridos, são utilizados na construção de pequenas residências e suporta m as cargas por metro linear provenientes das **paredes resistentes ou estruturais**, podendo ser de concreto, alvenaria ou de pedra. O seu dimensionamento é semelhante ao bloco isolado, sendo necessário apenas o cálculo da largura e da altura para cada metro de bloco.

Um alicerce bem feito evita o surgimento de trincas nas paredes, evita o surgimento de umidade na parte de baixo das paredes

Veja, no desenho abaixo, como deve ser feito um bom alicerce.



O processo de execução de um bloco isolado ou contínuo (alicerce) consiste em:

1. Escavação: executar a abertura da vala com profundidade nunca inferior a 40cm. No caso de alicerces, estes deverão ter largura mínima de 45cm para paredes de uma vez e 40cm para paredes de meia vez.
2. Promover a compactação da Camada do solo resistente, apiloando o fundo manualmente com soquete de 10 à 20kg, com o objetivo unicamente de conseguir a uniformização do fundo da vala e não aumentar a resistência do solo.
3. Colocação de um lastro de concreto magro (9mPa) de 5 a 10cm de espessura para diminuir a pressão de contato, visto ser a sua largura maior do que a do bloco ou alicerce e uniformizar e limpar o piso sobre o qual será levantado o alicerce de alvenaria.
4. Execução do embasamento, que pode ser de concreto, alvenaria ou pedra.
5. No caso de alicerce, construir uma cinta de amarração que tem a finalidade de absorver esforços não previstos, suportar pequenos recalques, distribuir o carregamento e combater esforços horizontais. A cinta de amarração deve ser concreto armado, e pode-se utilizar a própria alvenaria como fôrma lateral.
6. Camada impermeabilizante: sua função é evitar a subida da umidade por capilaridade para a alvenaria de elevação; sua execução deve evitar descontinuidades que poderão comprometer seu funcionamento. São diversos os sistemas de impermeabilização empregados, sendo hoje muito comum o emprego de argamassas poliméricas ou

mesmo emulsões asfálticas ou acrílicas. A impermeabilização deverá se estender pelo menos 10cm para baixo do topo da alvenaria de embasamento.

A figura 8 apresenta detalhes da cinta de amarração e da impermeabilização para o caso de blocos corridos (alicerces) em alvenaria.

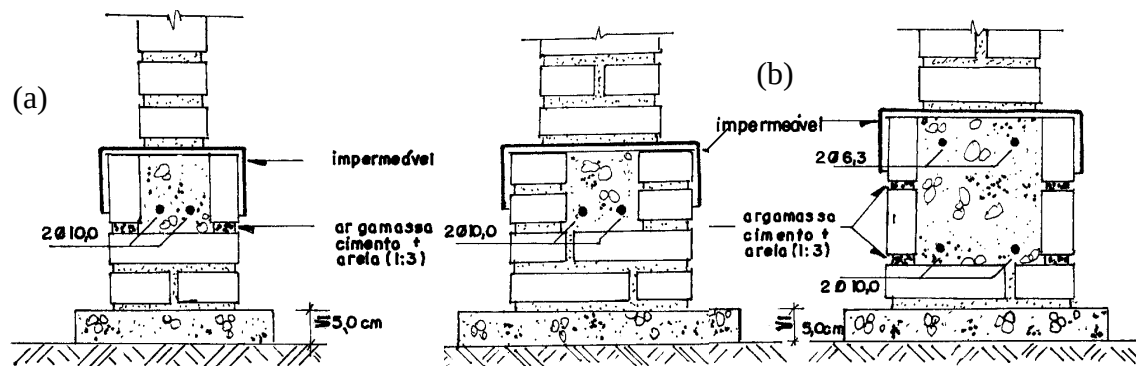


Figura 8 – Alicerce com cintas de amarração para paredes de meia vez (a) e de uma vez (b)

Obs. Para manter os ferros corridos da cinta de amarração na posição, devem ser usados estribos, espaçados de mais ou menos 1,0m. A função desses estribos é somente posicionar as armaduras.

8.4.1.2. Sapatas

As sapatas são elementos de fundação de concreto armado com pequena altura em relação às dimensões da base, que são calculadas de forma semelhante as do bloco. A altura e a armadura necessárias para resistir aos esforços de tração, são obtidas através de cálculo estrutural. Podem assumir praticamente qualquer forma em planta, sendo as mais comuns as sapatas quadradas, retangulares e corridas. Elas podem ser piramidais ou podem ser retas ou em degraus, como indicado na figura 9.

No caso de fundações tipo sapata, o nível do terreno é alcançado com um pequeno pilar chamado de pescoço (toco) de pilar. As várias sapatas são “amarradas” por uma viga chamada de cinta da fundação.

Como fundação direta podemos também usar a sapata corrida, que é uma espécie de baldrame com a forma de sapata.

Sapatas isoladas

São aquelas que transmitem para o solo, através de sua base, a carga de um único pilar. A Figura 9 apresenta alguns tipos de sapatas isoladas.

Para construção de uma sapata isolada, são executadas as seguintes etapas:

1. Fôrma para o rodapé, com folga de 5cm para execução do concreto “magro” que servirá de proteção para as armaduras.
2. Posicionamento das fôrmas, de acordo com a marcação executada no gabarito de locação
3. Preparo da superfície de apoio.
4. Colocação da armadura.
5. Posicionamento do pilar em relação à caixa com as armações.
6. Colocação das guias de arame, para acompanhamento da declividade das superfícies do concreto.
7. concretagem: a base poderá ser vibrada normalmente, porém para o concreto inclinado deverá ser feita uma vibração manual, isto é, sem o uso do vibrador.

Obs.: A etapa 3 compreende a limpeza do fundo da vala de materiais soltos, lama, o apiloamento com soquete ou sapo mecânico e a execução do concreto “magro”. A vala deve ser executada com pelo menos 10cm de folga a mais da largura da sapata para permitir o trabalho dos operários dentro dela.

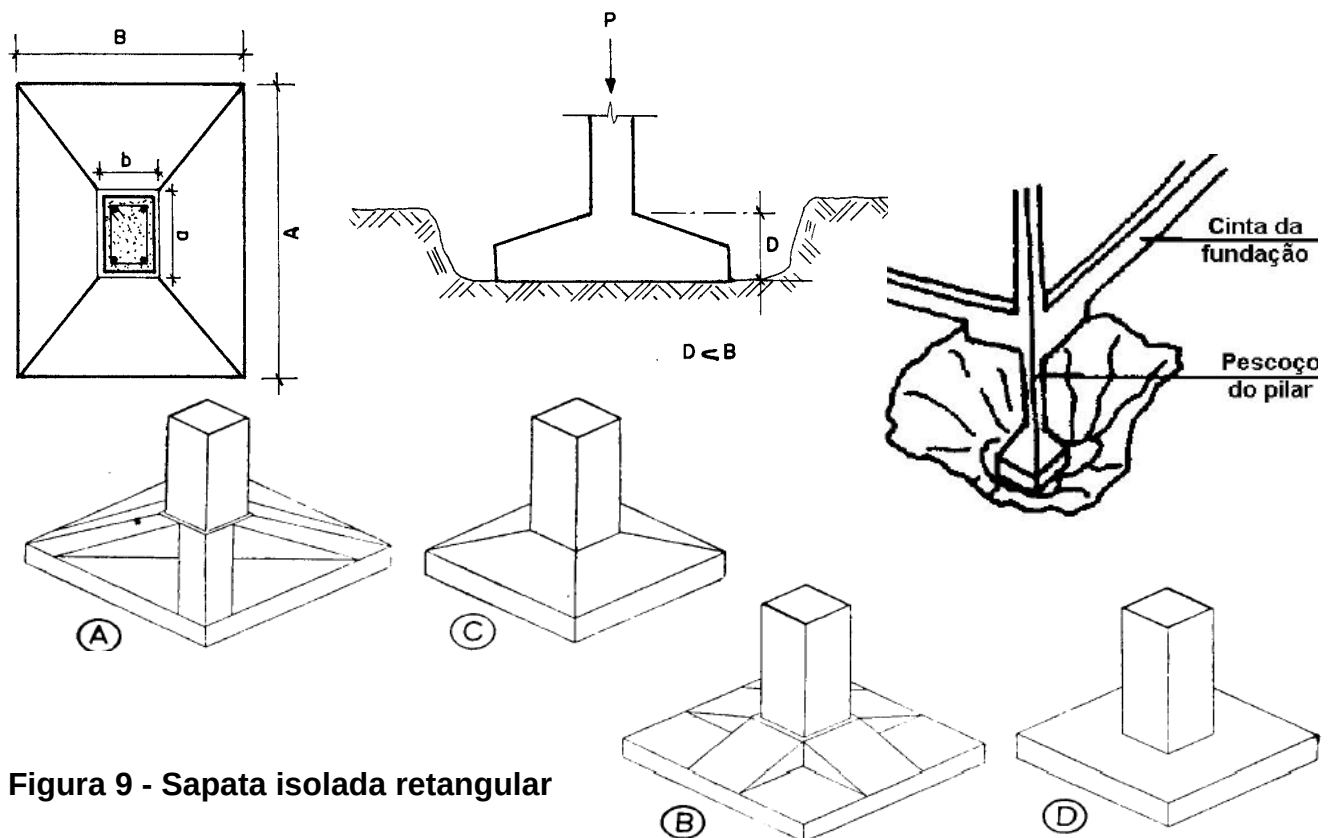


Figura 9 - Sapata isolada retangular

Sapatas corridas

São elementos contínuos que acompanham a linha das paredes ou muros, os quais lhes transmitem a carga por metro linear.

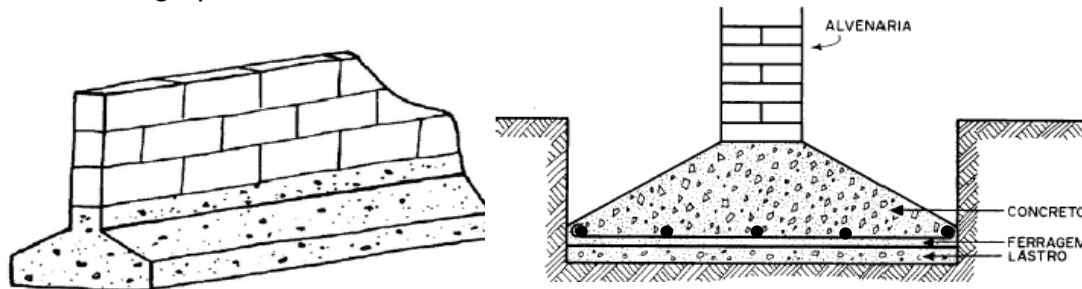


Figura 10 - Sapata corrida sob paredes

Sapatas associadas

Um projeto econômico deve ser feito com o maior número possível de sapatas isoladas. No caso em que a proximidade entre dois ou mais pilares seja tal que as sapatas isoladas se superponham, deve-se executar uma sapata associada. A viga que une os dois pilares denomina-se viga de rigidez (Figura 11), e tem a função de permitir que a sapata trabalhe com tensão constante.

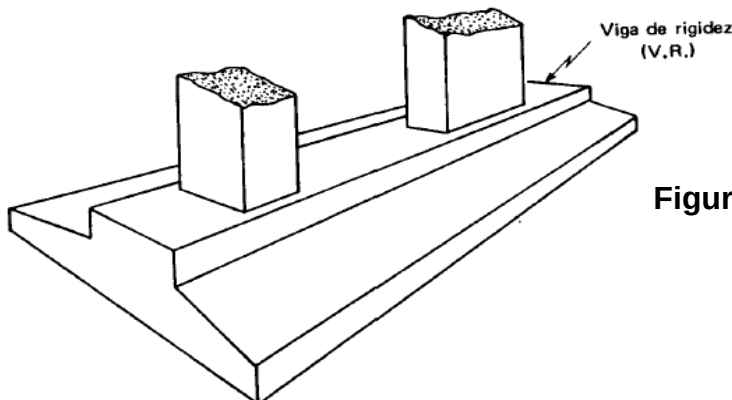


Figura 11 - Sapatas associadas

Sapatas alavancadas

No caso de sapatas de pilares de divisa ou próximos a obstáculos onde não seja possível fazer com que o centro de gravidade da sapata coincida com o centro de carga do pilar, cria-se uma viga alavanca ligada entre duas sapatas (Figura 12), de modo que um pilar absorva o momento resultante da excentricidade da posição do outro pilar.

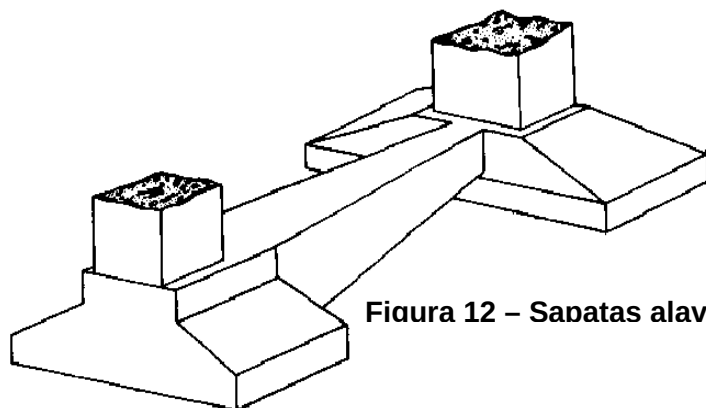


Figura 12 - Sapatas alavancadas

8.4.1.3. Radiers

Quando todas as paredes ou todos os pilares de uma edificação transmitem as cargas ao solo através de uma única sapata, tem-se o que se denomina uma fundação em radier, que é executado em concreto armado, uma vez que, além de esforços de compressão, devem resistir a momentos provenientes dos pilares diferencialmente carregados, e também a pressões do lençol freático quando existente (necessidade de armadura negativa além da positiva) (Quando a área de sapatas em planta ultrapassarem 60% da área da edificação, é mais econômico a adoção do radier tendo em vista uma redução considerável da execução de formas).

O fato de o radier ser uma peça inteiriça pode lhe conferir uma alta rigidez, o que muitas vezes evita grandes recalques diferenciais. Uma outra vantagem é que a sua execução cria uma plataforma de trabalho para os serviços posteriores; porém, em contrapartida, impõe a execução precoce de todos os serviços enterrados na área do radier (instalações sanitárias, etc.).

Na realidade o radier consiste de uma laje contínua em toda a área da construção distribuindo uniformemente toda a carga no terreno. A laje deve ser feita usando um concreto armado com armadura de aço nas duas direções tanto na parte superior como na

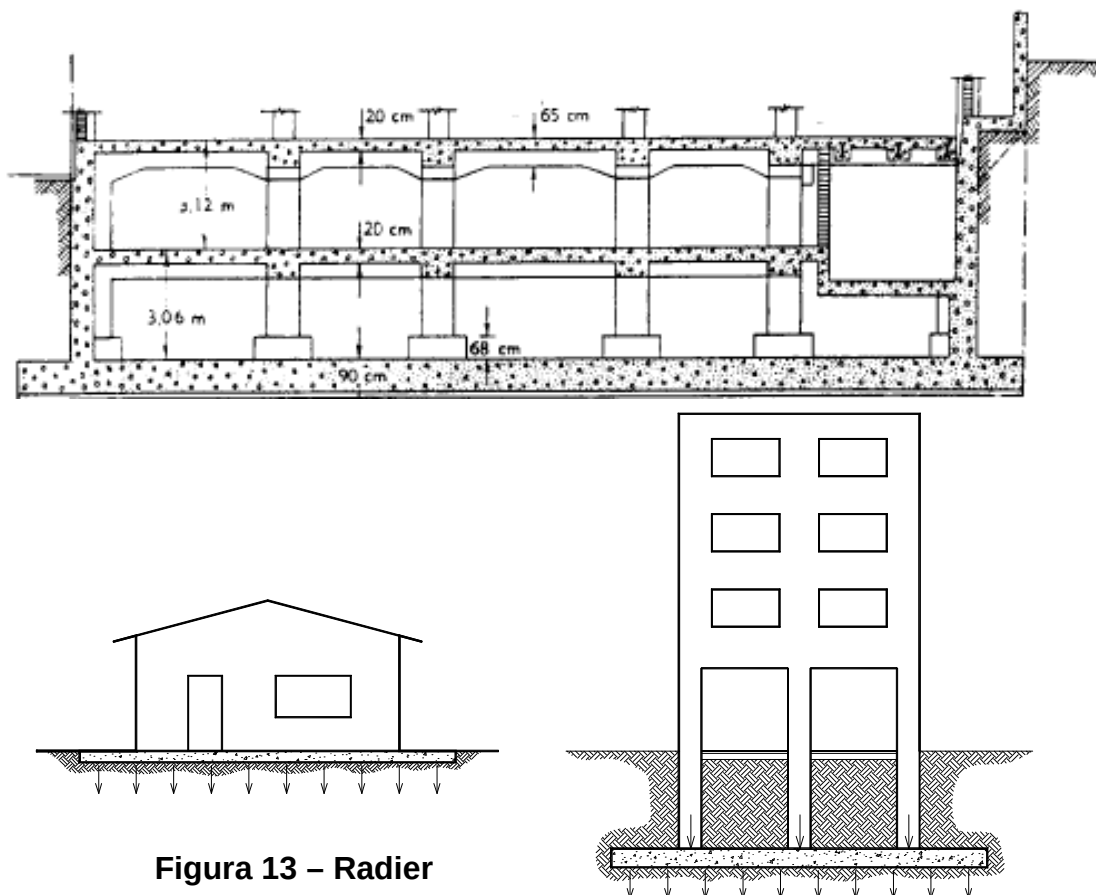


Figura 13 – Radier

CONTROLE DE EXECUÇÃO

- locação dos eixos dos pilares;
- cota do fundo da escavação;
- nivelamento do fundo da escavação;
- colocação dos componentes das instalações e passagens, enterrados.

8.4.2 Fundações Indiretas ou Profundas

8.4.2.1. Estacas

São elementos alongados, cilíndricos ou prismáticos que se cravam, com um equipamento, chamado bate-estaca (Figura 14), ou se confeccionam no solo, de modo a transmitir às cargas da edificação a camadas profundas do terreno, fazer contenção de empuxos laterais (estacas pranchas) ou compactar terrenos.

Estas cargas são transmitidas ao terreno através do atrito das paredes laterais da estaca contra o terreno e/ou pela ponta.

Existe hoje uma variedade muito grande de estacas para fundações. Com certa frequência, um novo tipo de estaca é introduzido no mercado e a técnica de execução de estacas está em permanente evolução. A execução de estacas é uma especialidade da engenharia.

Entre os principais materiais empregadas na confecção das estacas podemos citar:

- madeira;
- aço;
- concreto (pré-moldadas e moldadas “in situ”).

As estacas também são classificadas em estacas de deslocamento e estacas escavadas.

As estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promova a retirada do solo. Enquadram-se nessa categoria as estacas pré-moldadas de concreto armado, as estacas de madeira, as estacas metálicas, as estacas apiloadas de concreto e as estacas de concreto fundido no terreno dentro de um tubo de revestimento de aço cravado com a ponta fechada, sendo as estacas tipo Franki o exemplo mais característico dessas últimas.

As estacas escavadas são aquelas executadas “in situ” através da perfuração do terreno

por um processo qualquer, com remoção de material. Nessa categoria se enquadram entre outras as estacas tipo broca, executada manual ou mecanicamente e as tipo “Strauss”.

As estacas recebem esforços axiais de compressão. Esses esforços são resistidos pela reação exercida pelo terreno sobre sua ponta e pelo atrito entre as paredes laterais da estaca e o terreno. Nas estacas prancha além dos esforços axiais temos o empuxo lateral (esforços horizontais), (Figura 15)

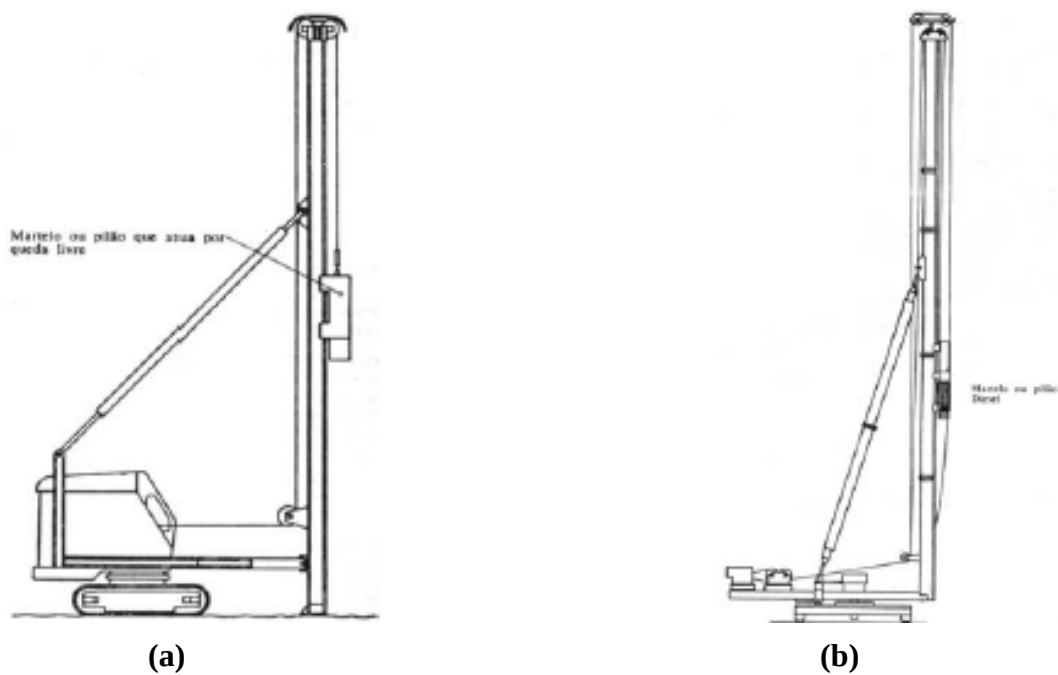


Figura 14 – (a) Bate-estaca de queda livre; (b) Bate-estaca de martelo diesel

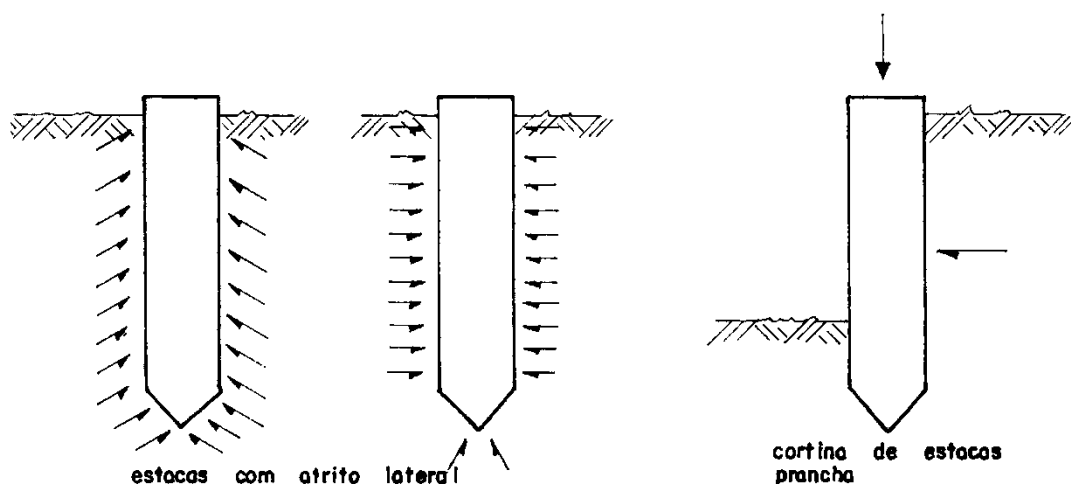


Figura 15 - Esforços nas estacas

8.4.2.1.1 Estacas de Madeira

As estacas de madeira são empregadas nas edificações desde a antigüidade.

Atualmente, diante das dificuldades de se obter madeiras de boa qualidade, sua utilização é bem mais reduzida.

As estacas de madeira nada mais são do que troncos de árvores, bem retos e regulares, cravados normalmente por percussão, isto é golpeando-se o topo da estaca com pilões geralmente de queda livre. No Brasil a madeira mais empregada é o eucalipto, principalmente como fundação de obras provisórias. Para obras definitivas tem-se usado as denominadas “madeiras de lei” como por exemplo a peroba, a aroeira, a maçaranduba, o ipê e o guarantã.

A duração madeira é praticamente ilimitada, quando mantida permanentemente submersa. No entanto, se estiverem sujeitas à variação do nível d'água apodrecem rapidamente pela ação de fungos aeróbicos, o que deve ser evitado aplicando-se substâncias protetoras como sais tóxicos à base de zinco, cobre ou mercúrio ou ainda pela aplicação do creosoto. Neste tipo de tratamento recomenda-se o consumo de aproximadamente 15 kg de creosoto por m³ de madeira tratada quando as estacas forem cravadas em terra.

Durante a cravação a cabeça da estaca deve ser munida de um anel de aço de modo a evitar o seu rompimento sob os golpes do pilão. Também é recomendado o emprego de uma ponteira metálica para facilitar a penetração da estaca e proteger a madeira.

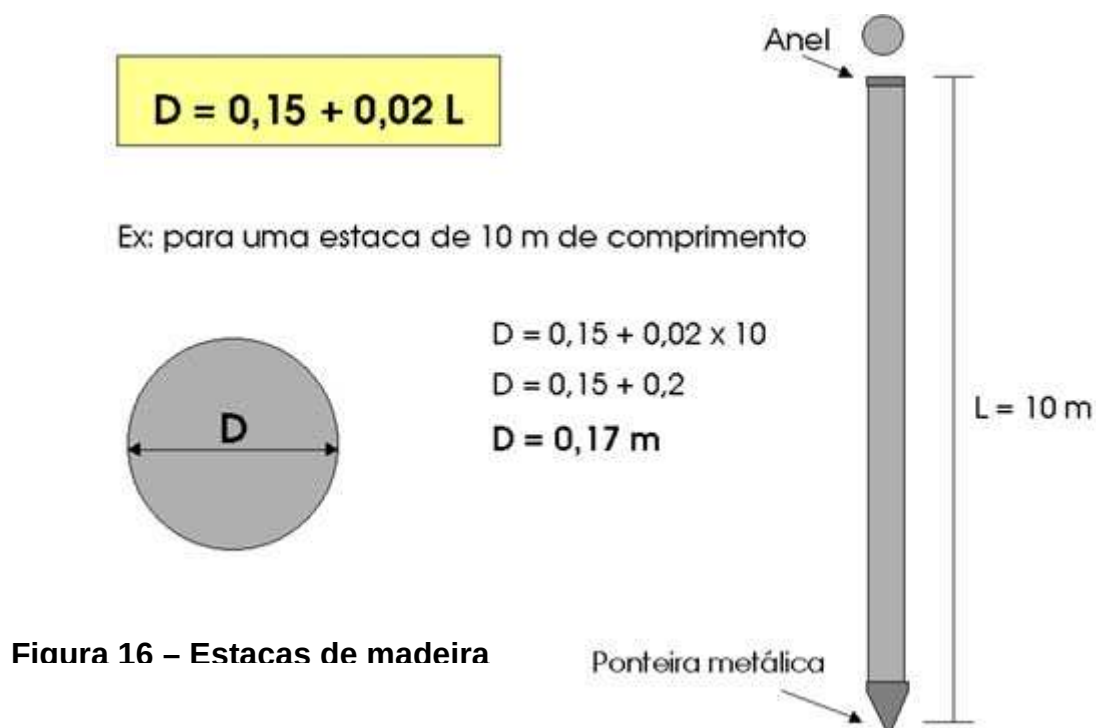


Figura 16 – Estacas de madeira

Do ponto de vista estrutural, a carga admissível das estacas de madeira depende do diâmetro e do tipo de madeira empregado na estaca. Pode-se no entanto, adotar como ordem de grandeza, os valores apresentados na tabela 3.

Tabela 3 : Cargas admissíveis usualmente adotadas em estacas de madeira.

Diâmetro (cm)	Carga (kN)
20	150
25	200
30	300
35	400
40	500

8.4.2.2 Estacas Metálicas

As estacas metálicas são constituídas principalmente por peças de aço laminado ou soldado tais como perfis de seção **I** e **H**, como também por trilhos, geralmente reaproveitados após sua remoção de linhas férreas, quando perdem sua utilização por desgaste.

A principal vantagem das estacas de aço está no fato de se prestarem à cravação em quase todos os tipos de terreno, permitindo fácil cravação e uma grande capacidade de carga.

Sua cravação é facilitada , porque, ao contrário dos outros tipos de estacas, em lugar de fazer compressão lateral do terreno, se limita a cortar as diversas camadas do terreno.

Hoje em dia já não existe preocupação com o problema de corrosão das estacas metálicas quando permanecem inteiramente enterradas em solo natural, porque a quantidade de oxigênio que existe nos solos naturais é tão pequena que a reação química tão logo começa, já acaba completamente com esse componente responsável pela corrosão. Entretanto, de modo a garantir a segurança a NBR 6122 exige que nas estacas metálicas enterradas seja descontada a espessura de 1,5 mm de toda sua superfície em contato com o solo, resultando uma área útil menor que a área real do perfil. A carga máxima atuante sobre a estaca é obtida multiplicando-se a área útil pela tensão admissível do aço $\sigma_c = f_{yk} / 2$ onde f_{yk} é tensão característica à ruptura do aço da estaca.

A tabela 4 apresenta a carga para alguns perfis e trilhos fabricados pela CSN - Companhia Siderúrgica Nacional, calculada com $\sigma_c = f_{yk} / 2 = 120$ MPa. A utilização de

trilhos velhos como estacas só é possível quando a redução do peso não ultrapassar 20% do teórico e nenhuma seção tenha área inferior a 40% da área do trilho novo.

Tabela 4 – Cargas máximas em estacas metálicas completamente enterradas

Tipo de perfil	Denominação	Área (cm ²)	Peso (N/m)	Carga máxima (kN)
Perfis laminados CSN (1 ^a alma)	H 6"x 6"	47,3	371	400
	I 8"x 4"	34,8	273	300
	I 10"x 4 ⁵ / ₈ "	48,1	377	400
	I 12" x 5 ¹ / ₄ "	77,3	606	700
Trilhos (CSN)	TR 25	31,4	246,5	250 (200)
	TR 32	40,9	320,5	350 (250)
	TR 37	47,3	371,1	400 (300)
	TR 45	56,8	446,5	450 (350)
	TR 50	64,2	503,5	550 (400)
	TR 57	72,6	569,0	600 (450)

Nota: Os valores entre parênteses referem-se a trilhos velhos com redução máxima de peso de 20% e nenhuma seção com redução superior a 40%.

8.4.2.3. Estaca de concreto

As estacas de concreto podem ser pré-moldadas ou concretadas no local.

a) Estacas pré-moldadas de concreto

São largamente usadas em todo o mundo possuindo como vantagens em relação às concretadas no local um maior controle de qualidade tanto na concretagem, que é de fácil fiscalização quanto na cravação, além de poderem atravessar correntes de águas subterrâneas o que com as estacas moldadas no local exigiriam cuidados especiais.

Podem ser confeccionadas com concreto armado ou protendido adensado por centrifugação ou por vibração, este de uso mais comum. Tanto nas estacas vibradas quanto nas centrifugadas a cura do concreto é feita a vapor, de modo a permitir a desforma e o estoque da mesma no menor tempo possível. Tendo em vista que a cura a vapor só acelera o ganho de resistência nas primeiras horas, mas não diminui o tempo total necessário para que o concreto atinja a resistência final, as estacas devem permanecer no estoque pelo menos até que o concreto atinja a resistência de projeto.

A seção transversal dessas estacas é geralmente quadrada, hexagonal, octogonal ou circular, podendo ser vazadas ou não.

A carga máxima estrutural das estacas pré-moldadas é em geral indicada nos catálogos técnicos das empresas fabricantes, no entanto a carga admissível só poderá ser fixada após a análise do perfil geotécnico do terreno e sua cravabilidade.

Para não onerar o custo de transporte das estacas, desde a fábrica até a obra, o seu comprimento é limitado a 12 m. Por isso quando se precisar de estacas com mais de 12m as peças devem ser emendadas (Figura 17).

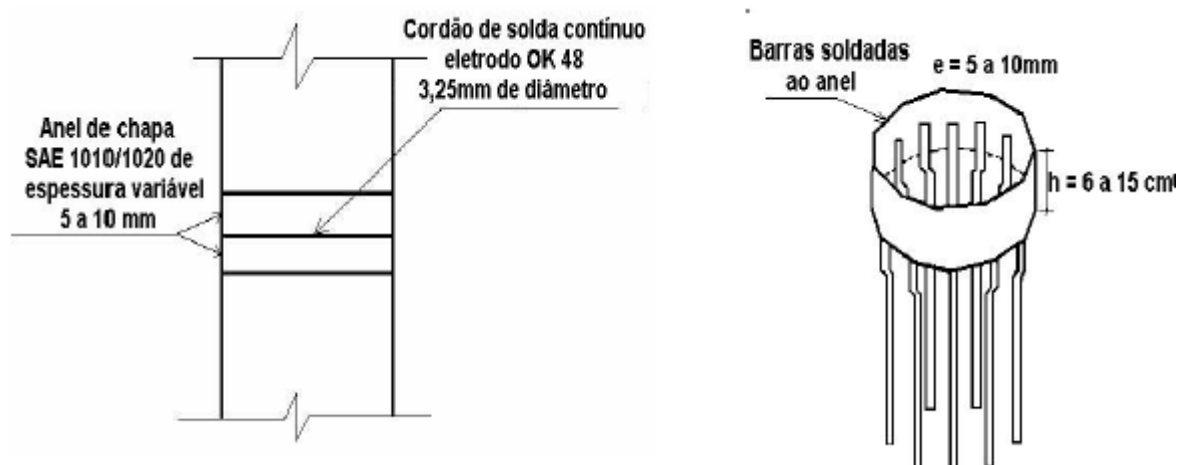


Figura 17 – Emendas em estacas pré-moldadas

Um problema que freqüentemente ocorre nas estacas pré-moldadas de concreto, principalmente se forem vazadas e não protendidas, diz respeito às fissuras (abertura inferior a 1 mm) e às trincas (abertura superior a 1 mm bem como os critérios que devem ser adotados para aceitar ou rejeitar as estacas. A Norma Brasileira NBR 6122/96 não aborda esse assunto mas segundo ALONSO (1996) as estacas que apresentarem fissuras longitudinais, trincas transversais ou longitudinais deverão ser rejeitadas. No caso de fissuras transversais a fissuração não é nociva e, nenhuma providência especial precisa ser tomada quando pelo menos 85% delas não ultrapassarem os valores:

- 0,3 mm para estruturas protegidas com revestimento;
- 0,2 mm para estruturas expostas em meio não agressivo;
- 0,1 mm para estruturas expostas em meio agressivo.

Quando as fissuras ultrapassarem esses valores, porém não atingiram 1 mm, a estaca deverá ser marcada riscando-se com lápis cera especial as fissuras para identificação das mesmas. Estas estacas deverão ser cuidadosamente acompanhadas durante o içamento e aprumo junto aos bate-estacas, quando deverão passar por nova inspeção. Caso as fissuras tenham se fechado até os limites acima mencionados, a estaca poderá ser cravada normalmente. Em caso contrário a estaca deverá ser rejeitada.

Existem vários processos para cravação das estacas pré-moldadas, no entanto qualquer que seja o processo, utilizado em geral de modo a facilitar a passagem da estaca pelas diversas camadas do terreno, no final a estaca será sempre cravada por percussão. Para tanto, utiliza-se um tipo de guindaste especial chamado de bate-estaca que pode ser

dotado de martelo (também chamado de pilão) de queda livre ou automático também denominado martelo diesel. Para amortecer os golpes do pilão e uniformizar as tensões por ele aplicadas à estaca, instala-se no topo desta um capacete dotado de “cepo” e “coxim” conforme é mostrado na figura 18.

b. Estacas concretadas “*in situ*”

Existe uma grande variedade de tipos de estacas concretadas no local diferenciadas entre si principalmente pela forma que são escavadas e pela forma de colocação do concreto.

De um modo geral crava-se um tubo de aço até a profundidade prevista pela sondagem geotécnica, enchendo-se com concreto que vai sendo apiloado até que se retire o tubo. Entre os vários tipos existentes destacam-se as **estacas tipo Franki** e as **estacas tipo Strauss**.

A **estaca tipo Franki** usa um tubo de revestimento cravado dinamicamente com a ponta fechada por meio de bucha e recuperado após a concretagem da estaca. O concreto usado na execução da estaca é de baixo fator água-cimento, resultando em um concreto de slump zero, de modo a permitir o forte apiloamento previsto no método executivo. O concreto com estas características deve atingir $f_{ck} = 20$ MPa e o controle tecnológico do concreto durante a execução da estaca deve prever retirada regular de corpos-de-prova, para serem ensaiados a 3, 7 e 28 dias, iniciando-se ao se executar as primeiras estacas, e continuar para cada grupo de 15 ou 20 estacas executadas. A armação da estaca é constituída por barras longitudinais e estribos que devem ter dimensões compatíveis com o diâmetro do tubo e do pilão. A execução de estacas tipo Franki, quando bem aplicada, praticamente não sofre restrições de emprego diante das características do subsolo, salvo casos particulares como aqueles constituídos por espessas camadas de solo muito mole. A tabela 5 apresenta as cargas admissíveis usuais adotadas em projetos de rotina das estacas tipo Franki executadas pelas empresas que atuam no mercado brasileiro. A adoção dessas cargas depende da análise dos elementos do projeto, podendo ser diminuídas ou aumentadas em projeto de condições especiais.

Tabela 5: Dados básicos para projeto das estacas tipo Franki.

ϕ	30	35	40	52	60
L	15	18	22	30	35
Qc (kN)	450	550	800	1300	1700
Qt (kN)	85	100	130	240	270

L – profundidade máxima recomendável
 Qc – carga admissível de compressão
 Qt – carga admissível de tração

A seguir é relacionado alguns aspectos da estaca tipo Franki, que fazem parte do método de execução, e que a diferencia dos outros tipos de estacas concretadas no local contribuindo para a elevada carga de trabalho da estaca:

- a cravação com ponta fechada isola o tubo de revestimento da água do subsolo, o que não acontece com outros tipos de estaca executada com ponta aberta;
- a base alargada dá maior resistência de ponta que todos os outros tipos de estaca;
- o apiloamento da base compacta solos arenosos e aumenta o seu diâmetro em todas as direções aumentando a resistência de ponta da estaca. Em solos argilosos o apiloamento da base expelle a água da argila, que é absorvida pelo concreto seco da mesma, consolidando e reforçando seu contorno;
- o apiloamento do concreto contra o solo para formar o fuste da estaca compacta o solo e aumenta o atrito lateral;
- o comprimento da estaca pode ser facilmente ajustado durante a cravação.

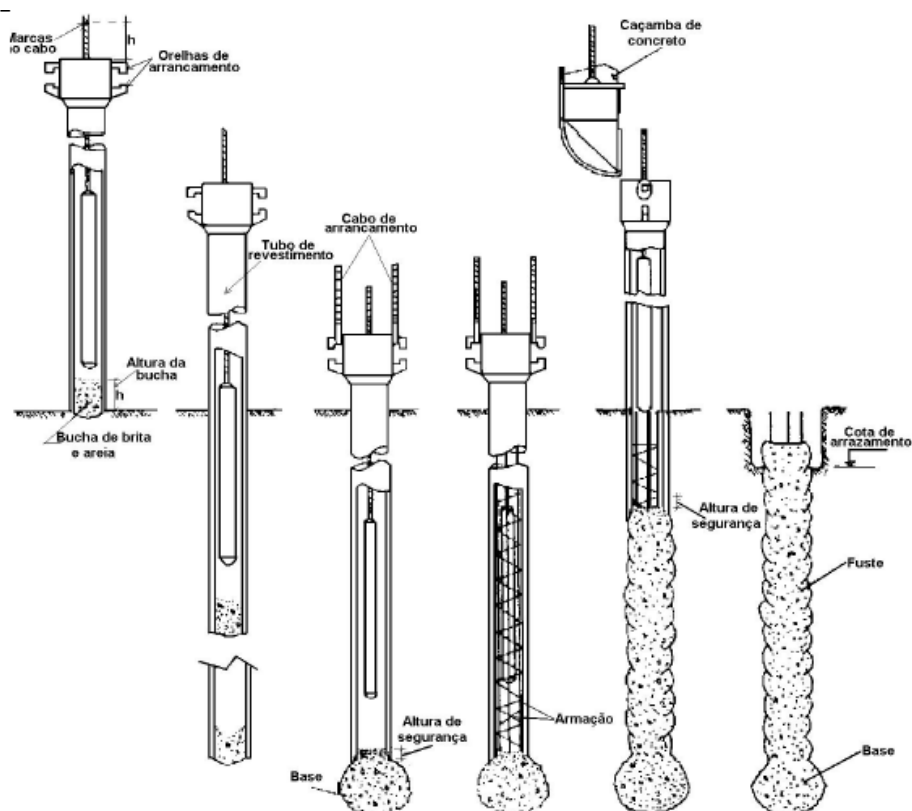


Figura 19 – Fases de execução da estaca tipo Franki

As **estacas tipo Strauss** foram projetadas, inicialmente, como alternativa às estacas pré-moldadas cravadas por percussão devido ao desconforto causado pelo processo de cravação, quer quanto à vibração ou quanto ao ruído. O processo é bastante simples, consistindo na retirada de terra com sonda ou piteira e simultaneamente introduzir tubos metálicos rosqueáveis entre si, até atingir a profundidade desejada e posterior concretagem com apiloamento e retirada da tubulação. Por utilizar equipamento leve e econômico a estaca tipo Strauss possui as seguintes vantagens:

- ausência de vibrações e trepidações em prédios vizinhos;
- facilidade de locomoção dentro da obra; possibilidade de execução da estaca com o comprimento projetado;
- possibilidade de verificar durante a perfuração, a presença de corpos estranhos no solo, matacões, etc. permitindo a mudança de locação antes da concretagem;
- possibilidade da constatação das diversas camadas e natureza do solo, pois a retirada de amostras permite comparação com a sondagem à percussão;
- possibilidade de montar o equipamento em terrenos de pequenas dimensões;
- autonomia, importante em regiões ou locais distantes.

Como principais desvantagens das estacas tipo Strauss podemos citar:

- quando a pressão da água for tal que impeça o esgotamento da água no furo com a sonda, a adoção desse tipo de estaca não é recomendável;
- em argilas muito moles saturadas e em areias submersas, o risco de seccionamento do fuste pela entrada de solo é muito grande, e nesses casos esta solução não é indicada;
- é indispensável um controle rigoroso da concretagem da estaca de modo a não ocorrer falhas, pois a maior ocorrência de danos nesta estacas deve-se a deficiências de concretagem durante a retirada do tubo.

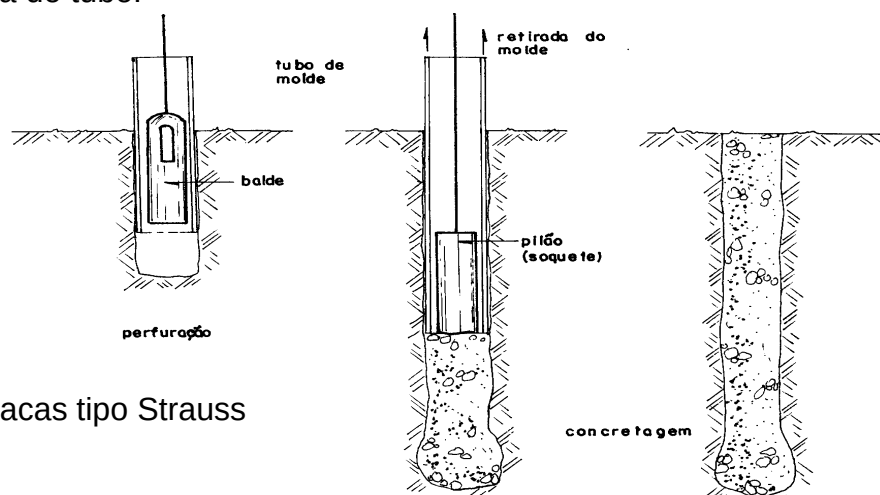


Figura 20 – Execução de estacas tipo Strauss

As estacas tipo Strauss podem ser armadas ou não. No caso das estacas não armadas, o concreto utilizado deve ter um consumo mínimo de 300 kgf/m^3 , consistência plástica (abatimento mínimo de 8 cm) e f_{ck} de 15 MPa. Já o concreto das estacas armadas deve ter um abatimento mínimo de 12 cm e f_{ck} de 15 MPa. Não deverá ser utilizada a pedra 2, mesmo se necessário executivamente. A tabela 6 apresenta as cargas admissíveis para estacas tipo Strauss não armada de acordo com a NBR 6122 em função do diâmetro externo do tubo de revestimento. A carga de trabalho será fixada após análise do perfil geotécnico do terreno.

Tabela 6: Cargas admissíveis em estacas tipo Strauss não armadas.

Diâmetro externo do revestimento (cm)	22	27	32	42	52
Carga admissível estruturalmente (kN) (NBR 6122)	200	300	400	700	1070

8.4.2.5 Blocos de coroamento das estacas

Os blocos de coroamento das estacas são elementos maciços de concreto armado que solidarizam as "cabeças" de uma ou um grupo de estacas, distribuindo para ela as cargas dos pilares e dos baldrames (Figura 22).

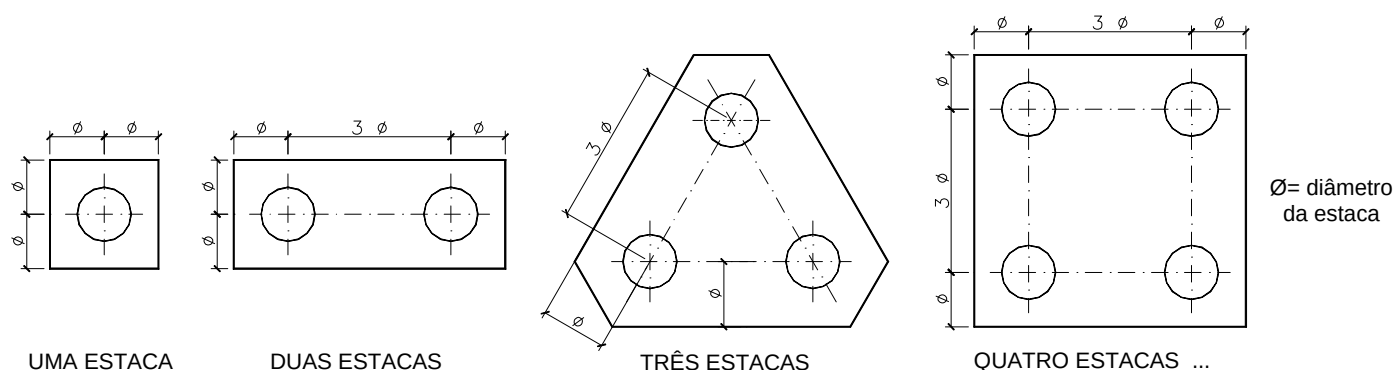


Figura 21 – Configuração em planta dos blocos sobre estacas

As estacas devem ser preparadas previamente, através de limpeza e remoção do concreto de má qualidade que, normalmente, se encontra acima da cota de arrasamento das estacas moldadas "in loco".

Os blocos de coroamento têm também a função de absorver os momentos produzidos por forças horizontais, excentricidade e outras solicitações.

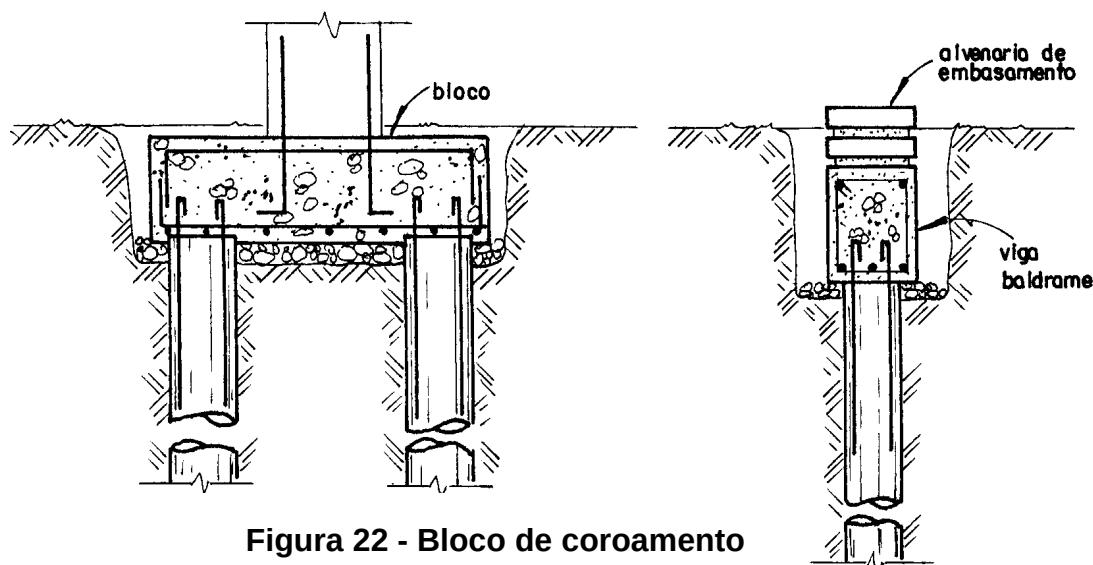


Figura 22 - Bloco de coroamento

8.4.1. Tubulões

Os tubulões são elementos estruturais de fundações profundas, constituídos de fuste e base.

Diferenciam-se das estacas por terem diâmetro geralmente superior àquelas, assim como por permitirem o acesso de um operário no seu interior, para a escavação da base alargada.

Sua principal vantagem é a de resistir a grandes cargas normais, em função de suas dimensões, assim como poder ser executado em locais onde as estacas cravadas não seriam aceitas, quer pelo barulho causado na sua cravação, quer pela vibração e forte energia de impacto que poderiam causar abalos em construções vizinhas.

No caso de só haver carga vertical solicitando o tubulão, este pode ser executado sem armaduras, com seu dimensionamento feito como se tratasse de um pilar não armado e de baixa esbeltez ($\lambda < 30$). Tal consideração é válida por dois motivos: (1) as vigas baldrame que são executadas no topo dos tubulões interligando-os, absorvem eventuais excentricidades e os efeitos de 2ª. ordem podem ser desprezados; (2) o fuste do tubulão está confinado pelo solo que o envolve, reduzindo os efeitos de flambagem. Geralmente, não se considera o peso próprio do tubulão no seu dimensionamento, pois a prática tem demonstrado que o solo, na esmagadora maioria dos casos, apresenta resistência superior à prevista (esperada) no projeto e, ainda, considerando-se que se está retirando um material (solo) e substituindo-se por outro (concreto) cujos pesos específicos não apresentam diferenças significativas (geralmente essa diferença é da ordem de 600 a 800 kgf/m³) quando comparadas com as incertezas nas avaliações de carga da superestrutura. As armaduras, são colocadas apenas no topo do fuste para servir de ligação entre ele e o bloco de coroamento.

Dividem-se em dois tipos básicos: os tubulões a céu aberto, normalmente sem revestimento e não armados no caso de existir somente carga vertical e os a ar comprimido ou pneumático.

Os tubulões a ar comprimido são sempre revestidos, podendo esse revestimento ser constituído de uma camisa de concreto armado ou por uma camisa metálica. Neste caso a camisa metálica pode ser recuperada ou não. São utilizados em solos onde haja a presença de água e que não seja possível esgotá-la.

Com o advento das bombas de imersão de grande capacidade, os tubulões hoje podem ser executados a céu aberto inclusive em locais com nível de lençol freático situado acima da cota de assentamento da sua base.

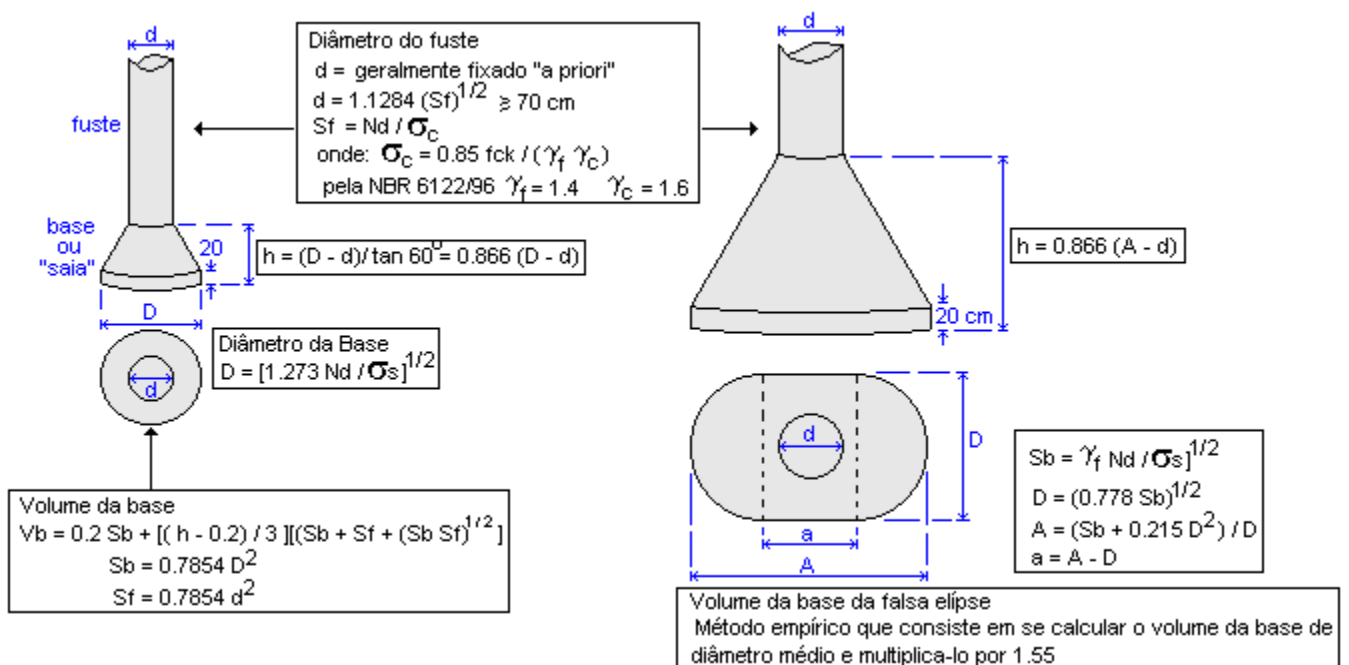
Os tubulões à céu aberto é o mais simples, resulta de um poço perfurado manualmente ou mecanicamente e a céu aberto. Seu emprego é limitado para solos coesivos e acima do nível d'água, existindo dois sistemas de execução Chicago e Gow.

No sistema Chicago a escavação é feita com pá, em etapas, as paredes são escoradas com pranchas verticais ajustadas por meio de anéis de aço. Já no sistema Gow o escoramento é efetuado utilizando cilindros telescópicos de aço cravados por percussão.

Adota-se para o fuste a forma circular, com diâmetro de pelo menos 70 cm a fim de permitir a entrada de uma pessoa, que pode ser o operário ou o engenheiro de solos que avaliará as condições e definirá se o tubulão poderá prosseguir com ou sem revestimento, se o solo apresenta a capacidade de suporte originalmente prevista, etc.

A base, por sua vez, poderá ter planta circular ou oblonga (falsa elipse).

O dimensionamento é bastante simples e a figura a seguir apresenta todas as informações necessárias.



Deve-se evitar trabalho simultâneo em bases alargadas de tubulões, cuja distância entre centros seja inferior a duas vezes o diâmetro ou dimensão da maior base, especialmente Os tubulões a ar comprimido ou pneumáticos utiliza uma câmara de equilíbrio em chapa de aço e um compressor (Figura 23). O princípio é manter, pelo ar comprimido injetado, a água afastada do interior do interior do tubulão.

Quando comparados a outros tipos de fundações os tubulões apresentam as seguintes vantagens:

- os custos de mobilização e de desmobilização são menores que os de bate-estacas e outro equipamentos;
- as vibrações e ruídos provenientes do processo construtivo são de muito baixa intensidade;
- pode-se observar e classificar o solo retirado durante a escavação e compará-lo às condições do subsolo previstas no projeto;
- o diâmetro e o comprimento do tubulão pode ser modificado durante a escavação para compensar condições do subsolo diferentes das previstas;
- as escavações podem atravessar solos com pedras e matacões, sendo possível penetrar em vários tipos de rocha;
- é possível apoiar cada pilar em um único fuste, em lugar de diversas estacas, eliminando a necessidade de bloco de coroamento.

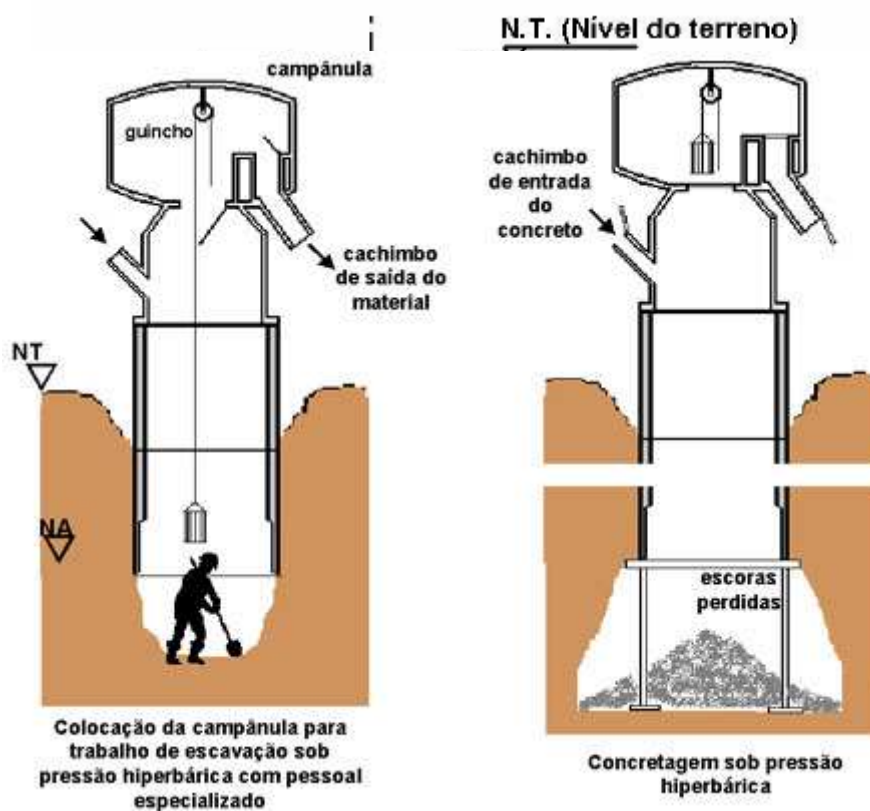


Figura 23 – Tubulões a ar comprimido

Em tubulões ar comprimido seja de camisa de aço, seja de camisa de concreto, a pressão máxima de ar comprimido empregada é de 3,4 atm (340 kPa), razão pela qual esses tubulões têm sua profundidade limitada a 34 metros abaixo do nível do mar. Em qualquer etapa da execução deve-se observar que o equipamento deve permitir que se atendam rigorosamente os tempos de compressão e descompressão previstos pela boa técnica e pela legislação em vigor, só se admitindo trabalhos sob pressões superiores a 150 kPa quando as seguintes providências forem tomadas:

- estar à disposição da obra equipe permanente de socorro médico;
- estar disponível na obra câmara de descompressão equipada;
- existir na obra compressores e reservatórios de ar comprimido de reserva;
- que seja garantida a renovação do ar, sendo o ar injetado em condições satisfatórias para o trabalho humano

Exemplo:

Carga $N = 1000 \text{ kN}$, Taxa de trabalho do solo = 3 kgf/cm^2 , concreto $f_{ck} = 15 \text{ MPA}$ (150 kgf/cm^2)

TUBULÃO DE BASE CIRCULAR

Verificação do diâmetro (d) do fuste

$$d = 1.1284 (S_f)^{1/2}, \text{ com } S_f = N \gamma_f \gamma_c / (0.85 f_{ck}) = (100000)(1.4)(1.6) / (0.85 (150)) = 1756 \text{ cm}^2$$

$$d = 1.1284 (1756)^{1/2} = 47 \text{ cm (vamos adotar o mínimo de 70 cm em função do espaço necessário ao acesso de um homem)}$$

$$D = (1.273 N_d / \text{Taxa de trabalho do solo})^{1/2} = (1.273 (100000 (1.4)) / 3)^{1/2} = 244 \text{ cm, vamos adotar 247 cm}$$

$$\text{Altura total da saia} = h = 0.866(D - d) = 0.866 (247 - 70) = 153 \text{ cm}$$

$$\text{Altura da base reta} = 20 \text{ cm (mínimo)}$$

$$\text{Área da base do tubulão} = 0.7854 D^2 = 0.7854 (247)^2 = 47916 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tensão efetiva no solo} = N_d / S_b = (100000 (1.4)) / 47916 = 2,92 \text{ kgf/cm}^2 < \text{Taxa de trabalho do solo}$$

TUBULÃO DE BASE EM FALSA ELÍPSE

Verificação do diâmetro (d) do fuste já verificado no caso anterior

$$S_b = N_d / \text{Taxa de trabalho do solo} = (100000 (1.4)) / 3 = 46666 \text{ cm}^2$$

$D = [0.778 (S_b)]^{1/2} = [0.778 (46666)]^{1/2} = 190$, vamos adotar $D = 193$ cm

$A = (S_b + 0.215 D^2) / D = (46666 + 0.215(193)^2) / 193 = 290$ cm

$a = A - D = 290 - 193 = 97$ cm

Altura total da saia = $h = 0.866(A - d) = 0.866 (290 - 70) = 190$ cm

Altura da base reta da saia = 20cm (mínimo)

Área da base do tubo = $0.7854 D^2 + (a D) = 0.7854 (193)^2 + (97 (193)) = 47\,976$ cm²

Tensão efetiva no solo = $N_d / S_b = (100000 (1.4)) / 47\,976 = 2,92$ kgf/cm² < Taxa de trabalho do solo

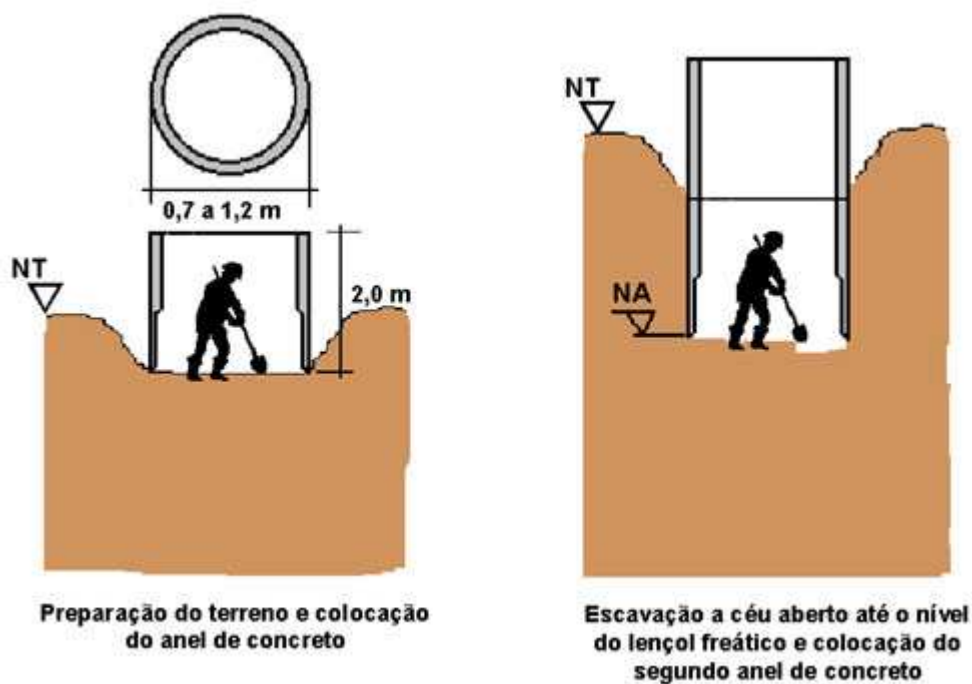


Figura 25 – Execução de um tubo

8.5 Dimensionamento de sapatas em concreto armado

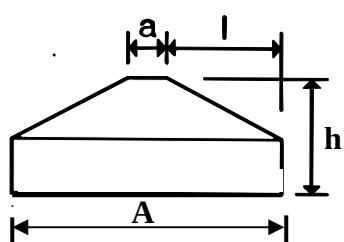


8.5.1 Considerações preliminares

Em função de suas dimensões, as sapatas podem ser classificadas em rígidas e flexíveis, conforme está indicado na figura 26. Esse conceito de rigidez é relativo ao elemento estrutural e não pressupõe nenhum comportamento específico quanto às distribuições de tensões no terreno.

As sapatas flexíveis têm a vantagem do menor consumo de concreto e, por serem mais leves, são mais adequadas em um solo de menor capacidade de carga. Por outro lado, elas exigem um maior consumo de armadura.

As sapatas rígidas têm a vantagem do menor consumo de aço, além de ser possível o emprego de concreto de menor resistência. Por se tratar de uma sapata mais pesada, ela é mais econômica em solos de melhor qualidade.



$$l = (A - a)/2$$

sapata rígida: $h > l/2$

sapata flexível: $h < l/2$

Figura 26 – Sapatas rígidas e flexíveis

A pressão que atua entre a superfície inferior da sapata e o terreno de fundação é a pressão de contato. O conhecimento de sua distribuição é importante, tanto para verificar as tensões no solo, quanto para o cálculo da própria sapata.

A distribuição das pressões no terreno sob uma sapata depende do tipo de solo e da rigidez da própria sapata. A análise deste problema é bastante complexa, com resultados

que, em um grande número de vezes, só dão uma informação qualitativa sobre a verdadeira distribuição das pressões no terreno.

Do ponto de vista do projeto estrutural, pode-se admitir que as pressões sob a sapata se distribuem de maneira uniforme ou com uma variação linear. Na figura 27, representam-se as distribuições usualmente empregadas, em função do tipo de terreno e da rigidez da sapata.

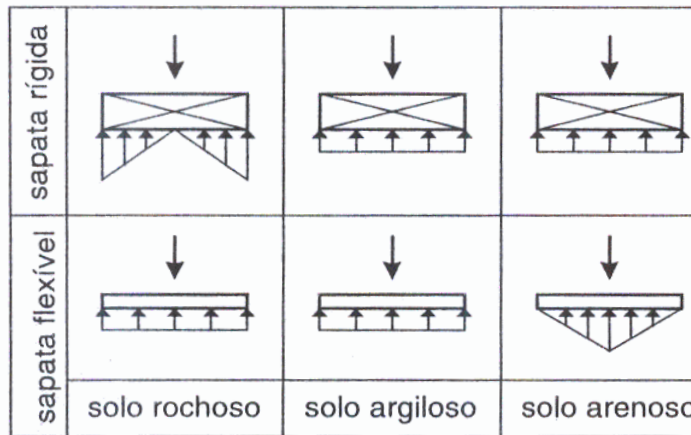


Fig. 27 – Distribuição aproximada das pressões de contato

Assim, exceto para o caso de fundações sobre rochas as reações do terreno sob a base de uma sapata rígida podem ser consideradas uniformes, quando a carga é centrada, ou com uma variação linear, quando a carga é excêntrica, conforme está indicado na figura 28.

Nessa figura, representa-se uma **sapata corrida sob parede**.

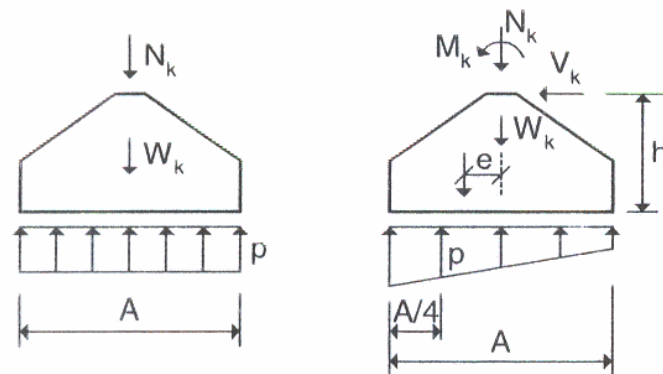


Figura 28 – Reações do solo sob uma sapata rígida

Para o caso de carga centrada, deve-se verificar que

$$\sigma_s = \frac{N_k + W_k}{A} \leq \sigma_{adm} \quad (8.6)$$

onde N_k representa a carga de serviço aplicada e W_k o peso próprio da sapata por unidade de comprimento, bem como o peso do solo acima da sapata e a parte da

parede que não tenha sido contabilizada na carga de serviço N_k , também por unidade de comprimento, ambos com os seus valores característicos, e σ_{adm} é a pressão admissível no solo.

Da equação (8.6), obtém-se a largura A da sapata.

Se a força normal N_k atua simultaneamente com o momento m_k e com a força horizontal V_k , a distribuição das pressões no solo é trapezoidal. Neste caso, permite-se que a pressão máxima no bordo supere ligeiramente a pressão admissível. A verificação pode ser feita para a seção situada a uma distância igual a $A/4$ do bordo, onde a pressão é dada por

$$\sigma_s = \frac{N_k + W_k}{A} \left(1 + \frac{3e}{A}\right) \leq \sigma_{adm} \quad (8.7)$$

Sendo

$$e = \frac{M_k + V_k h}{N_k + W_k} \leq \frac{A}{6} \quad (8.8)$$

Se a excentricidade e for maior que $A/6$, obtém-se a distribuição triangular de pressões indicada na figura 29, já que não é possível haver tensões de tração sob a sapata.

Nesse caso, a pressão máxima no bordo da sapata é dada por

$$\sigma_s = \frac{4(N_k + W_k)}{3(A - 2e)} \quad (8.9)$$

Essa pressão deve ser limitada $\sigma_s \leq 4/3(\sigma_{adm})$ pois, assim como no caso anterior, tolera-se que a pressão máxima no bordo ultrapasse a pressão admissível.

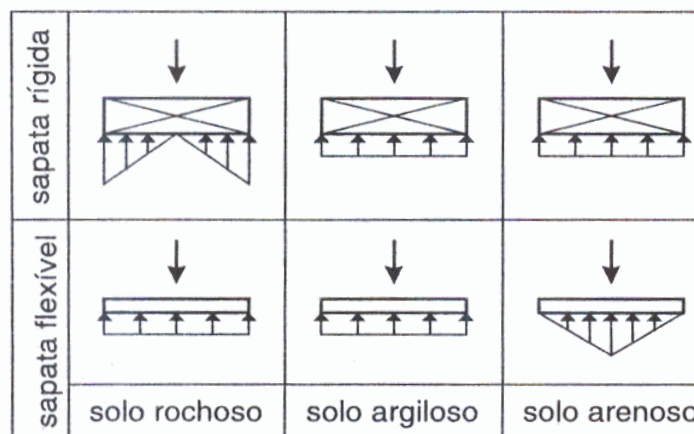


Figura 29 – Reações do solo sob uma sapata rígida quando $e > A/6$

As considerações anteriores podem ser estendidas para o caso de sapata isolada sob um pilar. Se a sapata for rígida, as pressões no solo serão consideradas uniformes ou

com variação linear, conforme a carga seja centrada ou excêntrica. Na figura 30, apresenta-se o caso de uma sapata isolada submetida a uma carga centrada.

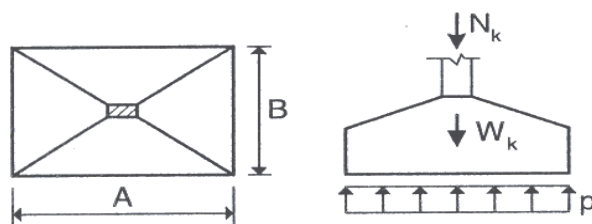


Figura 30 - Sapata rígida sob pilar com carga centrada

A área da base da sapata é determinada fazendo $\sigma_s \leq \sigma_{adm}$, de onde resulta

$$AB \geq \frac{N_k + W_k}{\sigma_{adm}} \quad (8.10)$$

Se a carga for excêntrica, procede-se como no caso da sapata corrida sob parede.

Para as sapatas contínuas sob pilares, pode-se fazer a análise de uma viga sobre base elástica, como indicado na figura 31. Neste caso, admite-se que o solo é elástico, reagindo com uma força proporcional ao recalque da viga. O coeficiente de proporcionalidade k é o módulo de reação do solo. Os esforços na viga e as reações do solo são obtidos em função do coeficiente k e da rigidez à flexão EI da viga. A solução desse problema não será discutida neste trabalho.

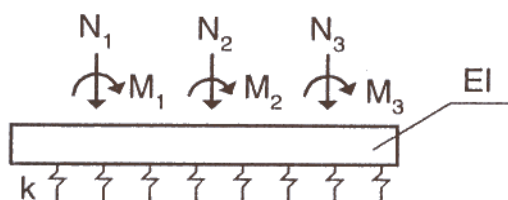


Figura 31 - Viga de fundação sobre base elástica

8.5.2 Dimensionamento de sapatas rígidas sob paredes

Em obras de pequeno porte, como as residências térreas ou sobrados, assentadas sobre solos que ofereçam taxa de trabalho acima de 1 kgf/cm^2 , podem-se utilizar as sapatas corridas como fundações.

Para as sapatas rígidas, a distribuição de deformações em uma seção transversal é não-linear e, portanto, não é aplicável a teoria de flexão de vigas. Neste caso, a sapata deve ser analisada através do modelo de bielas e tirantes.

Para reduzir o consumo de concreto e aliviar o peso da sapata, ela pode ser executada com a forma trapezoidal, indicada na figura 32. O ângulo de inclinação da face superior da sapata deve ser pequeno ($\beta \leq 30^\circ$), para evitar o emprego de formas nessas faces inclinadas.

As sapatas devem se apoiar sobre uma camada de concreto magro, com consumo mínimo de 250kg de cimento por metro cúbico. Essa camada deve possuir uma espessura mínima de 5cm. Na figura 31, indica-se uma seção transversal da sapata.

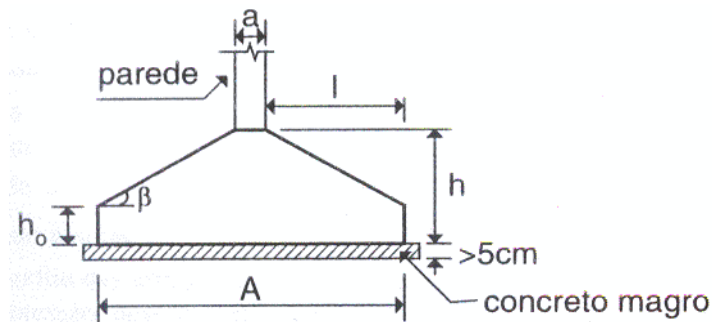


Figura 32 - Sapata corrida sob parede

Para que a sapata possa ser considerada rígida, sua altura h deve ser superior à metade do balanço l . Em função da largura A da sapata e da espessura a da parede, essa condição é dada por

$$h \geq \frac{A - a}{4} \quad (8.11)$$

A espessura h_o nas extremidades da sapata deve obedecer aos limites

$$h_o \geq \begin{cases} h/3 \\ 20\text{cm} \end{cases} \quad (8.12)$$

Se a parede for de concreto armado, a altura da sapata deve permitir que as barras da armadura da parede possam ser ancoradas.

Em virtude das bielas de compressão inclinadas que convergem para o topo da sapata, a ancoragem das armaduras da parede se dá na região superior da sapata. Neste caso, pode-se considerar um comprimento de ancoragem reduzido. Assim, a altura da sapata também deve respeitar a condição

$$h \geq 0,6l_b \quad (8.13)$$

onde l_b é o comprimento básico de ancoragem das armaduras verticais da parede.

Na figura 33, representa-se a sapata submetida à carga de cálculo N_d a qual é transmitida até a base através de uma série de bielas inclinadas que se apóiam no tirante inferior representado pela armadura. Nessa figura, admite-se que as bielas mais distantes do eixo da parede possuem uma inclinação $\theta_m = \text{tg}^{-1} 1/2$, o que corresponde ao emprego de sapatas com a altura mínima dada na equação (8.11). Se a altura h da

sapata for maior do que esse valor mínimo, a inclinação dessas bielas extremas será maior, o que é a favor da segurança.

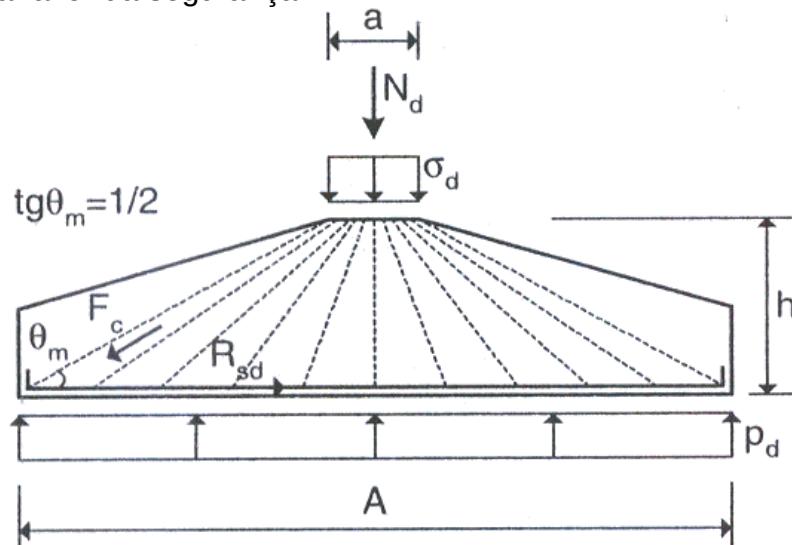


Figura 33 - Modelo de bielas e tirantes

A tensão σ_d aplicada no topo da sapata é dada por

$$\sigma_d = \frac{N_d}{a} = \frac{\gamma_f N_k}{a} \quad (8.14)$$

onde N_d é a força de cálculo transmitida pela parede, por unidade de comprimento da sapata, e $\gamma_f = 1,4$ nos casos usuais.

No caso de paredes de alvenaria, essa tensão de contato é pequena e, em geral, não há risco de esmagamento das bielas de compressão. Nesses casos, a tensão σ_d é limitada pela resistência da alvenaria.

Em se tratando de uma parede de concreto armado, a tensão σ_d pode ser superior à resistência do concreto da sapata, o que indica que a seção de contato não é capaz de absorver a força N_d sem o auxílio das armaduras da própria parede. Neste caso, as bielas de compressão devem convergir para uma seção situada a uma profundidade x a partir do topo da sapata, onde as tensões de compressão no concreto já tenham sido reduzidas o suficiente para que não seja necessário contar com a colaboração da armadura da parede. Essa seção é indicada na figura 34.

Conforme se deduz da figura 33 a tensão de compressão σ_{1d} , em um plano horizontal situado a uma distância x do topo da sapata, é dada por

$$\sigma_{1d} = \frac{N_d}{a + 4x} \quad (8.15)$$

e considerando a equação (8.14), resulta

$$\sigma_{1d} = \frac{a}{a+4x} \sigma_d \quad (8.16)$$

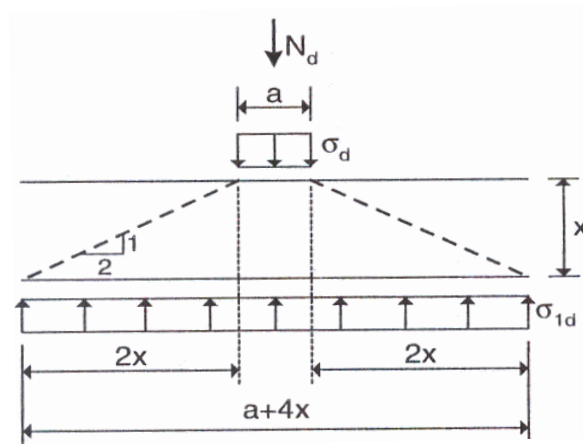


Figura 34 - Tensão normal em uma seção dentro da sapata

Na figura 35, representam-se as tensões de compressão no plano horizontal e em uma biela com uma inclinação genérica θ .

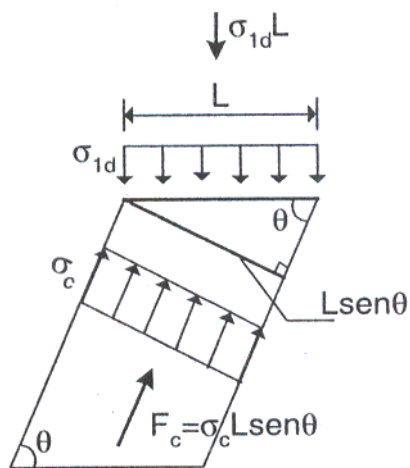


Figura 35 -Tensão de compressão na biela

A tensão σ_c na biela de compressão atua na área $L.\text{sen}\theta$, onde L é a largura da biela medida na horizontal. A força de compressão na biela é dada por

$$F_c = \sigma_c . L . \text{sen}\theta \quad (8.17)$$

Igualando a componente vertical de F_c à força vertical $\sigma_{1d}.L$, obtém-se

$$F_c . \text{sen}\theta = \sigma_{1d} . L \quad (8.18)$$

Das equações (8.17) e (8.18), obtém-se a tensão de compressão na biela inclinada

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{1d}}{\text{sen}^2\theta} \quad (8.19)$$

Para não haver o esmagamento da biela de concreto, deve-se impor a condição $\sigma_c \leq f_{cd}$ onde f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto da sapata. Considerando a equação (8.19), resulta que

$$\sigma_{1d} \leq \text{sen}^2 \theta f_{cd} \quad (8.20)$$

Para a biela mais afastada do centro da sapata, $\theta = \text{tg}^{-1} \frac{1}{2}$ e $\text{sen}^2 \theta = 0,20$.

Logo, as bielas devem convergir para uma seção horizontal dentro da sapata, onde a tensão de compressão foi reduzida a $0,20f_{cd}$ não sendo mais necessária a colaboração da armadura da parede para absorver a força aplicada. Fazendo a $\sigma_{1d} \leq 0,20 f_{cd}$ e considerando a equação (8.16), obtém-se a profundidade dessa seção

$$x = 0,25a \frac{5\sigma_d}{f_{cd}} - 1 \geq 0 \quad (8.21)$$

Se a altura da sapata for determinada de acordo com a expressão (8.11), o valor de x será inferior a $0,15d$, onde d é a distância da armadura inferior de tração até o topo da sapata (altura útil). Somente em casos extremos, quando a pressão admissível no solo é muito alta, obtém-se sapatas de pequena altura e x poderá superar o valor $0,15d$. Desse modo, para os casos correntes, o braço de alavanca $Z = d - x$ pode ser considerado igual a $0,85d$.

Na figura 36, representa-se o modelo de cálculo para o caso de carga centrada.

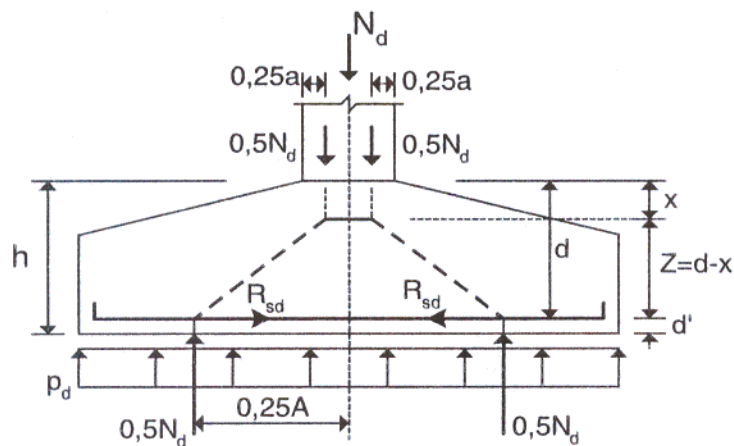


Figura 36 - Modelo para o cálculo da armadura

Do modelo de bielas e tirantes indicado na figura 8.15, pode-se escrever:

$$R_{sd}Z = 0,5N_d (0,25A - 0,25a) \quad (8.22)$$

de onde resulta a força de tração no tirante

$$R_{sd} = \frac{N_d (A - a)}{8Z} \quad (8.23)$$

Fazendo $R_{sd} = A_s f_{yd}$, onde f_{yd} é a tensão de escoamento da armadura, obtém-se a área de aço

$$A_s = \frac{N_d (A - a)}{8Z f_{yd}} \cong \frac{N_d (A - a)}{0,85d \cdot 8f_{yd}} \quad (8.24)$$

Observando a figura 36, verifica-se que a equação (8.22) pode ser escrita na forma

$$R_{sd} = m_d / z \quad (8.25)$$

onde m_d é o momento fletor em uma seção situada a uma distância **0,25a** à direita da face da parede, provocado pela resultante das reações do terreno à esquerda do eixo da parede.

Desse modo, quando a carga é excêntrica, as armaduras podem ser calculadas de acordo com o modelo da figura 22.

Para o modelo da figura 22, resulta

$$R_{sd} = \frac{R_{1d}(x_1 - 0,25a)}{Z} = A_s f_{yd} \quad (8.26)$$

onde R_{1d} é a resultante das reações do terreno à esquerda do eixo da parede e x_1 é a distância de R_{1d} até esse eixo.

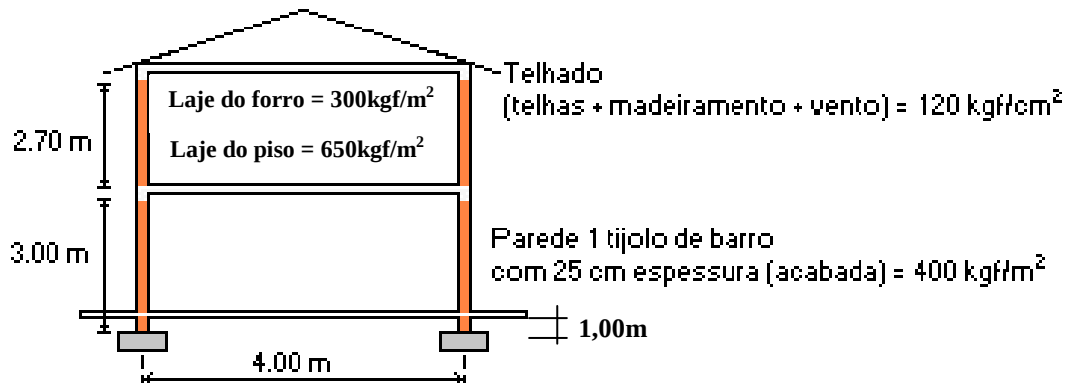
A armadura principal de área A_s deve ser prolongada sem redução de seção em toda a largura da sapata e ancorada com ganchos de extremidade. Para reduzir o risco de ruptura da aderência, deve-se adotar barras de pequeno diâmetro, pouco espaçadas. No sentido da parede, coloca-se uma armadura de distribuição capaz de absorver momentos longitudinais devidos a possíveis recalques diferenciais. A área dessa armadura não deve ser inferior a $A_s / 5$.

Os valores calculados devem ser ainda comparados com os valores de armadura mínima recomendados para as lajes, conforme o item 19.3.3.2 da NBR 6118:2003. Apesar de a norma fazer distinção entre armaduras positivas e negativas, e de lajes armadas em uma ou duas direções, pode-se admitir, para todos esses casos, uma taxa de armadura mínima igual a 0,15% (em relação a área bruta).

As barras longitudinais não devem ter diâmetros superiores 1/8 da espessura da laje (sapata). O espaçamento máximo entre elas não deve ser superior a 20cm nem 2h, prevalecendo o menores desses dois valores.

Exemplo: Projetar as sapatas corridas sob as paredes para a situação mostrada no corte da estrutura abaixo.

Considerar: Taxa de Trabalho do Solo (σ_{adm}) = 1,2 kgf/cm² ; Concreto f_{ck} = 15 MPa (150 kgf/cm²)



Cálculo das cargas para a fundação

telhado = 120 (4/2) = 240 kgf/m

laje forro = 300 (4/2) = 600 kgf/m

laje piso = 650 (4/2) = 1300 kgf/m

paredes = 400 (3+2,7) = 2280 kgf/m

Carga total de serviço em cada sapata = (240 + 600 + 1300 + 2280) = **$N_k = 4420$ kgf/m**

- Espessura da parede: $a = 25$ cm

- Concreto da sapata: $f_{ck} = 15$ MPa

- Tensão de escoamento do aço: $f_{yk} = 500$ MPa (CA-50)

- Peso específico do solo: $\gamma_s = 1,8$ kgf/dm³

1) Projeto geométrico

Estimando o peso próprio da sapata e o peso do solo como 5% do valor da carga aplicada, tem-se

$W_k = 0,05N_k = 221$ kgf/m

Carga total: $N_k + W_k = 4621$ kgf/m = 46,41 kgf/cm

Largura da sapata: $A \geq \frac{N_k + W_k}{\sigma_{adm}} = \frac{46,41}{1,2} = 38,68$ cm

Largura adotada: 40cm

Altura: $h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{40 - 25}{4} = 3,8$ cm

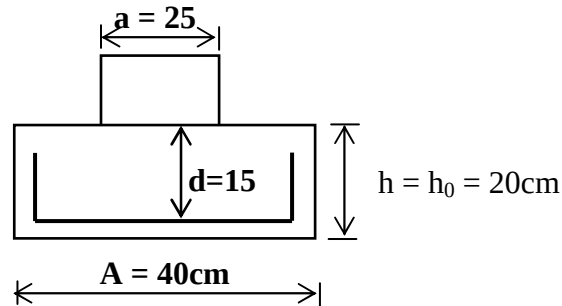
Altura adotada: 20cm

A espessura h_0 nas extremidades da sapata deve obedecer os limites

$$h_0 \geq \begin{cases} h/3 \cong 7\text{cm} \\ 20\text{cm} \end{cases}$$

h_0 adotado: 20cm

Na abaixo, indica-se a seção transversal da sapata.



Verificação:

Peso próprio da sapata:

$$P_{\text{sap}} = 0,20 \times 0,40 \times 2500 = 200 \text{ kgf/m}$$

Peso próprio do solo acima da sapata:

$$P_{\text{sol}} = (0,40 - 0,25) \times 1,0 \times 1800 = 270 \text{ kgf/m}$$

$$\text{Logo } N_k + W_k = 4890 \text{ kgf/m} = 48,90 \text{ kgf/cm}$$

$$\text{A pressão no solo é: } p = 48,90/40 = 1,22 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} \times 1,05 = 1,26 \text{ kgf/cm}^2$$

2) Verificação das tensões no concreto

$$N_d = 1,4 N_k = 6188 \text{ kgf/m} \Rightarrow N_d = 61,68 \text{ kgf/cm}$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{a} = \frac{61,68}{25} \cong 2,47 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / 1,4 = 10,71 \text{ MPa} = 107,1 \text{ kgf/cm}^2$$

Como $\sigma_d < 0,20 f_{cd} = 21,42 \text{ kgf/cm}^2$, significa que as bielas de compressão podem convergir para a seção do topo da sapata, sem perigo de esmagamento. Nesse caso, pode-se considerar o braço de alavanca igual a altura útil, ou seja $Z = d = 15\text{cm}$.

3) Cálculo das armaduras

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_d(A-a)}{8Zf_{yd}} = \frac{61,68(40-25)}{8 \times 15 \times 4348} \cong 0,002 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 0,0015 \times 20 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotando } \phi 5 \text{ c. 16 (cm), tem-se } A_s = 1,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armação de distribuição: } A_{sd} = A_s / 5 = 0,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução: 3 ϕ 5 c. 15

Na figura 36 encontram-se representadas as armaduras.

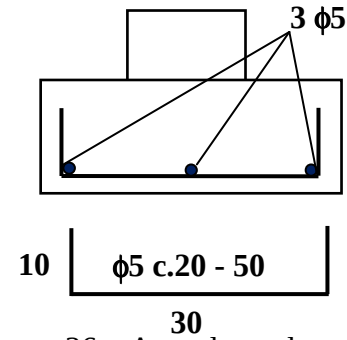


Figura 36 – Armaduras da sapata

8.5.3 Sapatas rígidas isoladas

O cálculo das sapatas rígidas isoladas segue um procedimento idêntico ao que foi apresentado para as sapatas corridas sob paredes. A principal diferença é que, neste caso, as armaduras são calculadas para as duas direções. A figura 37 indica as dimensões da sapata sob pilar.

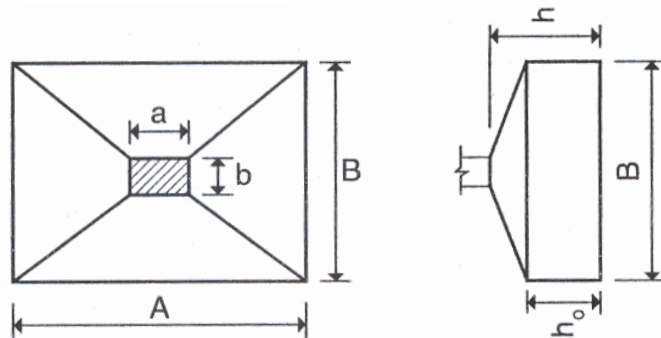


Figura 37 – Sapata rígida sob pilar

A área da base da sapata, $S = AB$, é determinada conforme a seção 8.5.2. Se a carga é centrada, emprega-se a equação (8.27).

Conhecida a área S , deve-se fixar uma relação entre os lados A e B . Por exemplo, pode-se adotar:

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \quad (8.27)$$

onde a e b são as dimensões do pilar

Com essa restrição, resulta:

$$A = \sqrt{\frac{a}{b}} S \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{b}{a}} S \quad (8.28)$$

Para a sapata ser considerada rígida, a altura h deve obedecer os limites

$$h \geq \frac{A-a}{4} \quad \text{e} \quad h \geq \frac{B-b}{4} \quad (8.29)$$

Além disso, deve-se garantir que $h \geq 0,6l_b$ para permitir a ancoragem longitudinal no pilar. A Tabela 7 a seguir apresenta os comprimento de ancoragem previstos pela NBR 6118/2003 em função do diâmetro e do tipo de concreto.

Tabela 7 -Comprimento de ancoragem em função do diâmetro – NBR 6118:2003

Concreto	Sem gancho	Com gancho
C15	53 ϕ	37 ϕ
C20	44 ϕ	31 ϕ
C25	38 ϕ	26 ϕ
C30	33 ϕ	23 ϕ
C35	30 ϕ	21 ϕ
C40	28 ϕ	19 ϕ
C45	25 ϕ	18 ϕ
C50	24 ϕ	17 ϕ

A altura h_0 na borda deve respeitar os limites $h/3$ e 20cm.

Quando o lado A da sapata for superior a $2B$, recomenda-se colocar uma nervura central, como na figura 38. Nesse caso, o cálculo na direção do lado B é idêntico ao de uma sapata corrida sob parede. A nervura é calculada como uma viga em balanço submetida às reações do terreno.

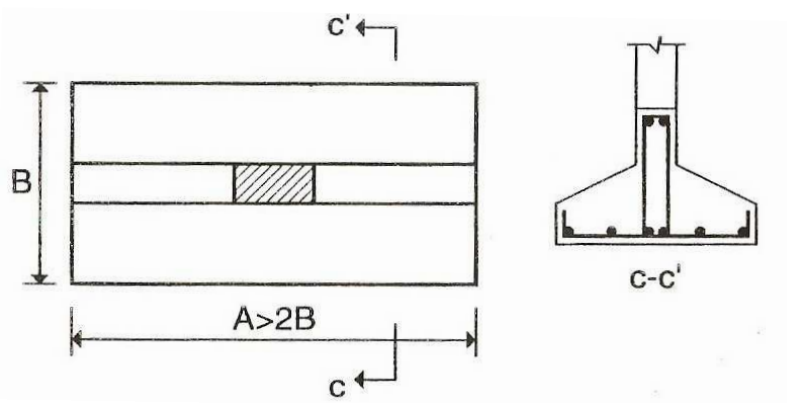


Figura 38– Sapata alongada

A tensão σ_d aplicada no topo da sapata é dada por

$$\sigma_d = \frac{N_d}{ab} \quad (8.30)$$

onde N_d é a força normal de cálculo do pilar.

Se resultar $\sigma_d > 0,20 f_{cd}$, as bielas devem convergir para uma seção situada a uma distância x do topo da sapata. A área dessa seção é mostrada na figura 39.

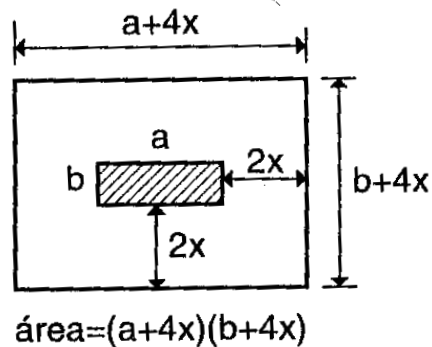


Figura 39 – Seção a uma distância x do topo da sapata

A tensão normal nesse plano horizontal é

$$\sigma_{1d} = \frac{N_d}{(a+4x)(b+4x)} \quad (8.31)$$

Introduzindo (30) e fazendo $\sigma_{1d} \leq 0,20 f_{cd}$, resulta

$$\sigma_{1d} = \sigma_d \frac{ab}{(a+4x)(b+4x)} \leq 0,20 f_{cd} \quad (8.32)$$

Essa equação fornece a profundidade x da seção para onde as bielas devem convergir. O braço de alavanca é $Z = d - x$.

Na figura 40, indicam-se as duas seções transversais para o cálculo dos momentos e dimensionamento das armaduras.

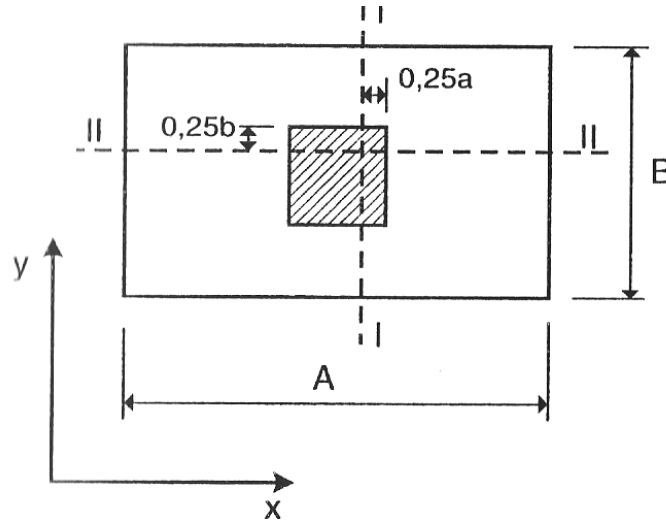


Figura 40 – Seções de referência para o cálculo das armaduras

Se R_{1d} é a resultante das reações do terreno que atuam à direita da seção que passa pelo eixo do pilar e é paralela à seção I e se x_1 é a distância de R_{d1} até o eixo do pilar a área de aço necessária segundo a direção x é

$$A_{sx} = \frac{R_{1d}(x_1 - 0,25a)}{Zf_{yd}}, \text{ cm}^2 \quad (8.33)$$

Analogamente, a área de aço segundo a direção y é dada por

$$A_{sy} = \frac{R_{2d}(y_1 - 0,25b)}{Zf_{yd}}, \text{ cm}^2 \quad (8.34)$$

onde R_{2d} é a resultante das reações do terreno que atua m acima da seção que passa pelo eixo do pilar e é paralela à seção II e y_1 é a distância de R_{d2} até o eixo do pilar.

Nas equações (8.33) e (8.34), subentende-se que as seções I e II são tomadas no sentido das maiores pressões no terreno.

Se a carga é centrada, as armaduras são calculadas com as expressões

$$A_{sx} = \frac{N_d(A - a)}{8Zf_{yd}}, \text{ cm}^2 \quad (8.35)$$

$$A_{sy} = \frac{N_d(B - b)}{8Zf_{yd}}, \text{ cm}^2 \quad (8.36)$$

Na figura 41, indica-se o detalha mento das armaduras da sapata. Observa-se que a armadura do pilar, incluindo os estribos, é colocada até o fundo da sapata. A espera deixada sobre a sapata tem o comprimento de ancoragem l_b .

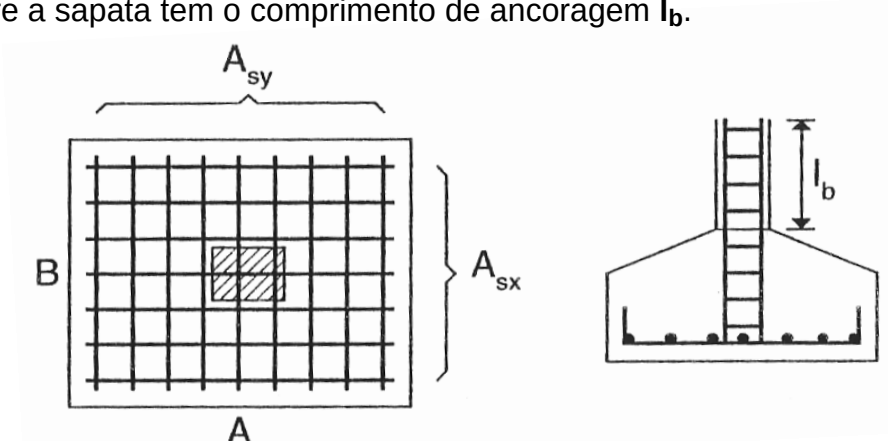


Figura 41 – Disposição das armaduras na sapata

Exemplo: Projetar uma sapata isolada com os seguintes dados:

- Carga de serviço no pilar: $N_k = 300\text{kN}$
- Seção do pilar: $a = 30\text{cm}$; $b = 20\text{cm}$
- Pressão admissível no solo: $\sigma_{adm} = 0,20\text{MPa}$
- Concreto da sapata: $f_{ck} = 20\text{MPa}$
- Aço: CA 50
- Profundidade da base da sapata: $1,80\text{m}$
- Peso específico do solo: $\gamma_s = 1,75\text{kgf/dm}^3$
- Armadura do pilar: $8\phi 10\text{mm}$

1) Projeto geométrico

Estimando W_k como 5% do valor da carga aplicada, a área S da sapata é dada por

$$S = \frac{1,05N_k}{\sigma_{adm}} = \frac{1,05 \times 300}{0,02} \cong 15750\text{cm}^2$$

$$A = \sqrt{\frac{a}{b}} S = \sqrt{\frac{30}{20}} 15750 = 153,7\text{cm}$$

$$B = \sqrt{\frac{b}{a}} S = \sqrt{\frac{20}{30}} 15750 = 102,5\text{cm}$$

Valores adotados: $A = 160\text{cm}$; $B = 110\text{cm}$

Altura da sapata

$$h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{160-30}{4} = 32,5\text{cm}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{110-20}{4} = 22,5\text{cm}$$

$$h \geq 0,6 \times l_b = 0,6 \times 44 \times 1 = 26,4\text{cm}$$

Altura adotada: $h = 35\text{cm}$

$$h_0 \geq \begin{cases} \frac{h}{3} \cong 12\text{cm} \\ 20\text{cm} \end{cases} \Rightarrow h_0 = 20\text{cm}$$

Na figura 42, indicam-se as dimensões da sapata.

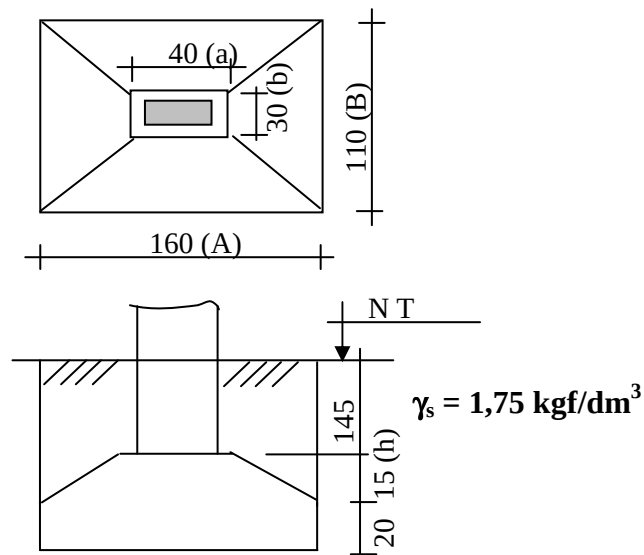
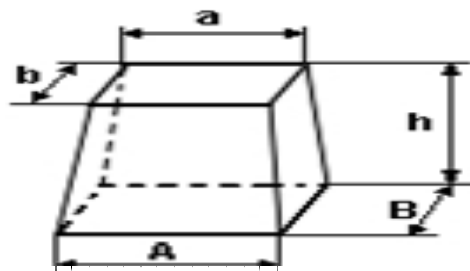


Figura 42 – Dimensões adotadas

OBS: A figura a seguir indica a expressão que calcula o volume de um tronco de pirâmide.



$$V = \frac{h}{6} [(2A + a)B + (2a + A)b]$$

$$V_{\text{sap}} = 0,20 \times 1,60 \times 1,1 + (0,15/6)[(2 \times 1,6 + 0,40) \times 1,10 + (2 \times 0,40 + 1,60) 0,30] = 0,469 \text{ m}^3$$

$$pp_{sap} = 0,469 \times 2500 = 1172,5 \text{ kgf}$$

$$pp_{pp} = 0,20 \times 0,30 \times 1,45 \times 2500 = 217,5 \text{ kgf}$$

$$pp_{sol} = [1,60 \times 1,10 \times 1,8 - (0,469 + 0,087)] \times 1750 = 2,612 \times 1750 = 4571 \text{ kgf}$$

$$N_k + W_k = 30000 + 1172,5 + 217,5 + 4571 = 35961 \text{ kgf}$$

$$p = 35961 / (160 \times 110) = 2,04 \text{ kgf/cm}^2 < 2 \times 1,05 = 2,1 \text{ kgf/cm}^2$$

2) Verificação das tensões no concreto

$$N_d = 1,4 N_k = 420 \text{ kN}$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{ab} = \frac{420}{30 \times 20} = 0,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = 14 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cd} = 1,4 \text{ kN/cm}^2$$

Como $\sigma_d > 0,20 f_{cd} = 0,28 \text{ kN/cm}^2$, significa que as bielas de compressão devem convergir para um plano horizontal situado abaixo do topo da sapata. A profundidade x desse plano é obtida resolvendo-se a equação (8.32). Feito isto, resulta $x = 3,5 \text{ cm}$.

Logo, o braço de alavanca é:

$$Z = d - x = 30 - 3,5 \Rightarrow Z = 26,5 \text{ cm}$$

Observa-se que esse valor é bem próximo de $0,85d = 25,5 \text{ cm}$.

3) Cálculo das armaduras

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sx} = \frac{N_d(A-a)}{8Zf_{yd}} = \frac{420(160-30)}{8 \times 26,5 \times 43,48} = 5,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{sy} = \frac{N_d(B-b)}{8Zf_{yd}} = \frac{420(110-30)}{8 \times 26,5 \times 43,48} = 4,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{sxmin} = 0,0015 \times 110 \times 35 = 5,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{symin} = 0,0015 \times 160 \times 35 = 8,4 \text{ cm}^2$$

Logo será a dotada armadura mínima de cada uma das direções

Solução

Direção x (do lado maior): 9 ϕ 10 c.15

Direção y (do lado menor): $9\phi 8 \text{ c.15}$

Na figura 32, encontram-se representadas as armaduras

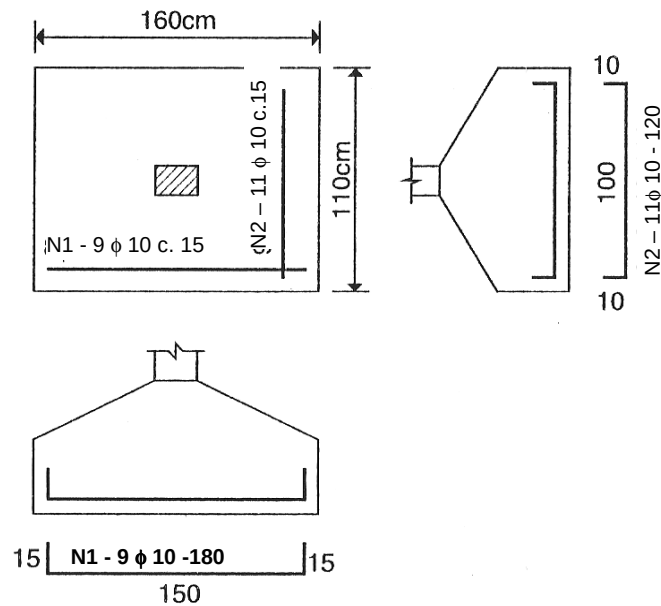


Figura. 43 – Armaduras da sapata isolada

8.5.4 Sapatas excêntricas

Diz-se que uma sapata é solicitada à carga excêntrica quando submetida a:

- uma força vertical cujo eixo não passa pelo centro de gravidade da superfície de contato da fundação com o solo;
- forças horizontais situadas fora do plano da base da fundação;
- qualquer outra composição de forças que gerem momentos na fundação.

Consideremos o esquema a seguir (Figura 44) uma placa, com rigidez suficiente para não se deformar, quando solicitada por uma carga P e apoiada sobre o solo.

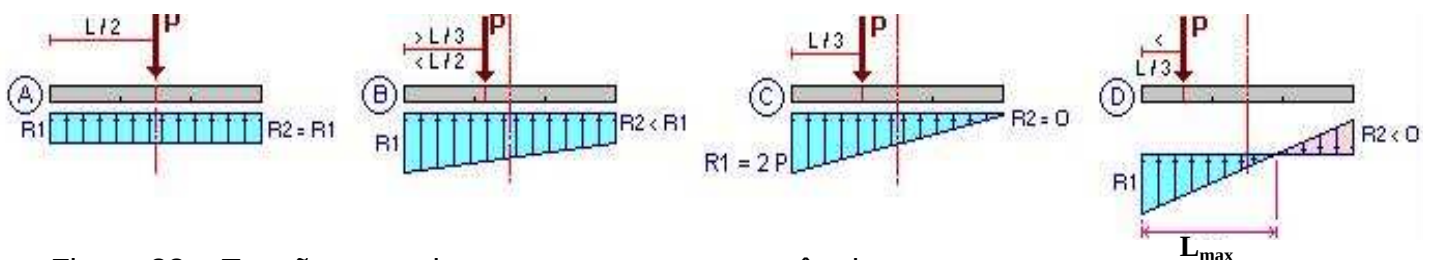


Figura 33 – Tensões no solo para carregamento excêntrico

Na figura 44 A temos a carga P aplicada exatamente no centro da placa. A reação do solo será uniforme em todo o comprimento L da placa. $R_1 = R_2$

Se a carga se deslocar, para a esquerda por exemplo, como se mostra na figura 44 B, é intuitiva e imediata a constatação de que a reação (R_1) do solo crescerá, para esse lado enquanto no lado oposto ela decrescerá ($R_2 < R_1$).

Continuando o deslocamento da carga P , ela passará por um ponto tal que a reação (R_2) se anulará, e R_1 atingirá seu valor máximo, como se mostra na figura 44 C.

Como, sabemos, o centro de massa de um triângulo, situa-se a $1/3$ de sua base, então, quando a carga P estiver aplicada nesse mesmo ponto, o conjunto estará em equilíbrio e R_1 terá seu valor máximo dado por; $(R_1 + R_2) / 2 = P$. Como $R_2 = 0$, então $R_1 = 2 P$.

Se a carga P continuar se deslocando, surgirão tensões de tração no solo, como se mostra na figura 44 D. Essas tensões não são resistidas por ele o que quer dizer que, independentemente do comprimento L da placa, existe um ponto, além do qual essa dimensão não contribui na resistência da mesma.

Este tipo de sapata (com carga excêntrica) ocorre em geral nas sapatas de divisa e nesse caso devemos adotar a solução com viga de equilíbrio na sapata para deslocar a carga para o centro da sapata. Dessa forma pode-se considerar que as pressões no solo se distribuem uniformemente sob a sapata da divisa.

A figura 45 esclarece esse tipo de fundação bem como a geometria da viga de equilíbrio e a da sapata da divisa.

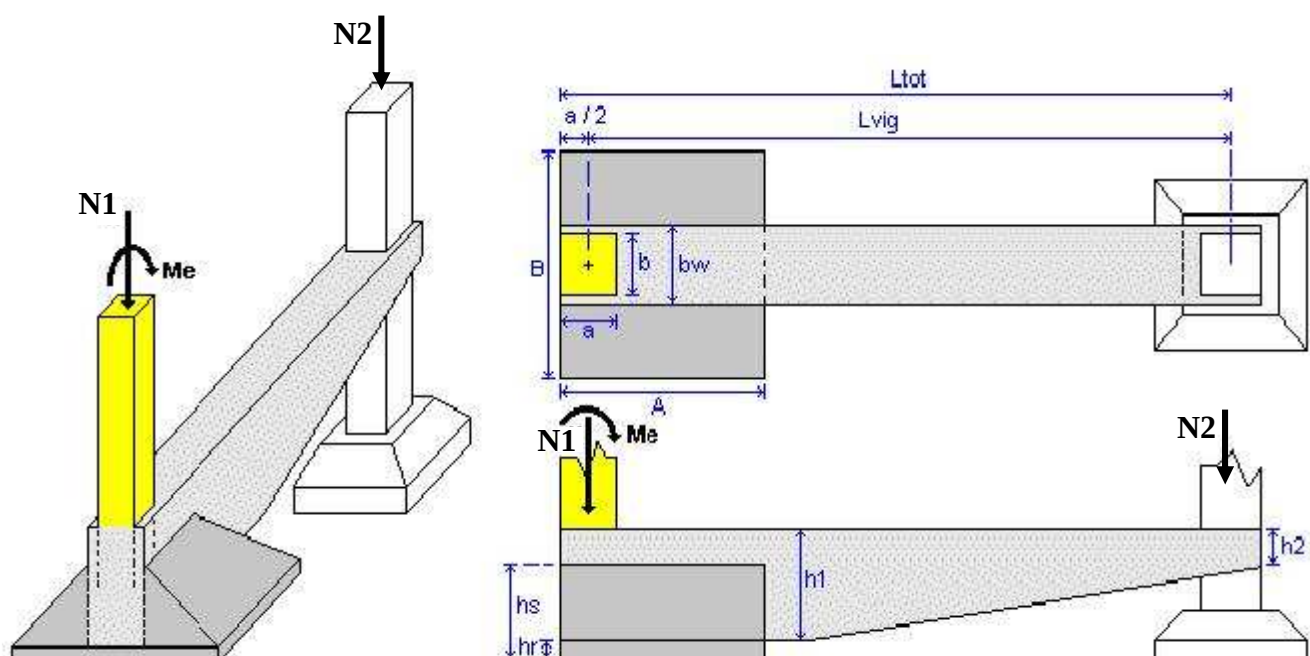


Figura 45 – Sapata de divisa com viga de equilíbrio

Dimensionamento

A resultante das reações no solo é suposta atuando no eixo da sapata. Com isso, o diagrama de tensões no solo será retangular, o que melhora de forma significativa as condições de segurança da fundação, quanto ao problema de escavações eventualmente realizadas na divisa (terreno vizinho).

Como toda a sapata está em tensão uniforme, uma eventual escavação na sua lateral de divisa, afeta pequena parte da resistência final.

A figura 46 apresenta o modelo de cálculo da viga de equilíbrio. A carga de serviço do pilar de divisa é $N1$. No pilar interno, ao qual a viga de equilíbrio está ligada, a carga de serviço é $N2$. A pressão no solo sob a sapata é uniforme e igual a p . Para levar em conta o peso próprio da sapata, da viga de equilíbrio, do solo sobre a sapata e do pescoço do pilar, a carga do pilar da divisa é acrescida em 10%.

A figura 46 esclarece esse tipo de fundação.

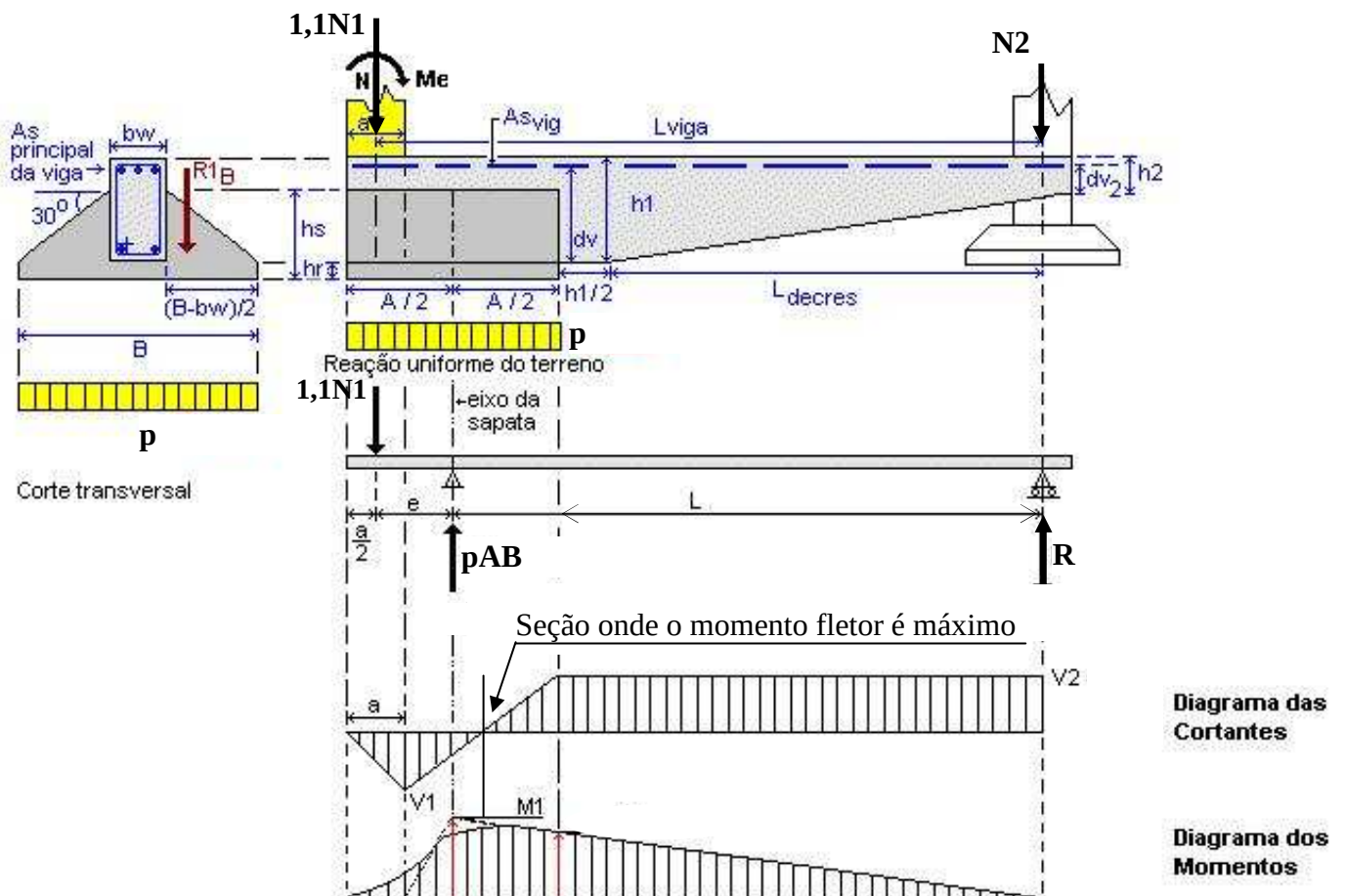


Figura 46 – Sapata com viga de equilíbrio

Dimensionamento

Aplicando a equação de equilíbrio de forças, tem-se

$$pAB + R - 1,1N1 = 0 \quad (8.37)$$

A equação de equilíbrio de momentos em relação ao apoio interno (CG da sapata interna) é então

$$pAB\left(L + \frac{A}{2}\right) - 1,1N1\left(L + A - \frac{a}{2}\right) = 0 \quad (8.38)$$

Da equação (8.38). obtém-se

$$p = \left(\frac{1,1N1(2L + 2A - a)}{AB(2L + A)} \right) \quad (8.39)$$

Fazendo $p \leq \sigma_{adm}$, pode-se determinar as dimensões A e B da sapata da divisa. Entretanto, como o **vão L** não é conhecido, o problema deve ser resolvido por tentativas. Para isso, escolhe-se um valor para a dimensão **A**, com o qual fica definido o vão **L**. Escrevendo-se $p \leq \sigma_{adm}$, obtém-se a dimensão **B** e verifica-se se esse valor é satisfatório. Caso isso não ocorra, deve-se alterar o valor de **A** e repetir os cálculos, até que as dimensões sejam compatíveis com o espaço disponível para a localização da sapata.

Substituindo (8.39) em (8.37) resulta

$$R = - \frac{1,1N1(A - a)}{(2L + A)} \quad (8.40)$$

que é a reação no apoio interno.

Observa-se que essa reação é negativa, ou seja, dirigida para baixo. Dessa forma, haverá um alívio de carga na sapata interna. Por prudência, considera-se apenas um alívio de **R/2**, ou seja, a sapata interna é projetada para a carga **N2 – 0,5R**.

Para o dimensionamento da viga, considera-se somente a carga N1 do pilar. Então, a reação do terreno $p' = pA$, por unidade de comprimento, é dada por

$$p' = \frac{N1(2L + 2A - a)}{A(2L + A)} \quad (8.41)$$

Assim, a sapata de extremidade é dimensionada de modo idêntico a uma sapata corrida sob a parede. A armadura principal, colocada na direção do lado B, é calculada para a

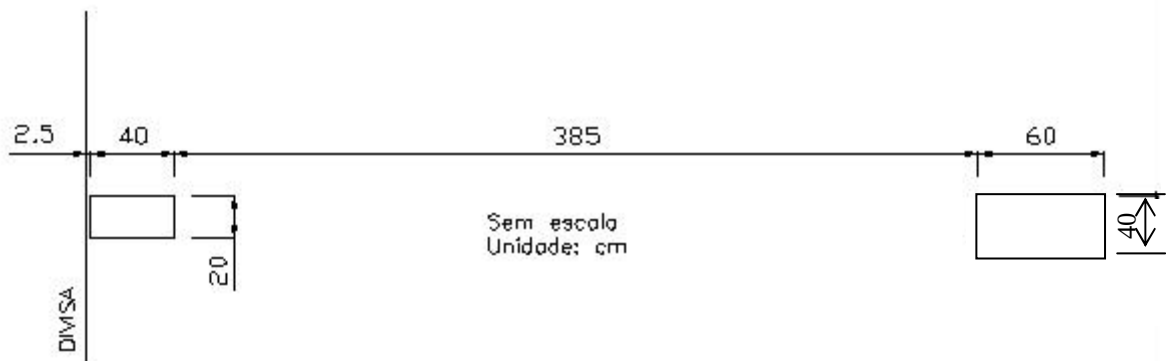
carga $N_d = 1,4 p'$ com o emprego da equação (8.24) **substituindo-se nessa equação A por B e a por b.**

Para o cálculo dos esforços na viga de equilíbrio

Exemplo:

Um pilar de divisa de 40x20cm está submetido a uma carga de compressão de 650 kN (veja figura abaixo). O pilar central apresenta dimensões de 60x20 cm com carga vertical de compressão de 780 kN, e está ligado ao pilar de divisa por meio de uma viga alavanca. Tanto o pilar central quanto ao pilar de divisa deverão receber fundação em sapatas isoladas. Dimensionar, a fundação do pilar da divisa e a viga de equilíbrio. Efetuar todas as verificações necessárias, detalhando as armaduras a serem dispostas na sapata.

Dados: Aço CA-50A; C-20; armadura do pilar de divisa=16 ϕ 12,5. Tensão admissível do solo na base da sapata da divisa igual a 0,022 kN/cm². Profundidade as base da sapata: 1,5m. Tensão admissível do solo na base da sapata da divisa igual a 0,03 kN/cm². Profundidade as base da sapata: 2,5m.



1 – Pré-dimensionamento da sapata da divisa

$$AB \geq 1,1 N_1 / \sigma_{adm}$$

$$AB \geq 1,1 \times 650 / 0,022 = 32500 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B}{A} = \frac{b}{a} = 0,5$$

$$B = 0,5A$$

$$A \times 0,5 A \geq 32500$$

$$A^2 \geq 65000$$

$$A \geq 255 \text{ cm}$$

$$\text{Adotado: } A = 270 \text{ cm}$$

$$\text{Logo } L = 185 \text{ cm}$$

$$p = \left(\frac{1,1N_1(2L + 2A - a)}{ABx(2L + A)} \right)$$

$$0,022 \geq \left(\frac{1,1 \times 650(2 \times 185 + 2 \times 270 - 40)}{270B(2 \times 185 + 270)} \right)$$

$$B \geq 163,6\text{cm}$$

Adotado: $B = 170\text{cm}$

$$p' = \frac{N_1(2L + 2A - a)}{A(2L + A)}$$

$$p' = \frac{650(2 \times 185 + 2 \times 270 - 40)}{270(2 \times 185 + 270)} = 3,27\text{kN/cm}$$

$$\text{Altura: } h_s \geq \frac{B - b}{4} = \frac{170 - 20}{4} = 37,5\text{cm}$$

$$h_s \geq 0,6 \times 44 \times 1,25 = 33\text{cm}$$

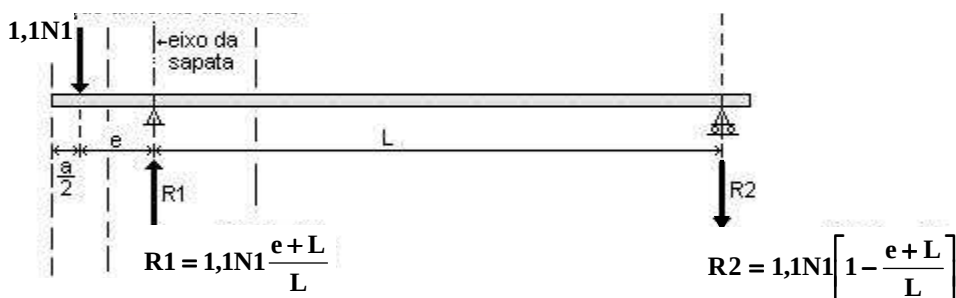
Altura adotada: $h_s = 40\text{cm}$

A espessura h_r nas extremidades da sapata deve obedecer aos limites

$$h_r \geq \begin{cases} h/3 \cong 14\text{cm} \\ 20\text{cm} \end{cases}$$

h_r adotado: 20cm

Verificação preliminar da sapata



$$R_2 = 1,1 \times 650 \left\{ 1 - \left[\frac{115 + 320}{320} \right] \right\} = 257\text{kN}$$

Verificação das tensões no concreto

$$N_d = 1,4 N_k = 1,4 \times 3,27 = 4,58\text{kN/cm}$$

$$\sigma_d = \frac{N_d}{a} = \frac{4,58}{20} \cong 0,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / 1,4 = 2 / 1,4 = 1,43 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,20 f_{cd} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$$

Como $\sigma_d \approx 0,20 f_{cd}$ então $Z = 0,85d$

Cálculo das armaduras

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_d(B-b)}{8Zf_{yd}} = \frac{4,58(170-20)}{8 \times 0,85 \times 35 \times 43,48} \cong 0,066 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 0,0015 \times 170 \times 40 = 10,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotando $\phi 12,5$ c. 12 (cm), tem-se $A_s = 10,42 \text{ cm}^2/\text{m}$

Solução 23 $\phi 12,5$ c. 12

Armação de distribuição: $A_{sd} = 10,42 / 5 = 2,08 \text{ cm}^2/\text{m}$

Solução: 11 $\phi 6,3$ c. 15

Na figura 37 encontram-se representadas as armaduras.

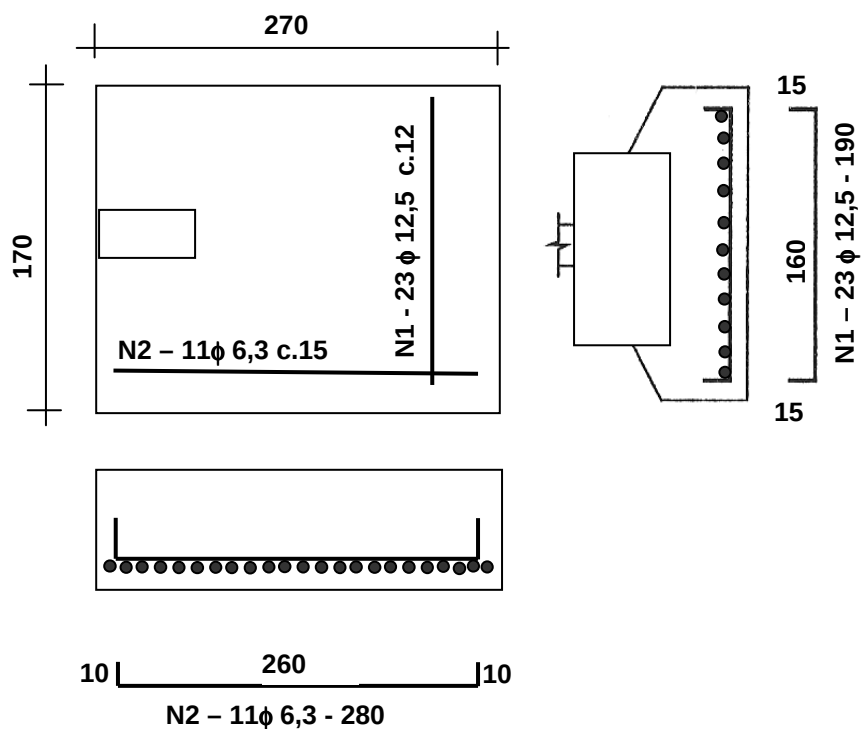


Figura 47 – Armaduras da sapata

Dimensionamento da viga

Da teoria de viga temos que

Altura necessária para atender o momento fletor atuante

$$0,4x^2 - d_{utilv} \cdot x + M_d / 0,68b_w f_{cd} = 0 \quad (8.42)$$

onde $M_d = 1,4 M_{max}$ é o momento máximo atuante na viga (ver figura 46)

e para que a viga esteja no domínio 3 (seção normalmente armada)

$$0,259d_{utilv} < x \leq 0,628d_{utilv} \text{ para o aço CA50}$$

Fazendo $x = 0,628d_{utilv}$ e substituindo em (8.42) temos

$$d_{util1v} = [(1,4M_d)/0,32 b_w f_{ck}]^{1/2} \quad (8.43)$$

Altura necessária para atender o esforço cortante atuante

$$V_{Rd2} = 0,27\alpha_v f_{cd} b_w d_{util2v}$$

Onde V_{Rd2} = ao cortante máximo resistido pela viga sem que ocorra o esmagamento por compressão da biela comprimida

O cortante máximo em valor absoluto ocorre na face interna do pilar (V_1), (ver figura 8.46)

Fazendo $V_{Rd2} = 1,4V_1 = V_{1d}$ na seção onde ocorre o cortante máximo, a altura da viga (d_{util2v}) deverá ser então

$$d_{util2v} = V_{1d}/(0,27\alpha_v f_{cd} b_w) \quad (8.43)$$

onde $\alpha_v = 1 - (f_{ck}/250)$ e f_{ck} e f_{cd} em MPa e b_w em m

A altura a adotar para viga será o maior dos dois valores na região da sapata excêntrica

Modelagem da viga de equilíbrio

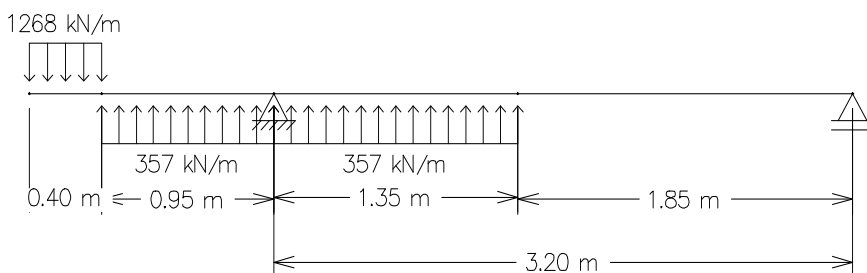


Diagrama de cortantes

$$V1 = 1268 \times 0,4 = 507,2 \text{ kN}$$

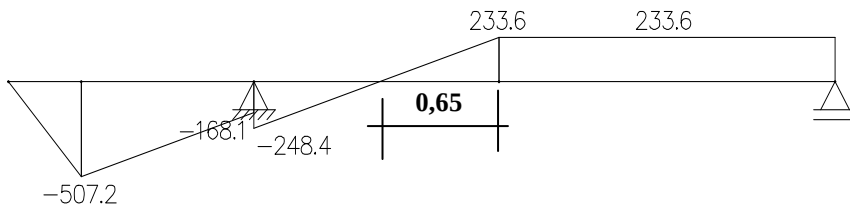
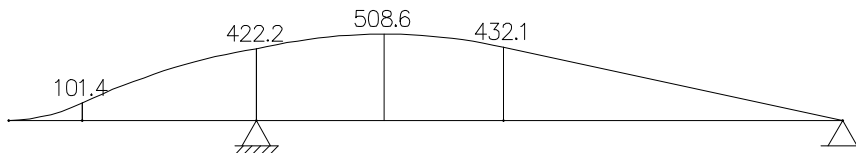


Diagrama de momento fletor

$M_{\max} = 233,6 \times 1,85 + (233,6 \times 0,65)/2 = 508,6 \text{ kN.m}$ (área do diagrama de cortantes entrando pela direita)



$$d_{1\text{utilv}} = [(1,4M_{\max})/(0,32 b_w f_{ck})]^{1/2} = [(1,4 \times 50860)/(0,32 \times 70 \times 2)]^{1/2} = 39,85 \text{ cm}$$

$$d_{\text{util2v}} = 1,4 \times 0,507/[0,27 \times 0,92 \times (20/1,4) \times 0,7] = 0,2858 \text{ m} = 28,58 \text{ cm}$$

onde $\alpha_v = 1 - (20/250)$ e f_{ck} e f_{cd} em MPa

b_w em m e $V1$ em MN

$$h_v = 39,85 + 5 = 44,85 \text{ cm}$$

Adotar-se-á para a viga uma altura de 60cm mantendo essa altura até $h/2 = 30 \text{ cm}$ da face da sapata (ver figura 35)

Determinação da altura da viga na face do pilar interno

Do diagrama de cortantes temos que o esforço cortante na viga na face do pilar interno é 233,6kN

$$d_{2\text{utilv}} = 1,4 \times 0,234/[0,27 \times 0,92 \times (20/1,4) \times 0,7] = 0,132 \text{ m} = 13,2 \text{ cm}$$

$$h_v = 13,2 + 5 = 18,2 \text{ cm}$$

Adotar-se-á para a viga uma altura de 30 cm na face do pilar. (deverá ser maior ou igual a 15cm)

Tendo em vista a grande proximidade da face da sapata de divisa com a face do pilar interno será mantida com altura constante!!!! (Neste caso não será vantajoso)

**Pré-dimensionamento da base da sapata interna, considerando-a sapata centrada
(Para verificar se as duas sapatas não estão se sobrepondo)**

$$AB \geq 1,1 (N1 - 0,5R2)/\sigma_{adm}$$

$$AB \geq 1,1(780 - 0,5 \times 257)/0,03 = 23889 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1,5$$

$$A = 1,5B$$

$$1,5B \times B \geq 23889$$

$$B^2 \geq 15926$$

$$B \geq 127\text{cm}$$

$$\text{Adotado: } B = 140\text{cm}$$

$$A = 1,5B = 1,5 \times 140 = 210\text{cm}$$

OBS: Quando for dimensionada a sapata interna a carga do pilar agirá sobre a sapata de forma excêntrica.

A figura 48 apresenta as fôrmas das sapatas em planta e em elevação.

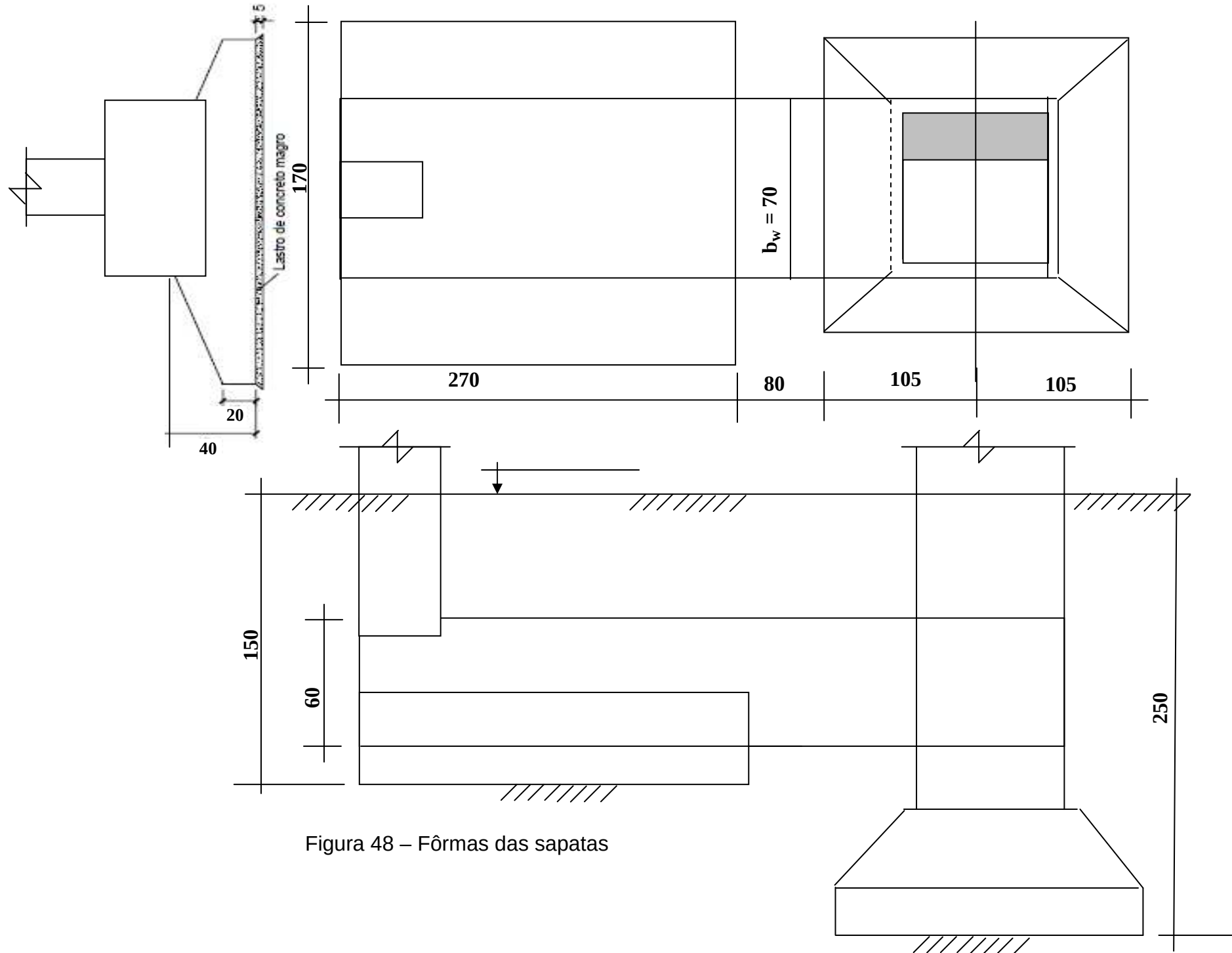


Figura 48 – Fôrmas das sapatas

8.6 Os Tópicos a seguir estão relacionados de certa forma fundações

8.6.1 IMPERMEABILIZAÇÃO

Os serviços de impermeabilização representam uma pequena parcela do custo e do volume de uma obra, quando anteriormente planejada.

As falhas corrigidas a posteriori, somam muitas vezes o custo inicial.

A impermeabilização das edificações não é uma prática moderna. Os romanos empregavam, clara de ovos, sangue, óleos, etc. para impermeabilizar saunas, aquedutos. Já no Brasil, nas cidade históricas, existem igrejas e pontes onde a argamassa das pedras foi aditivada com óleo de baleia.

Atualmente, dispomos de produtos desenvolvidos especialmente para evitar a ação prejudicial da água.

Podemos dividir os tipos de impermeabilização, de acordo com o ataque de água:

- contra a pressão hidrostática;
- contra a infiltração;
- contra a umidade do solo.

Os serviços de impermeabilização contra pressão hidrostática e contra água de infiltração não admitem falhas; a impermeabilização para esses tipos, mais utilizada há mais de 50 anos, é a por meio de membranas onde a plasticidade é a grande vantagem, pois acompanha o movimento das trincas que venham a se formar na estrutura permanecendo impermeáveis mesmo sob pressão hidrostática.

Temos também, no Brasil, já há algum tempo, um produto mineral que se aplica na estrutura, em especial as de concreto, que penetra nos poros através de água e se cristaliza até cerca de 6cm dentro da estrutura fechando os poros e ficando solidária com a estrutura. Tem sido bem aceito, pois esse produto pode ser aplicado, e com grande sucesso, nas recuperações de estruturas sujeitas a pressão hidrostática etc. E no caso de umidade do solo, a impermeabilização mais utilizada é com argamassa rígida e impermeabilizantes gordurosos.

Como podemos observar, existem basicamente três sistemas principais de impermeabilização:

O rígido: - 1º Constituídos pelos concretos e argamassas impermeáveis, pela inclusão de um aditivo.

- 2º Constituídos por cimentos especiais de cura rápida que são utilizados no tamponamento.

O semiflexível: - Semelhante à impermeabilização rígida somente que os aditivos favorecem pequenas movimentações.

O flexível: Constituído por lençóis de borracha butílica, membrana de asfalto com elastômeros, lençóis termoplásticos, etc.

Devemos ter alguns cuidados com a impermeabilização

- Uma impermeabilização não dá resistência à estrutura. Se a estrutura fissurar, a argamassa também o fará.
- Uma junta fissurada deve ser preenchida com uma massa elástica e não com argamassa rígida.
- A obstrução da água fará com que ela procure nova saída e inicie o trabalho pelas áreas porosas.

8.6.1 Impermeabilização dos alicerces

Independente do tipo de fundação adotada, devemos executar uma impermeabilização no respaldo dos alicerces (Figura 49). A fundação sempre é executada num nível inferior ao do piso, sendo necessário assentar algumas fiadas de tijolos sobre a sapata corrida ou sobre o baldrame, até alcançarmos o nível do piso (Alvenaria de embasamento).

No tijolo a água sobe por capilaridade, penetrando até a altura de 1,50m nas paredes superiores, causando sérios transtornos.

Portanto é indispensável uma boa impermeabilização no respaldo dos alicerces, local mais indicado para isso, pois é o ponto de ligação entre a parede que está livre de contato com o terreno e o alicerce.

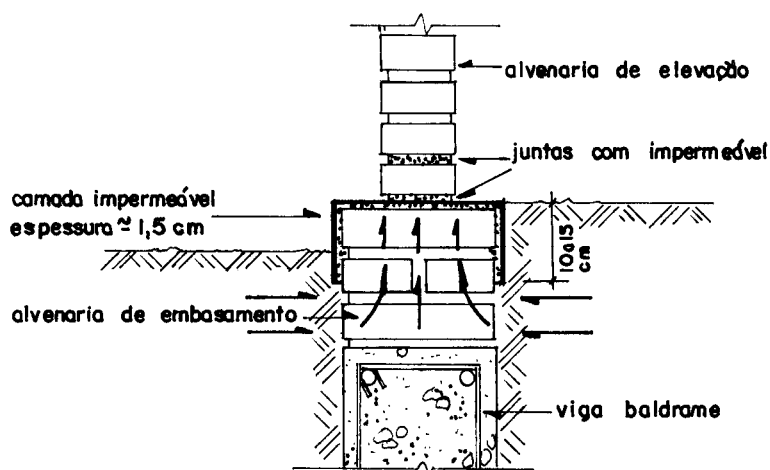


Figura 49 - Impermeabilização no respaldo do alicerce

O processo mais utilizado é através de argamassa rígida; usando, geralmente, impermeável gorduroso (Vedasse ou similar), dosado em argamassa de cimento e areia em traço 1:3 em volume:

- 1 lata de cimento (18 litros)
- 3 latas de areia (54 litros)
- 1,5 kgf de impermeável

Após a cura da argamassa impermeável a superfície é pintada com piche líquido (Neutrol ou similar), pois o piche penetra nas possíveis falhas de camadas, corrigindo os pontos fracos. Devemos aplicar duas demãos e em cruz.

Outro processo utilizado dispensa o uso da pintura com piche líquido sobre a argamassa.

Nesse sistema aplica-se uma argamassa de cimento e areia no traço 1:3 e pintura com cimento cristalizante e aditivo (Kz + água + K11 na proporção de 1:4:12; Viaplus 1000; Tec 100 ou similar). Podemos utilizar aditivo acrílico que proporciona uma composição semi flexível. Aplicar sempre com as paredes úmidas em três demãos cruzadas.

Recomendações importantes para uma boa execução da impermeabilização:

- Deve-se sempre dobrar lateralmente cerca de 10 a 15cm

- A camada impermeável não deve ser queimada, mas apenas alisada, para que sua superfície fique semi-áspera evitando rachaduras.
- Usa-se a mesma argamassa para o assentamento das duas primeiras fiadas da parede.

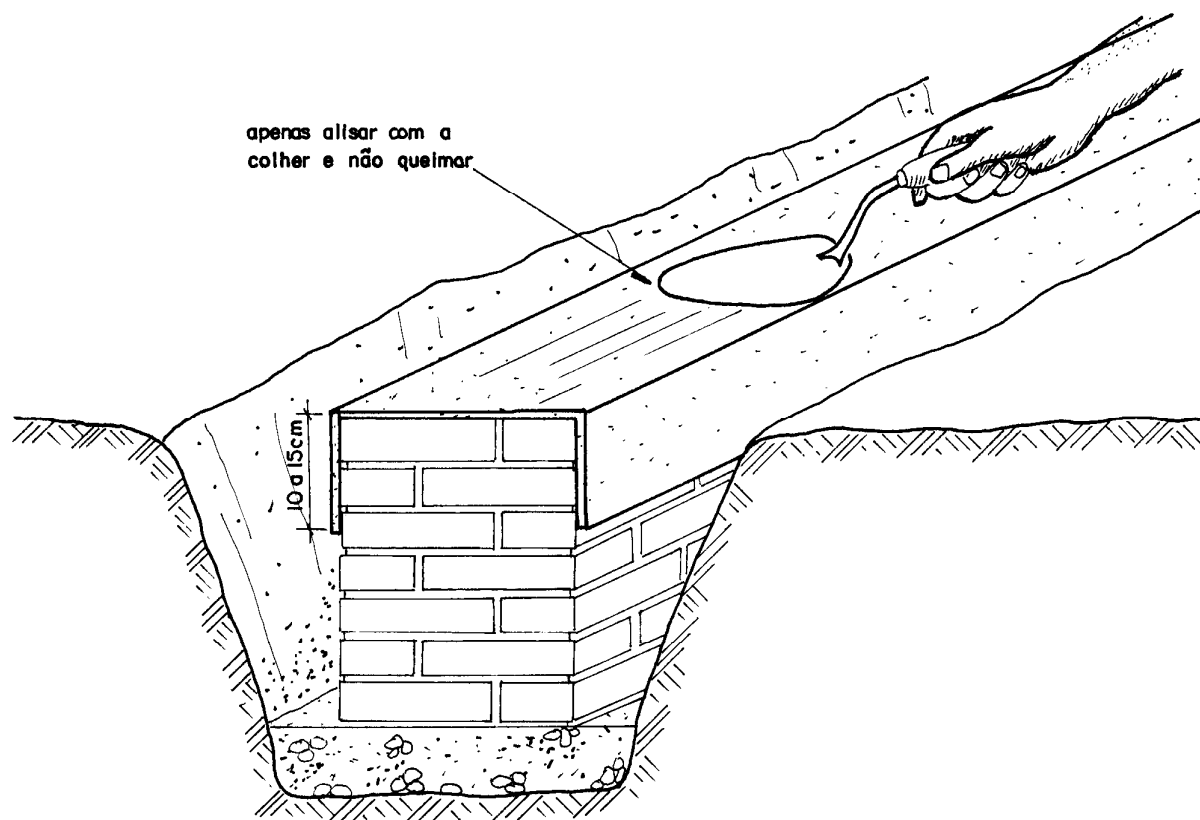


Figura 50 - Detalhe da aplicação da argamassa impermeável

Obs.: O tempo de duração de uma impermeabilização deverá corresponder ao tempo de uso de uma construção. Sua substituição envolve alto custo e transtorno aos usuários.

8.6.2 Impermeabilização nas alvenaria sujeitas a umidade do solo

Além dos alicerces, nos locais onde o solo entra em contato com as paredes, devemos executar uma impermeabilização. Faz-se necessário estudar caso a caso para adotar o melhor sistema de impermeabilização (rígido e semiflexível para umidade e flexível para infiltração).

As figuras 51 e 52 detalham uma impermeabilização rígida em diversos locais de uma construção.

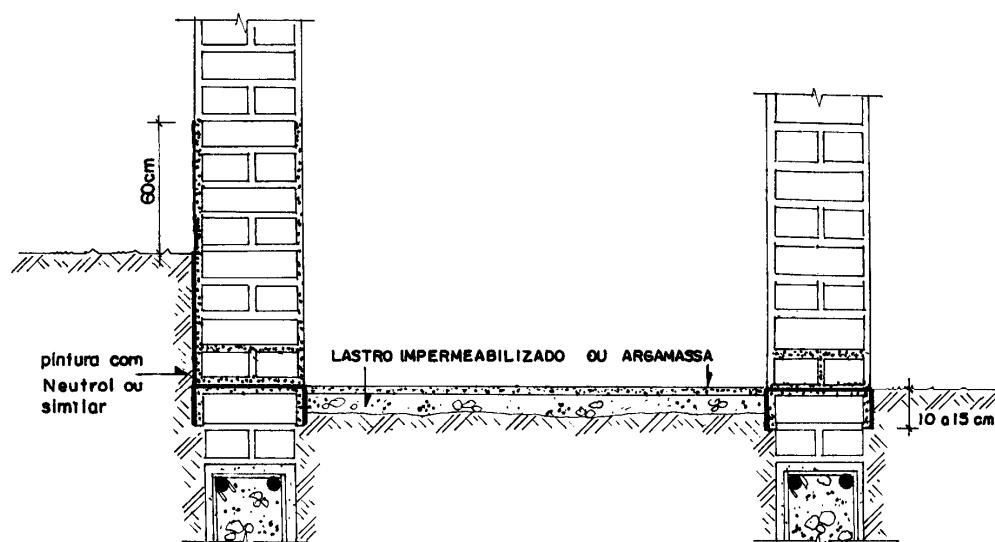


Figura 51 - Impermeabilização em locais de pouca ventilação

- Onde o solo encostar na parede levantar o revestimento interno e externo no mínimo 60cm acima do solo

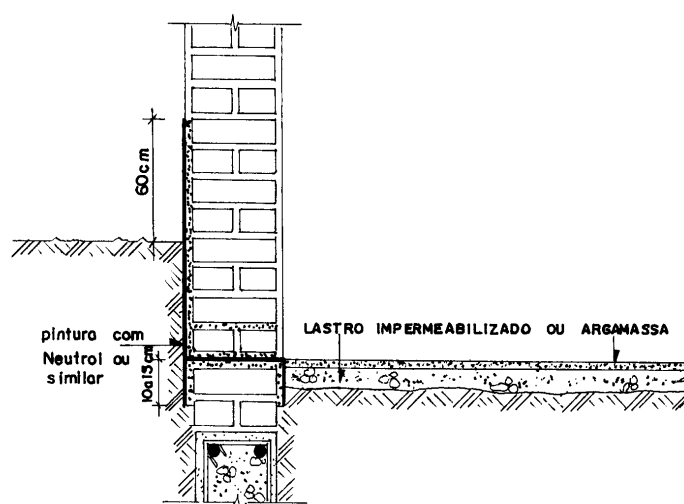


Figura 52 - Impermeabilização com ventilação

- Em ambos os casos o alicerce e o lastro impermeabilizado devem coincidir.

8.6 2 DRENOS

Existem casos que para maior proteção da impermeabilização dos alicerces e também das paredes em arrimo, necessitamos executar DRENOS, para garantir bons resultados.

Os drenos devem ser estudados para cada caso, tendo em vista o tipo de solo e a profundidade do lençol freático, etc.

Os drenos subterrâneos podem ser de três tipos:

- Drenos horizontais (ao longo de uma área) (figura 53)
- Drenos verticais (tipo estacas de areia)
- Drenos em camada (sob base de estrada)

De modo genérico, os drenos horizontais são constituídos:

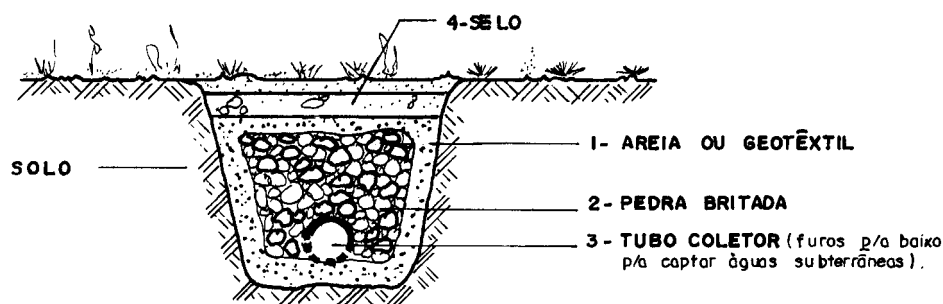


Figura 53 - Dreno horizontal

- 1 - Camada filtrante** (areia de granulometria adequada ou manta de poliéster servindo como elemento de retenção de finos do solo).
- 2 - Material drenante** (pedra de granulometria apropriada) que serve para evitar carreamento de areia - 1 - para o interior do tubo, e conduzir as águas drenadas.
- 3 - Tubo coletor** deve ser usado para grandes vazões. Normalmente de concreto, barro cozido ou PVC.
- 4 - Camada impermeável** (selo) no caso do dreno ser destinado apenas à captação de águas subterrâneas. Se o dreno captar águas de superfície, esta camada será substituída por material permeável.
- 5 - Solo a ser drenado** em um estudo mais aprofundado, a sua granulometria servirá de ponto de partida para o projeto das camadas de proteção.

Obs. No caso de não ter tubulação condutora de água, o dreno é chamado de cego (figura 54). Os drenos cegos consistem de valas cheias de material

granular (brita e areia). O material é colocado com diâmetro decrescente, de baixo para cima.

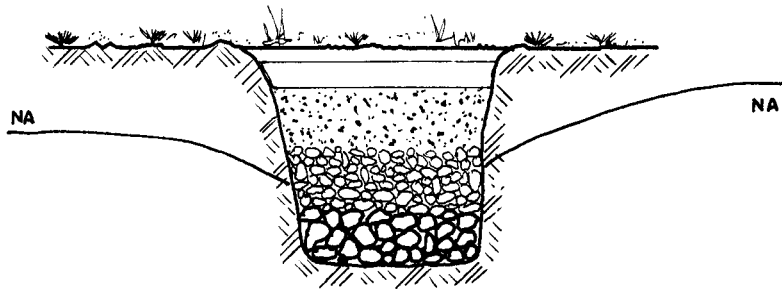


Figura 54 - Dreno horizontal cego

Uma das utilizações dos drenos é quando o nível de água é muito alto e desejamos rebaixá-lo.

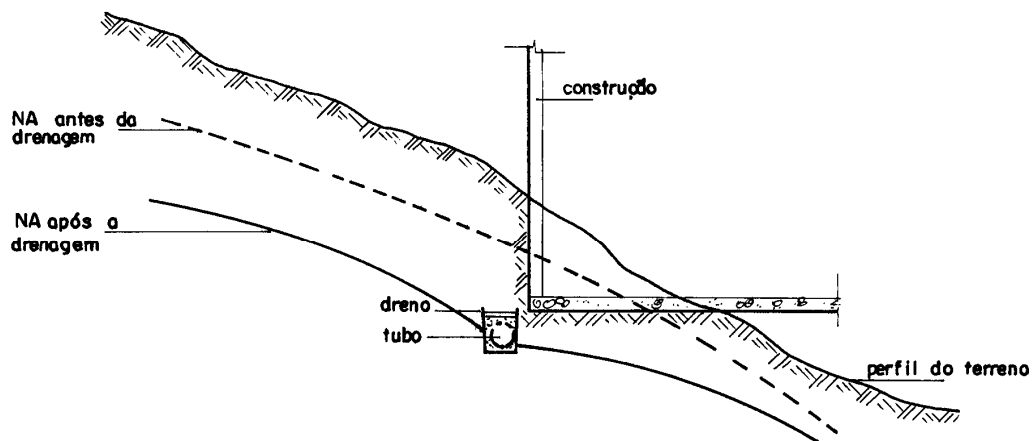


Figura 55 - Exemplo de aplicação dos drenos

Obs. Neste caso os furos do tubo devem estar para cima.

ANOTAÇÕES

- 1 – Verificar se o terreno confirma a sondagem quando da execução da fundação.
- 2 – Verificar a exata correspondência entre os projetos, arquitetônico, estrutural e o de fundações.
- 3 – Verificar se o traço e o preparo do concreto, atendem as especificações de projeto.

4 – Verificar qual o sistema de impermeabilização indicada no projeto. Constatar se as especificações dos materiais, bem como as recomendações técnicas dos fabricantes estão sendo rigorosamente obedecidas

Noções de segurança na execução de fundação:

- Evitar queda de pessoas nas aberturas utilizando proteção com guarda corpos de madeira, metal ou telas.
- Realizar escoramento em valas para evitar desmoronamentos.
- O canteiro de obra deverá ser mantido limpo , organizado e desimpedidos, para evitar escorregões, e tropeços.
- Sinalizar com guarda-corpo, fitas, bandeirolas, cavaletes as valas, taludes poços e buracos