



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO TECNOLÓGICO DE RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL**



RELATÓRIO DE ESTÁGIO SUPERVISIONADO

CONDOMÍNIO RESIDENCIAL VERDES MARES

Profº Orientador: *Gilson Antonio Miranda*

Aluno: *Rogério Paulino Guedes*
Matricula: *20511255*

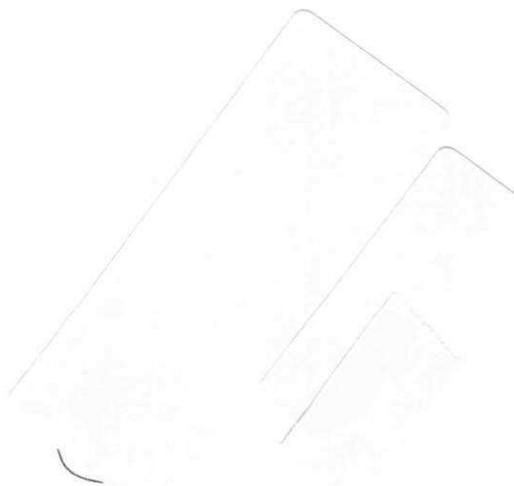
Campina Grande – PB
15 de Dezembro de 2009



Biblioteca Setorial do CDSA. Maio de 2021.

Sumé - PB

Em memória do meu pai que partiu a 23 anos, mas deixou a honestidade como legado a ser seguida. E a minha mãe por ter me proporcionado a base para ser o engenheiro que sou.



Agradecimentos

Agradecimento a Deus por ter me proporcionado tudo o que sonhei durante este curso, a minha mãe Helena Guedes do Rego por ser a pessoa mais importante nesta minha jornada e minha vida, me dando todas as condições de estudo e de ser quem sou. A minha noiva Adevânia Soares de Azevedo por ser compreensiva nas horas que precisava me dando força e coragem para prosseguir, aos amigos que me deram apoio e me ajudaram de forma direta ou indireta nesta jornada de quatro anos e meio.

Como também não posso deixar de agradecer aos meus mestres por passarem os seus conhecimentos, ajudando no que era preciso na minha formação acadêmica. Mas não poderia deixar de mencionar o meu eterno professor e amigo, Gilson Antonio Miranda que me deu a minha primeira oportunidade na universidade seja como monitor ou com meu primeiro emprego.

Apresentação

É grande a importância do planejamento em todas as fases de um empreendimento, e com esta visão prática, que será abordada este relatório que foi desenvolvido a partir de observações feitas no período de 03/09/2009 á 03/12/2009. Onde foi aplicado os conceitos teóricos, para minimizar os imprevistos e garantir uma obra planejada e sem riscos. O orientador do estágio foi o professor Gilson Antonio de Miranda.

O relatório define, em primeiro lugar, a descrição do empreendimento, no segundo tópico as fases iniciais da obra como locação e limpeza do terreno, no terceiro tópico é feito uma abordagem dos serviços de terra planejem. O quarto tópico irá tratar da fundação, no quinto a superestrutura que consta de pilares, vigas e lajes. Por fim as considerações finais do relatório.

Espera-se que as descrições do que foi visto no estágio e passadas para este relatório sejam, claras, objetivas e suficientes para mostrar o que foi visto durante o período que estagiei na obra Verdes Mares da construtora RL CONSTRUTRA LTDA.

Índice

Introdução	2
1.0 Estudos Preliminares	3
2.0 Fases da Construção	3
2.1 Trabalhos Preliminares	3
2.2 Trabalhos de Execução	3
2.3 Trabalhos de Acabamento	4
3.0 Trabalhos Preliminares	4
3.1 Terraplanagem	4
4.0 Instalação de Canteiro de Serviços ou Canteiro de Obras	5
4.1 Locação da Obra	6
4.2 Processo dos cavaletes	6
4.3 Processo da tábua corrida (gabarito)	7
4.4 Observações Importantes	9
4.5 Noções de Segurança para Movimentação de Terra	9
5.0 Fundações	9
5.1 Sondagens	10
5.1.1 Determinação do número de sondagens a executar	10
5.1.2 Escolha do tipo de fundação	10
5.2 Tipos de fundações	10
5.2.1 Fundações Diretas	11
5.2.2 Radier	12
5.2.3 Fundações Indiretas ou Profundas	12
5.3 Observações Importantes	16
5.4 Noções de segurança na execução de fundação	16
6.0 Detalhes de Execução em Obras com Concreto Armado	16
6.1 Materiais Empregados em Concreto Armado	17
6.1.1 Cimento	17
6.1.2 Agregados	18
6.1.3 Água	20
6.1.4 Armaduras	20
6.2 Sistema de Fôrmas e Escoramentos Convencionais	21
6.2.1 Materiais e Ferramentas	22
6.3 Peças Utilizadas na Execução das Fôrmas	27
6.4 Utilização	28
6.5 Aplicação do Concreto em Estruturas	32
6.5.1 Pilares	32
6.5.2 Nas Vigas	33
6.5.3 Nas Lajes	33
6.6 Cobrimento da Armadura	35
6.7 Cura	35
6.7.1 Tempo De Cura	36
6.8 Desforma	37
6.8.1 Consertos de Falhas	37
6.9 Noções de Segurança	38
7 Superestruturas	38
7.1 Vigas	38
7.1.1. Dados Iniciais	38

7.1.2. Ações	40
7.1.3. Esforços	40
7.1.4. verificações	41
7.1.5. Cálculo das Armaduras e Outras Verificações	42
7.1.6. Reações de Apoio Totais	42
7.2. Lajes	43
7.2.1 Lajes Maciças	43
7.2.2 Lajes Pré Fabricadas	44
7.2.3 Lajes Nervuradas	45
7.2.4 Lajes em grelha	45
7.2.5 Lajes Mistas	45
7.2.6 Lajes Duplas	46
7.2.7 Lajes Cogumelo	46
7.2.8 Lajes Lisas (ou Planas)	46
7.3 Escoramento	47
7.4 Concretagem	47
7.5 Cura do Concreto e Desforma	47
7.6 Observações Importantes	47
7.7 Noções de Segurança	47
7.8. Pilares	48
7.8.1 Cargas nos Pilares	48
7.8.2 Características Geométricas	48
7.8.3 Classificação dos Pilares	51
7.8.4 Excentricidades de Primeira Ordem	52
7.8.4.1. Excentricidade inicial	52
7.8.4.2 Excentricidade acidental	53
7.8.5. Momento mínimo	56
7.8.5.1 Excentricidades de forma	56
7.8.5.2. Excentricidade suplementar	56
7.8.6 Esbeltez Limite	57
7.8.7 Excentricidade de Segunda Ordem	59
8.0 Escadas	59
8.1 Considerações Gerais, Normas e Terminologia.	59
8.2 Como Executá-las	63
9. Localização	65
9.1. Características	65
9.2. Especificações	65
10. Prazo de Entrega	65
10.1. Ficha Técnica dos Profissionais	65
11. Locação e serviços preliminares	66
11.1 Serviços de Escavações	66
12 Estrutura de Concreto Armado	67
12.1. Fundações	67
12.2. Cintas	67
12.3. Pilar	67
12.4. Viga	68
12.5. Laje	68
13. Considerações Finais	69

Introdução

A construção é um setor industrial de grande potencial no cenário político e econômico do Brasil. Caracterizada pela movimentação de um conjunto de atividades encadeadas no seu processo produtivo, a indústria da construção tem forte impacto no desenvolvimento do país, por sua capacidade de geração de empregos e sua participação no PIB da nação.

A competitividade das empresas do setor da construção civil depende de uma implantação eficiente de seus sistemas de planejamento e de controle da produção. As empresas têm consciência da importância desses sistemas, mas por não existir uma cultura para utilização de conceitos da área de organização da produção constata-se um baixo nível de qualidade dos sistemas de gerenciamento da produção. (TITO, 2006).

Por outro lado, o papel do administrador da produção se faz presente em desenvolver projetos e fazer o planejamento para controlar a produtividade ou eficiência operacional de uma empresa, conjugando os recursos humanos e materiais disponíveis, visando ao aumento da produção com o menor custo possível. Essa atuação é verificada ao se desenvolver métodos de otimização do trabalho, procedimentos para programação e controle de produção, programas de controle da qualidade e modelos de simulação para problemas administrativos complexos. (TITO, 2006).

Neste relatório serão apresentadas algumas atividades desenvolvidas no estágio supervisionado, fazendo um paralelo com o conteúdo exposto em sala de aula ao longo do curso com o desenvolvido no canteiro de obras.

Revisão Teórica

1. Estudos Preliminares

A obra de construção de edifícios tem seu início propriamente dito, com a implantação do canteiro de obras. Isso requer um projeto específico, que deve ser cuidadosamente elaborado a partir das necessidades da obra e das condições do local de implantação. Porém, antes mesmo do início da implantação do canteiro, algumas atividades prévias, comumente necessárias, podem estar a cargo do engenheiro de obras. Tais atividades são usualmente denominados "Serviços Preliminares" e envolvem, entre outras atividades: a verificação da disponibilidade de instalações provisórias de água e luz; o fechamento dos limites do terreno; a retirada de entulho e também, o movimento de terra necessário para a obtenção do nível de terreno desejado para o edifício.

2. Fases da Construção

No ato da construção, podemos distinguir três fases:

- a) Trabalhos Preliminares;
- b) Trabalhos de Execução;
- c) Trabalhos de Acabamento.

2.1 Trabalhos Preliminares

São os iniciais, os que precedem a própria execução da obra. Na ordem em que se sucedem, são os seguintes:

- Programa;
- Escolha do local;
- Aquisição do terreno;
- Estudo do projeto;
- Concorrência;
- Ajuste de execução;
- Organização da praça de trabalho;
- Aprovação do projeto;
- Estudo do sub-solo;
- Terraplanagem e locação.

2.2 Trabalhos de Execução

Estes são os trabalhos da construção propriamente dita. Pertencem a essa categoria:

- Abertura das cavas;
- Consolidação do terreno;
- Execução dos alicerces;
- Apiloamento;
- Fundação das obras de concreto;

- Concretagem dos Pilares, vigas e lajes;
- Levantamento das paredes;
- Armação dos andaimes;
- Engradamento dos telhados;
- Colocação da cobertura;
- Assentamento das canalizações;
- Revestimento das paredes.

2.3 Trabalhos de Acabamento

Estes trabalhos compreendem as obras finais da construção, como sejam: assentamento das esquadrias e dos rodapés, envidraçamento dos caixilhos de ferro e de madeira, pintura geral, colocação dos aparelhos de iluminação, sinalização e controle, calafetagem e acabamento dos pisos, limpeza geral e arremate final.

3. Trabalhos Preliminares

Efetuada o levantamento planimétrico, temos condições de elaborar os projetos e iniciar sua execução. Começamos pelo acerto da topografia do terreno.

3.1 Terraplenagem

Podemos executar, conforme o levantamento altimétrico, cortes, aterros, ou ambos:

Cortes: No caso de cortes, deverá ser adotado um volume de solo correspondente à área da seção multiplicada pela altura média, acrescentando-se um percentual de empolamento. O empolamento é o aumento de volume de um material, quando removido de seu estado natural e é expresso como uma porcentagem do volume no corte. Relacionamos abaixo alguns empolamentos.

MATERIAIS	%
Argila natural	22
Argila escavada, seca.	23
Argila escavada, úmida.	25
Argila e cascalho seco	41
Argila e cascalho úmido	11
Rocha decomposta	
75% rocha e 25% terra	43
50% rocha e 50% terra	33
25% rocha e 75% terra	25
Terra natural seca	25
Terra natural úmida	27
Areia solta, seca.	12
Areia úmida	12
Areia molhada	12
Solo superficial	43

OBS: Quando não se conhece o tipo de solo, podemos considerar o empolamento entre 30 a 40%.

O corte é facilitado quando não se tem construções vizinhas, podendo mesmo fazê-lo maior, mas quando efetuado nas proximidades de edificações ou vias públicas, devemos empregar métodos que evitem ocorrências, como: ruptura do terreno, descompressão do terreno de fundação ou do terreno pela água.

***Aterros e reaterros:** No caso de aterros, deverá ser adotado um volume de solo correspondente a área da seção multiplicada pela altura média, acrescentando uma porcentagem devido à contração considerada que o solo sofrerá, quando compactado, seja por apiloamento ou por máquina.*

Para os aterros as superfícies deverão ser previamente limpas, sem vegetação nem entulhos os chamados refugos. O material escolhido para os aterros e reaterros devem ser de preferência areia ou material de coesão baixa, sem detritos, pedras ou entulhos, em camadas sucessivas de no máximo 30 cm, devidamente molhadas e apiloadas manual ou mecanicamente.

4. Instalação de Canteiro de Serviços ou Canteiro de Obras

O canteiro é preparado de acordo com as necessidades, depois do terreno limpo e com o movimento de terra executado. Deverá ser localizado e feito um barracão de madeira, chapas compensadas, ou então de tijolos assentados com argamassa de cimento cal e areia, geralmente usando-se materiais usados. Nesse barracão serão depositados os materiais e ferramentas, servindo também para o guarda-noturno da obra.

O dimensionamento do canteiro compreende o estudo geral do volume da obra.

Este estudo pode ser dividido como segue:

- Área disponível para as instalações;
- Empresas empreiteiras previstas;
- Máquinas e equipamentos necessários;
- Serviços a serem executados;
- Materiais a serem utilizados;
- Prazos a serem atendidos.

Deverá ser providenciada a ligação de água e construído o abrigo para o cavalete e respectivo hidrômetro.

Deve-se providenciar a ligação de energia se necessário.

No barracão será depositados o cimento e a cal, para protegê-los da intempérie.

Áreas para areia, pedras, tijolos, madeiras, ferro, etc., deverão se escolhidos locais para esse fim, próximo a ponto de utilização, tudo dependendo do vulto da obra, sendo que nela também poderão ser construídos escritórios, alojamento para operários, refeitório e instalação sanitária, bem como distribuição de máquinas, se houver.

Em zonas urbanas de movimento de pedestres, deve ser feito um tapume, "encaixotamento" do prédio, com tábuas alternadas ou chapas compensadas, para evitar que materiais caiam na rua.

4.1 Locação da Obra

Podemos efetuar a locação da obra, nos casos de obras de pequeno porte, com métodos simples, sem o auxílio de aparelhos, que nos garantam uma certa precisão. No entanto, os métodos descritos abaixo, em caso de obras de grande área, poderão acumular erros, sendo conveniente, portanto, o auxílio da topografia.

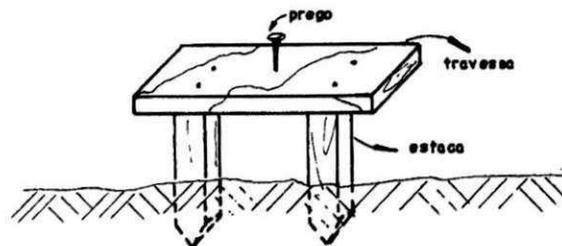
Os métodos mais utilizados são:

- 1 - Processo dos cavaletes.
- 2 - Processo da tábua corrida (gabarito)

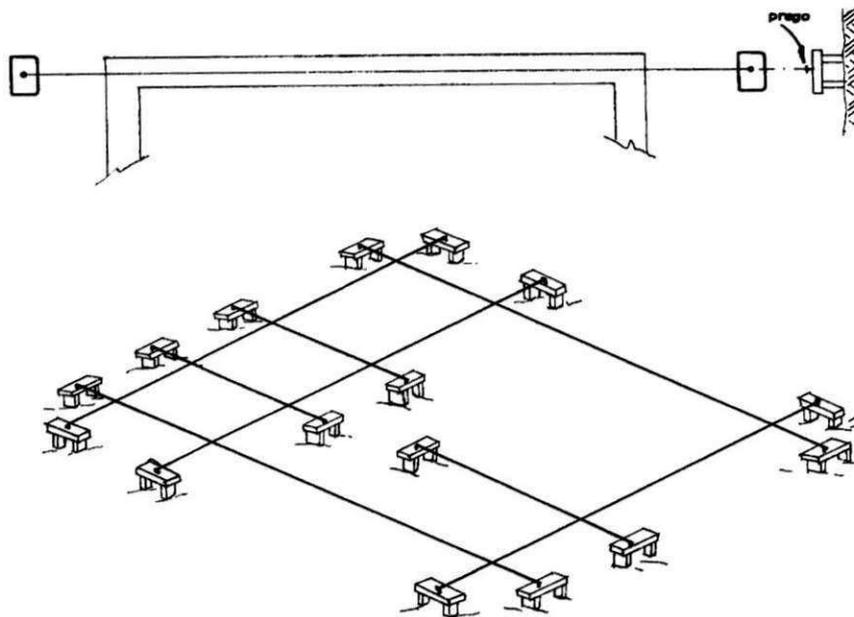
4.2 Processo dos cavaletes

Os alinhamentos são fixados por pregos cravados em cavaletes. Estes são constituídos de duas estacas cravadas no solo e uma travessa pregada sobre elas.

Deve-se sempre que possível, evitar esse processo, pois não nos oferece grande segurança devido ao seu fácil deslocamento com batidas de carrinhos de mão, tropeços, etc...



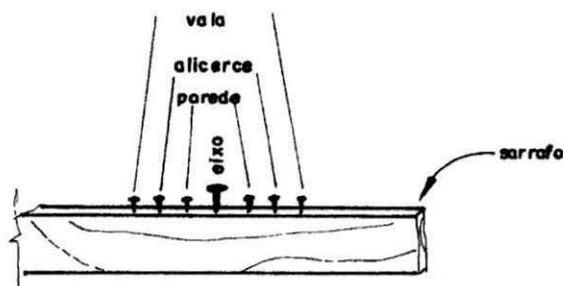
Processo:



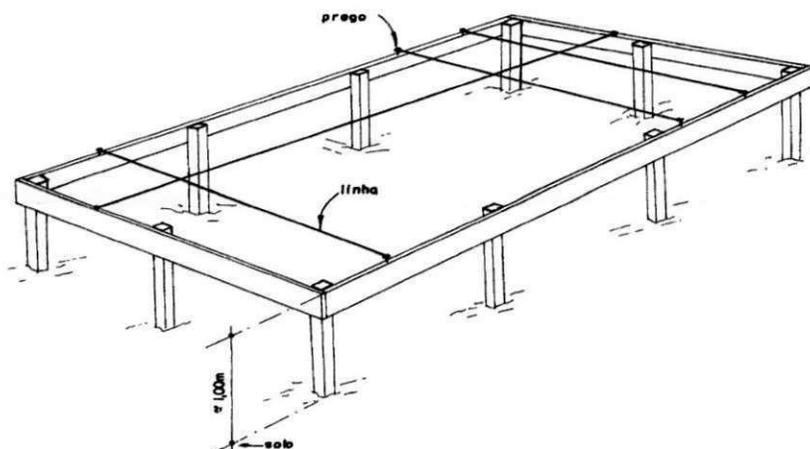
4.3 Processo da tábua corrida (gabarito)

Este método se executa cravando-se pontaletes de pinho de (3" x 3" ou 3" x 4") ou ainda varas de eucalipto a uma distância entre si de 1,50m e a 1,20m das paredes da futura construção, que posteriormente poderão ser utilizadas para andaimes.

Nos pontaletes serão pregadas tábuas na volta toda da construção (geralmente de 15 ou 20cm), em nível e aproximadamente 1,00m do piso. Pregos fincados na tábuas determinam os alinhamentos. Este processo é o ideal.



Processo



Como podemos observar o processo de "Tábua Corrida" é mais seguro e as marcações nele efetuadas permanecem por muito tempo, possibilitando a conferência durante o andamento das obras. Não obstante, para auxiliar este processo, pode utilizar o processo dos cavaletes.

Portanto, com o auxílio do gabarito, inicialmente devemos locar as fundações que está no projeto estrutural de fundação, onde estarão dispostas todos os pilares e cintas em eixos pré-determinados pelo projetista.

Utilizando o gabarito, podemos passar todos os pontos para o terreno, utilizando como já descrito a linha o prumo de centro e sempre verificando quanto ao esquadro:

4.4 Observações Importantes

- a) Nos cálculos dos volumes de corte e aterro, os valores são mais precisos se o número de seções for maior.
- b) Na execução do gabarito, as tábuas devem ser pregadas em nível.
- c) A locação da obra deve, de preferência, ser efetuada pelo engenheiro ou conferido pelo mesmo.
- d) A marcação pelo eixo, além de mais precisa, facilita a conferência pelo engenheiro.
- e) Verificar os afastamentos da obra, em relação às divisas do terreno.
- f) Constatar no terreno a existência ou não de obras subterrâneas (galerias de águas pluviais, ou redes de esgoto, elétrica) e suas implicações.
- g) Verificar se o terreno em relação às ruas está sujeito a inundação ou necessita de drenagem para águas pluviais.
- h) Confirmar a perfeita locação da obra no que se refere aos eixos das paredes, pilares, sapatas, blocos e estacas.
- i) Verificar se a obra obedece aos recuos requeridos no código de obras da cidade.

4.5 Noções de Segurança para Movimentação de Terra

Depositar os materiais de escavação a uma distância superior à metade da profundidade do corte.

Os taludes instáveis com mais de 1,30m de profundidade devem ser estabilizados com escoramentos.

Estudo da fundação das edificações vizinhas e escoramentos dos taludes.

Sinalizar os locais de trabalho com placas indicativas.

Somente deve ser permitido o acesso à obra de terraplenagem de pessoas autorizadas.

A pressão das construções vizinhas deve ser contida por meio de escoramento.

5. Fundações

Fundações são os elementos estruturais cuja função é transmitir as cargas da estrutura ao terreno onde ela se apóia (AZEVEDO, 1988). Assim as fundações devem ter resistência adequada para suportar as tensões causadas pelos esforços solicitantes. Além disso, solo necessita de resistência e rigidez apropriadas para não sofrer ruptura e não apresentar deformações exageradas ou diferenciais.

Para se escolher a fundação mais adequada, deve-se escolher os esforços mais atuantes sobre a edificação, as características do solo e os elementos estruturais que formam as fundações. Assim analisa-se as possibilidades de utilizar os vários tipos de fundações, em ordem crescente de complexidade e custo (WOLLE, 1993). Fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício: porém se forem mal concebidas e mal projetadas podem atingir de 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 transmitidos, pois nestas situações, elementos de fundações mais complexos são exigidos podendo-se ter, inclusive, a necessidade de troca de solo, com reaterro e compactação. Tudo isso levando a custos, muitas vezes, não previstos inicialmente.

5.1 Sondagens

É sempre aconselhável a execução de sondagens, no sentido de reconhecer o subsolo e escolher a fundação adequada, fazendo com isso, o barateamento das fundações. As sondagens representam, em média, apenas 0,05 à 0,005% do custo total da obra.

5.1.1 Determinação do número de sondagens a executar

- No mínimo, três furos para determinação da disposição e espessura das camadas.
- *À distância entre os furos de sondagem deve ser de 15 a 20m, evitando que fiquem numa mesma reta e de preferência, próximos aos limites da área em estudo.*

Número de sondagens pela ABNT:

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

5.1.2 Escolha do tipo de fundação

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

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

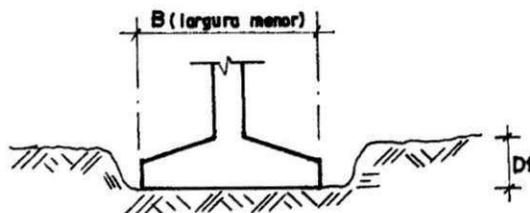
Mesmo sendo viável a adoção das fundações diretas é aconselhável comparar o seu custo com o de uma fundação indireta.

E finalmente, verificando a impossibilidade da execução das fundações diretas, estuda-se o tipo de fundação profunda mais adequada.

5.2 Tipos de fundações

Os principais tipos de fundações são:

- Fundações diretas ou rasas;
- Fundações indiretas ou profundas.



Fundações diretas: quando $Df \leq B$

Fundações profundas: quando $D_f > B$ (sendo “B” a menor dimensão da sapata)
Se a camada ideal situa-se à profundidade de 5,0 a 6,0m, pode-se fazer brocas.
Em terrenos firmes a mais de 6,0m, devemos utilizar estacas ou tubulões.

5.2.1 Fundações Diretas

Fundações diretas são aquelas que transferem as cargas para as camadas de solo capazes de suportá-las (FABIANI, s.d.), sem deforma-se exageradamente. Esta transmissão é feita através da base do elemento estrutural, da fundação considerando apenas o apoio da peça nas camadas do solo, sendo desprezada qualquer outra forma de transferência das cargas (BRITO, 1987). As fundações diretas podem ser divididas em rasas e profundas.

A fundação rasa se caracteriza quando a camada de suporte está próxima a superfície do solo (profundidade até 2,0m) (FABIANI, s.d.) ou quando a cota de apoio é inferior a largura do elemento da fundação (BRITO, 1987). Por outro lado a fundação é considerada profunda se suas dimensões ultrapassam todos os limites acima mencionados.

✓ Sapata isolada

São fundações de concreto simples ou armado, de pequena altura em relação à base:

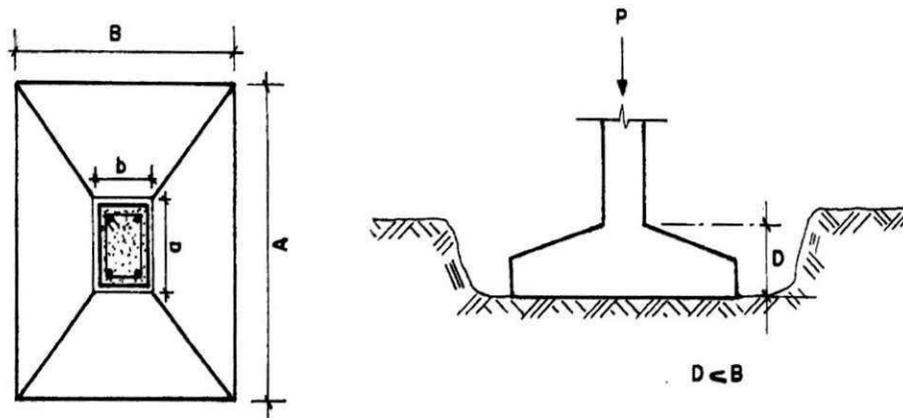
$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_s &= \text{Tensão admissível do solo (taxa)} \\ \text{ótimo} &= 4,0 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{regular} &= 2,0 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{fraco} &= 0,5 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Condições econômicas:} \quad A - a &= B - b \\ A - B &= a - b\end{aligned}$$

$$S_{nec} = \frac{P}{\bar{\sigma}_s}, \quad \bar{\sigma} \cong \frac{SPT}{5}$$

Com o auxílio da sondagem, obtemos o SPT na profundidade adotada e calculamos a $\bar{\sigma}$ do solo. Dividindo a carga P pela $\bar{\sigma}$ do solo, encontramos a área necessária da sapata (S_{nec}).

Encontrada a área, adota-se as dimensões e verificamos se são econômicas.

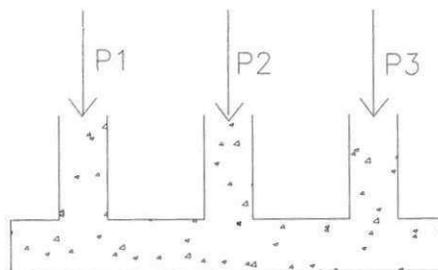


✓ Blocos de Fundação

Blocos de fundação → Assumem a forma de bloco escalonado, ou pedestal, ou de um tronco de cone. Alturas relativamente grandes e resistem principalmente por compressão.

5.2.2 Radier

Quando todos pilares de uma estrutura transmitirem as cargas ao solo através de uma única sapata. Este tipo de fundação envolve grande volume de concreto, é relativamente onerosa e de difícil execução. Quando a área das sapatas ocuparem cerca de 70 % da área coberta pela construção ou quando se deseja reduzir ao máximo os recalques diferenciais.



Radier.

5.2.3 Fundações Indiretas ou Profundas

Fundações indiretas são aquelas que transferem as cargas por efeito de atrito lateral do elemento com o solo e por efeito de ponta (FABIANI, s.d.).

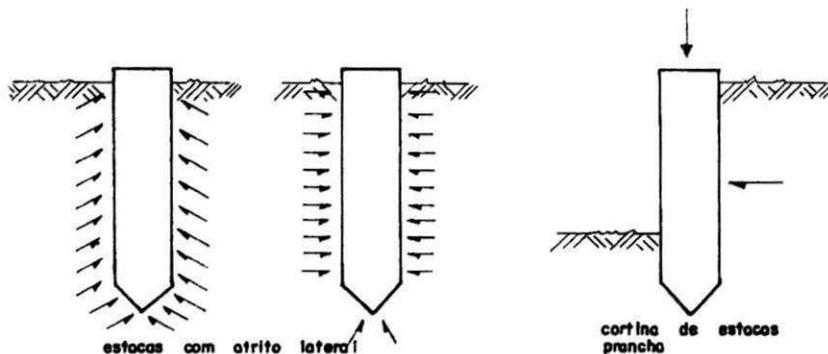
As fundações indiretas são sempre profundas em função da forma de transmissão de carga para o solo (atrito lateral) que exige grandes dimensões dos elementos de fundações.

✓ Estacas

São peças alongadas, cilíndricas ou prismáticas, cravadas ou confeccionadas no solo, essencialmente para:

- a) Transmissão de carga a camadas profundas;
- b) Contenção de empuxos laterais (estacas pranchas);
- c) Compactação de terrenos.

Podem ser: - Pré-moldadas
- Moldadas in loco



✓ Moldadas “in-loco”

1. Estaca escavada mecanicamente (sem lama)

- Acima do N.A.
- Perfuratrizes rotativas;
- Profundidades até 30m;
- Diâmetros de 0,20 a 1,70m (comum até 0,50m).

✓ Estaca Strauss

Coloca-se o tubo de molde do mesmo diâmetro da estaca e procede-se a perfuração do terreno, por meio de um balde com porta e janela a fim de penetrar e remover o solo no seu interior em estado de lama.

Alcançado o comprimento desejado da Estaca, enche-se de concreto em trechos de 0,5 a 1,0m que é socado pelo pilão à medida que se vai extraindo o molde.

Para execução da Estaca Strauss é necessário um tripé e um guincho para suspensão do balde e do pilão.

Vantagens:

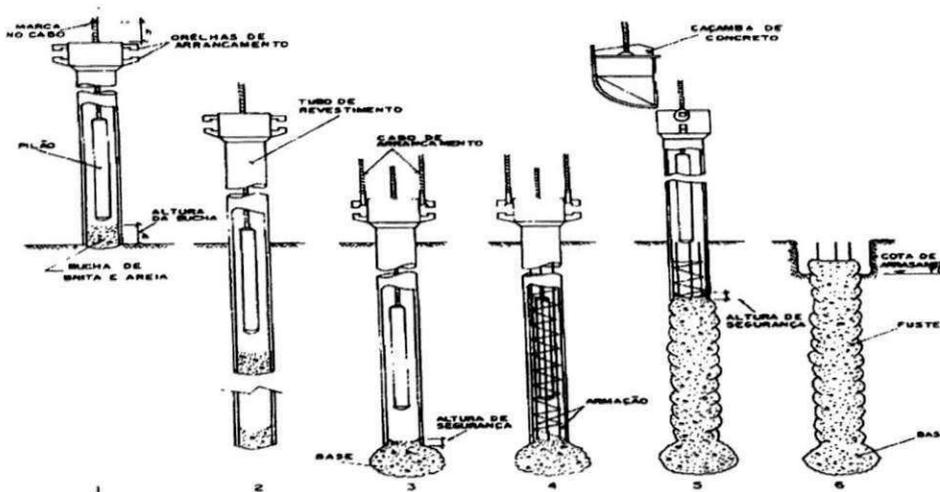
- Ausência de trepidação;
- Facilidade de locomoção dentro da obra;
- Possibilidade de verificar corpos estranhos no solo;
- Execução próximo à divisa.

Cuidados:

- Quando não conseguir esgotar água do furo não deve executar;
- Presença de argilas muito moles e areias submersas;
- Retirada do tubo.

✓ Estacas Franki

Coloca-se o tubo de aço (molde), tendo no seu interior junto à ponta, um tampão de concreto de relação água/cimento muito baixa, esse tampão é socado por meio de um pilão de até 4t; ele vai abrindo caminho no terreno devido ao forte atrito entre o concreto seco e o tubo e o mesmo é arrastado para dentro do solo. Alcançada a profundidade desejada o molde é preso à torre, coloca-se mais concreto no interior do molde e com o pilão, provoca-se a expulsão do tampão até a formação de um bulbo do concreto. Após essa operação desce-se a armadura e concretase a estaca em pequenos trechos sendo os mesmos fortemente, apiloados ao mesmo tempo em que se retira o tubo de molde.



Processo executivo de estaca Franki.

✓ Estaca escavada (com lama bentonítica)

A lama tem a finalidade de dar suporte a escavação. Existem dois tipos: estacões (circulares $\phi=0,6$ a $2,0\text{m}$ – perfuradas ou escavadas) e barretes ou diafragma (retangular ou alongadas, escavadas com “clam-shells” - Figura abaixo).

Processo executivo:

Escavação e preenchimento simultâneo da estaca com lama bentonítica previamente preparada;

Colocação da armadura dentro da escavação cheia de lama;

Lançamento do concreto, de baixo para cima, através de tubo de concretagem (tremonha);

Fatores que afetam a escavação:

- Condições do subsolo (matacões, solos muito permeáveis, camadas duras etc);
- Lençol freático (NA muito alto dificulta a escavação);
- Lama bentonítica (qualidade);
- Equipamentos e plataforma de trabalho (bom estado de conservação);
- Armaduras (rígidas)

✓ **Estaca Apiloada**

Também conhecida como soquete ou estaca pilão. Utiliza-se o equipamento do tipo Strauss sem revestimento. Sua execução consiste na simples queda de um soquete, com massa de 300 a 600kg, abrindo um furo de 0,20 a 0,50m, que posteriormente é preenchido com concreto. É possível executar em solos de alta porosidade, baixa resistência e acima do NA. Muito utilizada no interior do Estado de São Paulo, principalmente na região de Bauru.

✓ **Estaca de Madeira**

Empregadas desde os primórdios da história. Atualmente diante da dificuldade de obter madeiras de boa qualidade e do incremento das cargas nas estruturas sua utilização é bem mais reduzida. São troncos de árvores cravados por percussão. Tem duração praticamente ilimitada quando mantida permanentemente submersa. Quando há variação do NA apodrece por ação de fungos. Em São Paulo tem-se o exemplo do reforço de inúmeros casarões no bairro Jardim Europa, cujas estacas de madeira apodreceram em razão da retificação e aprofundamento da calha do rio Pinheiros. Diâmetros de 0,20 a 0,40m e Cargas admissíveis de 150 a 500kN.

✓ **Estaca Metálica**

Constituídas por peças de aço laminado ou soldado como perfis de secção I e H, chapas dobradas de secção circular (tubos), quadrada e retangular bem como trilhos (reaproveitados após remoção de linhas férreas).

Hoje em dia não se discute mais o problema de corrosão de estacas metálicas quando permanecem inteira ou totalmente enterradas em solo natural, isto porque a quantidade de oxigênio nos solos naturais é tão pequena que, a reação química tão logo começa já se esgota completamente este componente responsável pela corrosão.

✓ **Estaca de Concreto**

É um dos melhores que se presta à confecção de estacas em particular das pré-moldadas pelo controle de qualidade que pode se exercer tanto na confecção quanto na cravação.

Podem ser de concreto armado ou protendido adensado por vibração ou centrifugação.

As secções transversais mais comumente empregadas são: circular (maciça ou vazada), quadrada, hexagonal e a octogonal.

Suas dimensões são limitadas para as quadradas de 0,30 x 0,30m e para as circulares de 0,40m de diâmetro. Secções maiores são vazadas. Cuidados devem ser tomados no seu levantamento. A carga máxima estrutural é especificada pelo fabricante.

5.3 Observações Importantes

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.

5.4 Noções de segurança na execução de fundação

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

6 Detalhes de Execução em Obras com Concreto Armado

Sabemos, que apesar da grande evolução na tecnologia do concreto, nas obras de pequeno e médio porte não se consegue executar um concreto com todas as suas características, de resistência à compressão, pega, trabalhabilidade, perda ao fogo etc..., o que fará com que as construções sejam prejudicadas quanto a estabilidade, funcionalidade das estruturas em concreto armado, devido sempre a problemas referentes a custos, e também por falta de tecnologia por parte de pequenos construtores.

Seriam óbvias as vantagens em economia propiciadas pela utilização de concreto de maior resistência, mas é importante frisar que grandes benefícios poderiam também ser obtidos no que concerne à durabilidade das estruturas, pois concretos mais fortes tem também, em geral, maior resistência à abrasão e baixa permeabilidade.

No que se refere aos constituintes da mistura os pontos-chaves são o fator água-cimento, consumo de cimento e resistência. Atenção também deve ser dada às especificações sobre agregados, cimentos, aditivos e cuidado especial é recomendável quanto aos teores de cloretos e sulfatos no concreto.

Vamos abordar de modo prático alguns detalhes para uma boa execução de obras em concreto armado, ficando aqui em ressalva que qualquer problema em obra deverá ser bem estudado para se fornecer uma solução adequada, pois cada uma tem seus aspectos exclusivos e particulares.

6.1 Materiais Empregados em Concreto Armado

6.1.1 Cimento

O projeto deverá estabelecer os tipos de cimento adequados, tecnicamente e economicamente, a cada tipo de concreto, estrutura, método construtivo, ou mesmo, em relação aos materiais inertes disponíveis.

Exemplo de alguns tipos de cimento passíveis de emprego em aplicações específicas¹:

✓ **Cimento Portland comum:**

- *concreto armado em ambientes não agressivos*
- *lançamento de pequenos volumes ou grandes volumes desde que empregados, na mistura, outros aglomerantes ativos (tais como materiais pozolânicos ou escória de alto forno) para redução do calor de hidratação.*
- *Concreto protendido ou pré-moldado*
- *Não recomendado para emprego em ambientes agressivos;*

✓ **Cimento Portland de alta resistência inicial**

- pré-moldados;
- para descimbramento a curto prazo;
- não recomendado para lançamento de grandes volumes;
- cimento de moderada e alta resistência a sulfatos;
- estruturas em contato com sulfatos;
- estruturas em meios ligeiramente ácidos;
- concreto massa;
- pouco recomendável o emprego em estruturas onde sejam necessárias a desforma e o descombramento rápido.
- cimento portland de alto forno:
- recomendável para estruturas em meios ácidos ou sujeitas a ataque de sulfatos e/ou ácidos;
- aplicável a concreto massa;
- possível o emprego com agregados álcali-reativos;
- cimento portland pozolânico;
- recomendável para concreto massa e para uso com agregados reativos com álcalis;
- aplicável a estruturas sujeitas a ataques ácidos fracos ou de sulfatos;
- cimento aluminoso:
- para refratários em ambientes ligeiramente ácido.

O cimento, ao sair da fábrica acondicionado em sacos de várias folhas de papel impermeável, apresenta-se finamente pulverizado e praticamente seco, assim devendo ser conservado até o momento da sua utilização.

Quando o intervalo de tempo decorrido entre a fabricação e a utilização não é demasiado grande, a proteção oferecida e em geral, suficiente.

Caso contrário, precauções suplementares devem ser tomadas para que a integridade dos característicos iniciais do aglomerante seja preservada.

A principal causa da deterioração do cimento é a umidade que, por ele absorvida, hidrata-o pouco a pouco, reduzindo-lhe sensivelmente as suas características de aglomerante.

O cimento hidratado é facilmente reconhecível. Ao esfregá-lo entre os dedos sente-se que não está finamente pulverizado, constata-se mesmo, freqüentemente, a presença de torrões e pedras que caracterizam fases mais adiantadas de hidratação.

✓ **Recomendações**

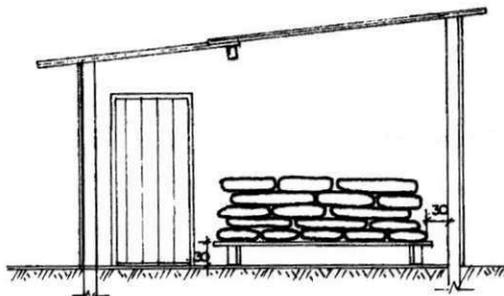
O cimento sendo fornecido em sacos deve-se verificar sua integridade, não aceitando os que estiverem rasgados ou úmidos. Os sacos que contém cimento parcialmente hidratado, isto é, com formação de grumos que não são total e facilmente desfeitos com leve pressão dos dedos, não devem ser aceitos para utilização em concreto estrutural.

Para armazenar cimento é preciso, em primeiro lugar, preservá-lo, tanto quanto possível, de ambientes úmidos e em segundo, não ser estocado em pilhas de alturas excessivas, pois o cimento ainda é possível de hidratar-se. É que ele nunca se apresenta completamente seco e a pressão elevada a que ficam sujeitos os sacos das camadas inferiores reduz os vazios, forçando um contato mais intenso entre as partículas do aglomerante e a umidade existente.

Portanto para evitar essas duas principais causas de deterioração do cimento é aconselhável:

1º- As pilhas não excederem de mais de 10 sacos, salvo se o tempo de armazenamento for no máximo 15 dias, caso em que pode atingir 15 sacos.

2º- As pilhas devem ser feitas a 30 cm do piso sobre estrado de madeira e a 30 cm das paredes e 50 cm do teto.



Os lotes recebidos em épocas diferentes e diversas não podem ser misturados, mas devem ser colocados separadamente de maneira a facilitar sua inspeção e seu emprego na ordem cronológica de recebimento. Deve-se tomar cuidados especiais no armazenamento utilizando cimento de marcas, tipos e classes diferentes. O tempo de estocagem máxima de cimento deve ficar em torno de 30 dias.

A capacidade total armazenada deve ser suficiente para garantir as concretagens em um período de produção máxima, sem reabastecimento.

6.1.2 Agregados

Devemos tomar o cuidado para que em nossas obras não se receba agregados com grande variabilidade, algumas vezes por motivo de abastecimento ou econômico, daqueles inicialmente escolhidos.

Esta variabilidade prejudica a homogeneidade e características mecânicas do concreto. Se recebemos, com granulometria mais fina que o material usado na dosagem inicial, necessitaremos uma maior quantidade de água para mantermos a mesma trabalhabilidade e, conseqüentemente, haverá uma redução na resistência mecânica. Se

ocorrer o inverso haverá um excesso de água para a mesma trabalhabilidade, aumentando a resistência pela diminuição do fator água/cimento, o qual será desnecessário, pois se torna antieconômico, além de provocar uma redução de finos, que prejudicará sua coesão e capacidade de reter água em seu interior, provocando exudação do mesmo.

✓ **Recomendações**

Deve-se ao chegar os agregados, verificar a procedência, a quantidade, e o local de armazenamento e devem estar praticamente isentos de materiais orgânicos como humus, etc.... e também, siltes, carvão.

Quando da aprovação de jazida para fornecer agregados para concreto devemos ter conhecimento de resultados dos seguintes ensaios e/ou análises:

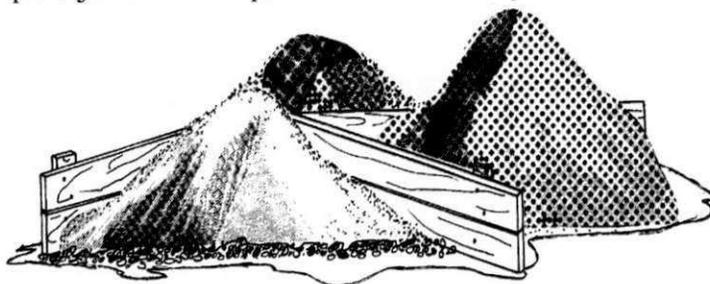
- reatividade aos álcalis do cimento (álcali-sílica, álcali-silicato, álcali-carbonato);
- estabilidade do material frente a variações de temperatura e umidade;
- análise petrográfica e mineralógica;
- presença de impurezas ou materiais dielétricos;
- resistência à abrasão;
- *absorção do material.*

No entanto, no caso de obras de pequeno porte, é praticamente inviável a execução de tais ensaios e análises. Neste caso, deve-se optar pelo uso de material já consagrado no local ou pela adoção de medidas preventivas, em casos específicos (uso de material pozolânicos, por exemplo).

Para evitarmos a variabilidade dos agregados devemos esclarecer junto aos fornecedores a qualidade desejada e solicitar rigoroso cumprimento no fornecimento. Para o armazenamento dos agregados poderemos fazê-lo em baias com tapumes laterais de madeira ou em pilhas separadas, evitando a mistura de agregados de diferentes dimensões, deveremos fazer uma inclinação no solo, para que a água escoar no sentido inverso da retirada dos agregados, e colocar uma camada com aproximadamente 10 cm de brita, 1 e 2 para possibilitar a drenagem do excesso de água.

Recomenda-se que as alturas máximas de armazenamento sejam de 1,50m, diminuindo-se o gradiente de umidade, principalmente nas areias e pedriscos, evitando-se constantes correções na quantidade de água lançado ao concreto.

Estando a areia com elevada saturação, deve-se ter o cuidado de verificar no lançamento do material na betoneira, se parte da mesma não ficou retida nas caixas ou latas, pedindo que seja bem batida para a sua total liberação.



ARMAZENAMENTO EM BAIAS

6.1.3 Água

A resistência mecânica do concreto poderá ser reduzida, se a água utilizada no amassamento conter substâncias nocivas em quantidades prejudiciais.

Portanto, a água destinada ao amassamento deverá ser as águas potáveis.

Do ponto de vista da durabilidade dos concretos, o emprego de águas não potáveis no amassamento do concreto pode criar problemas a curto ou longo prazo.

Se, para o concreto simples, o uso de águas contendo impurezas, dentro de certos limites, pode não trazer conseqüências danosas, o mesmo não ocorre com o concreto armado, onde a existência de cloretos pode ocasionar corrosão das armaduras, além de manchas e eflorescências superficiais.

6.1.4 Armaduras

Os problemas existentes com as barras de aço é a possibilidade de corrosão em maior ou menor grau de intensidade, em função de meio ambiente existente na região da obra.

O que provoca a diminuição da aderência ao concreto armado e diminuição de seção das barras. No primeiro caso, esta diminuição é provocada pela formação de uma película não aderente às barras de aço, impedindo o contacto com o concreto. No segundo caso de diminuição de seção, o problema é de ordem estrutural, devendo ser criteriosamente avaliada a perda de seção da armadura.

✓ **Recomendações**

- **Meios fortemente agressivos (regiões marítimas, ou altamente poluídas).**
 - Armazenar o menor tempo possível;
 - Receber na obra as barras de aço já cortadas e dobradas, em pequenas quantidades;
 - Armazenar as barras em galpões fechados e cobertos com lona plástica;
 - Pintar as barras com pasta de cimento de baixa consistência (avaliar a eficiência periodicamente).

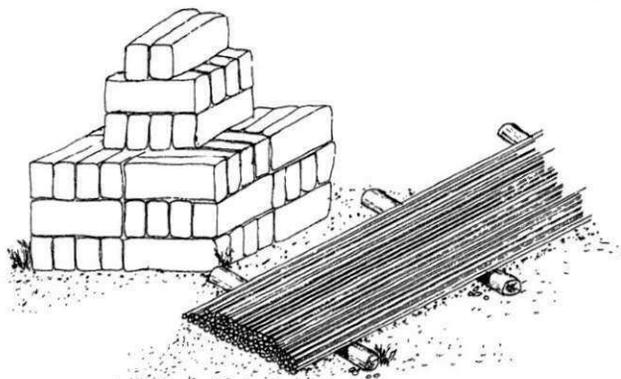
- **Meios mediantemente agressivos**
 - Armazenar as barras sobre travessas de madeira de 30 cm de espessura, apoiadas em solo limpo de vegetação e protegido de pedra britada.
 - Cobrir com lonas plásticas;
 - Pintar as barras com pasta de cimento de baixa consistência.(avaliar a eficiência periodicamente);

- **Meios pouco agressivos**
 - Armazenar as barras em travessas de madeira de 20 cm de espessura, apoiadas em solo limpo de vegetação e protegido por camada de brita.

- **Para a limpeza das barras com corrosão deveremos fazer em ordem de eficiência**
 - jateamento de areia;
 - limpeza manual com escova de aço;

- limpeza manual com saco de estopa úmido.

As barras que foram pintadas com camadas de cimento, para sua utilização na estrutura deverão ser removidas, a qual pode ser feito manualmente através de impacto de pedaço de barra de aço estriada e ajudar a limpeza através de fricção das mesmas.



▪ Tipos de Aço

Os aços estruturais de fabricação nacional em uso no Brasil podem ser classificados em três grupos:

- *Aços de dureza natural laminados a quente: utilizados a muito tempo no concreto armado. Nos dias de hoje possui saliências para aumentar a aderência do concreto.*
- *Aços encruados a frio: obtidos por tratamento a frio trabalho mecânico feito abaixo da zona crítica, os grãos permanecem deformados aumentando a resistência.*
- *Aços para concreto protendido: aços duros e pertencem ao grupo de aços usados para concreto protendido. Pode ser encontrado em fios isolados ou formando uma cordoalha.*

No Brasil a indicação do aço é feita pelas letras CA (concreto armado) seguida de um número que caracteriza a tensão de escoamento em kg/mm². Segue ainda uma letra maiúscula A ou B, que indica se o aço é de dureza natural ou encruado a frio.

Os mais utilizados são: CA 25
CA 50 A, CA 50 B;
CA 60 A, CA 60 B.

Obs.: O comprimento usual das barras é de 11, com tolerância de mais ou menos 9%. E sua unidade é em milímetros.

6.2 Sistema de Fôrmas e Escoramentos Convencionais

Para se ter à garantia de que uma estrutura ou qualquer peça de concreto armado seja executado fielmente ao projeto e tenha a fôrma correta, depende da exatidão e rigidez das formas e de seus escoramentos.

Geralmente as fôrmas têm a sua execução atribuída aos mestres de obra ou encarregados de carpintaria, estes procedimentos resultam em consumo intenso de

materiais e mão-de-obra, fazendo um serviço empírico, as fôrmas podem ficar superdimensionadas ou subdimensionadas. Hoje existe um grande elenco de alternativas para confecção de fôrmas, estudadas e projetadas, para todos os tipos de obras.

As fôrmas podem variar cerca de 40%² do custo total das estruturas de concreto armado. Considerando que a estrutura representa 20% do custo total de um edifício, concluímos que racionalizar ou otimizar a forma corresponde a 8% do custo de construção.

Nessa análise, estamos considerando os custos diretos, existem os chamados indiretos, que podem alcançar níveis representativos. No ciclo de execução da estrutura (forma, armação e concreto), o item forma é geralmente, o caminho crítico, responsável por cerca de 50% do prazo de execução do empreendimento. Portanto, o seu ritmo estabelece o ritmo das demais atividades e, eventuais atrasos. A forma é responsável por 60% das horas-homem gastas para execução da estrutura os outros 40% para atividade de armação e concretagem.

Portanto devemos satisfazer alguns requisitos para a sua perfeita execução, que são:

- *Devem ser executadas rigorosamente de acordo com as dimensões indicadas no projeto, e ter a resistência necessária.*
- *Devem ser praticamente estanques.*
- *Devem ser projetadas para serem utilizadas o maior número possíveis de vezes.*

Na concretagem devemos tomar algumas precauções para que a estrutura não seja prejudicada:

- *Antes de concretar, as fôrmas devem ser limpas.*
- *Antes de concretar, as fôrmas devem ser molhadas até a saturação.*
- *Antes de concretar, as fôrmas devem ser molhadas até a saturação.*

6.2.1 Materiais e Ferramentas

De acordo com o acabamento superficial pode-se definir o tipo de material a ser empregado.

- Tábuas de madeira serrada;
- Chapa de madeira compensada resinada;
- Chapa de madeira compensada plastificada, além dos pregos, barras de ferro redondo, para serem utilizados sob forma de tirantes. Existem também, diferentes tipos de fôrmas metálicas assim como pontaletes tubulares.

✓ Tábuas de madeira serrada

Devem ter as seguintes qualidades:

- Elevado módulo de elasticidade e resistência razoável;
- Não ser excessivamente dura;
- Baixo custo.

As tábuas mais utilizadas são o pinho de 2º e 3º, o cedrilho, timburi, e similares; sendo as bitolas comerciais mais comuns de: 2,5 x 30,0 cm (1" x 12"), 2,5 x 25,0 cm (1" x 10"), 2,5 x 20,0 cm (1" x 8").

As tábuas podem ser reduzidas a qualquer largura, desdobradas em sarrafos, dos quais os mais comuns são os de 2,5 x 15,0 cm; 2,5 x 10,0 cm; 2,5 x 7,0 cm; 2,5 x 5,00 cm.

✓ Chapas de madeira compensada

As chapas de madeira compensada, mais usadas para forma, tem dimensões de 2,20 x 1,10 m e espessura que variam de 6,0; 10,0; 12,0mm.

As chapas tem acabamento resinado, para utilização em estruturas de concreto armado revestida, e acabamento plastificado, para utilização em estruturas de concreto aparente.

As chapas compensadas são compostas por diversas lâminas coladas ou por cola "branca" PVA, ou cola fenólica. As chapas coladas com cola fenólica são mais resistentes ao descolamento das lâminas quando submetidas à umidade.

✓ Escoramentos

Podemos utilizar para escoramentos pontaletes de eucaliptos ou peças de peroba como os cibros 5,0 x 6,0 cm; 5,0 x 7,0 cm; 8,0 x 8,0 cm; as vigas 6,0 x 12,0cm e 6,0 x 16,0 cm, além dos escoramentos tubulares metálicos.

✓ Pregos

Os pregos obedecem às normas EB-73 e PB-58/ ABNT. A designação dos pregos com cabeça será por dois n^{os}. a x b.

a = refere ao diâmetro, é o n^o do prego na Fiera Paris.

ex: 15 = 2,4 mm 18 = 3,4 mm

b = representa o comprimento medido em "linhas" - 2,3 mm, unidade correspondente a 1/12 da polegada antiga.

OBS.: Os mais utilizados são:

- Fôrmas de tábuas: 18 x 27

19 x 36

- Fôrmas de chapas: 15 x 15

18 x 27

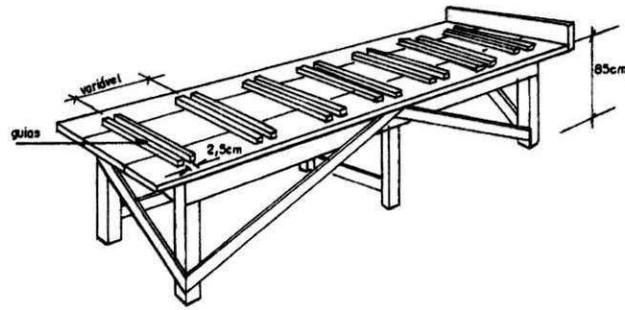
- Escoramentos: 19 x 36

18 x 27

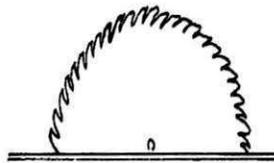
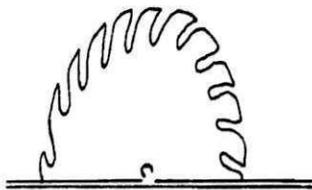
O diâmetro deve ser escolhido entre 1/8 e 1/10 da espessura da peça de menor espessura.

Devemos deixar os materiais em locais cobertos, protegidos do sol e da chuva. No manuseio das chapas compensadas deve-se tomar o cuidado para não danificar os bordos.

Para a execução das fôrmas além das ferramentas de uso do carpinteiro, como o martelo; serrote; lima; etc. se utiliza uma mesa de serra circular e uma bancada com gabarito para a montagem dos painéis.

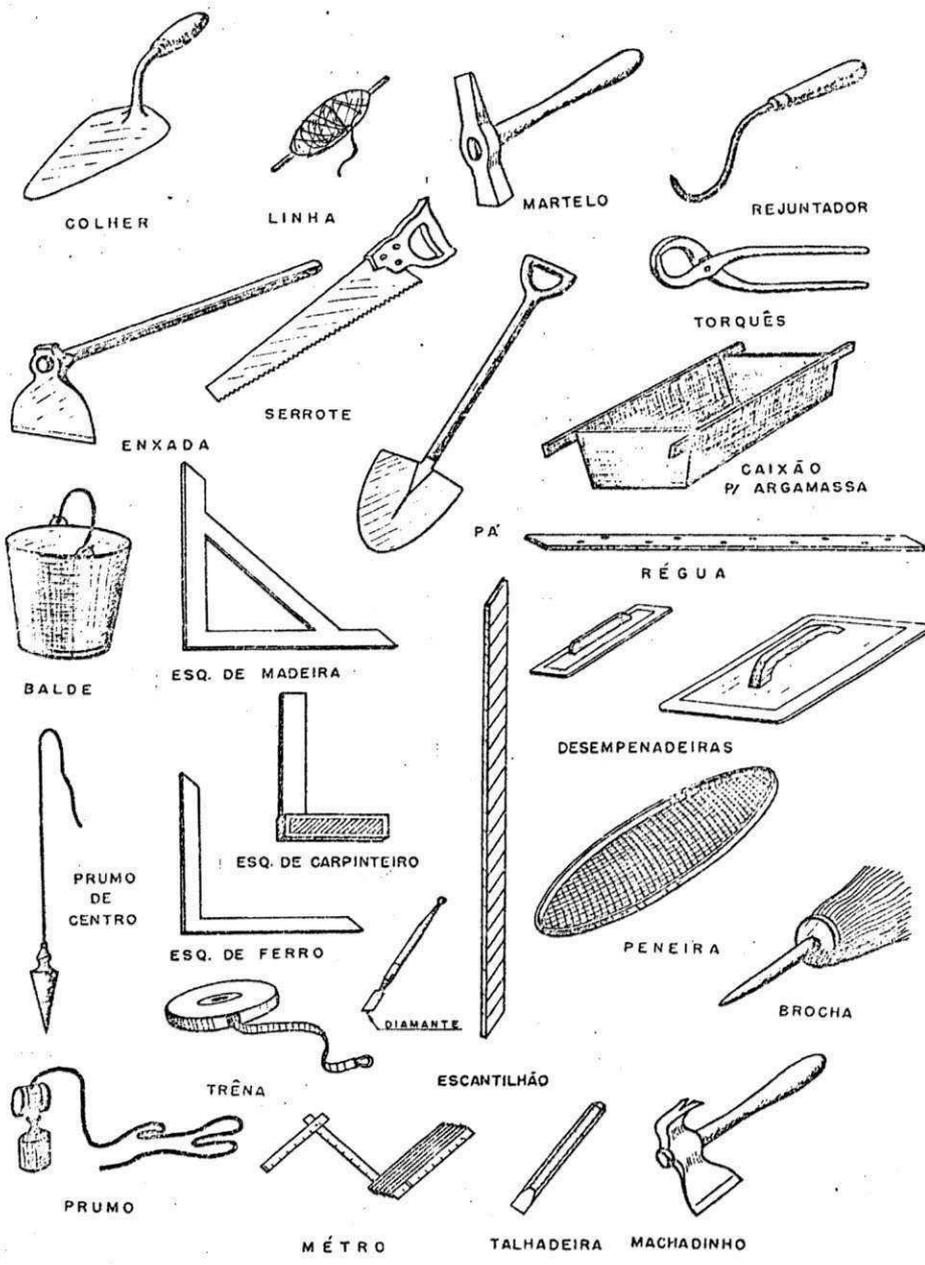


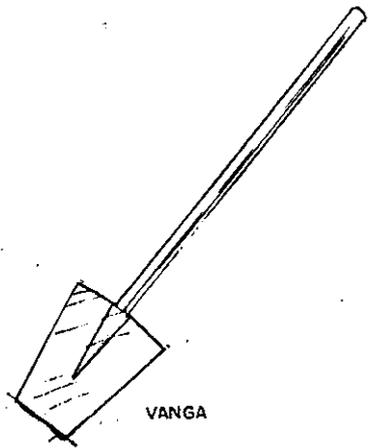
A mesa de serra deve ter uma altura que permita proceder ao corte de uma seção de uma só vez e as dimensões da mesa de serra deve ser coerentes com as dimensões das peças a serrar, e ainda é de grande importância adotar um disco de serra com dentes compatíveis com o corte a ser feito.



mais indicado
para chapas
compensadas

FERRAMENTAS





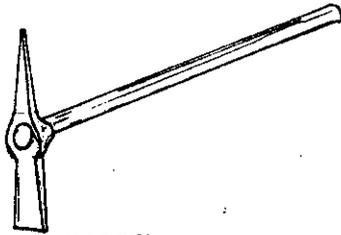
VANGA



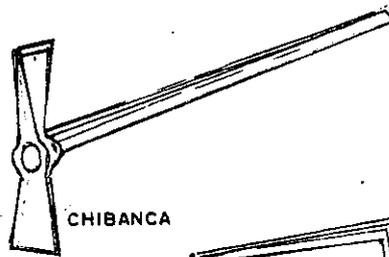
ARCO DE SEGUETA



PONTEIRO



PICARETA



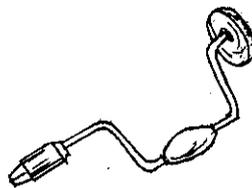
CHIBANCA



CHAVE DE DOBRAR FERRO



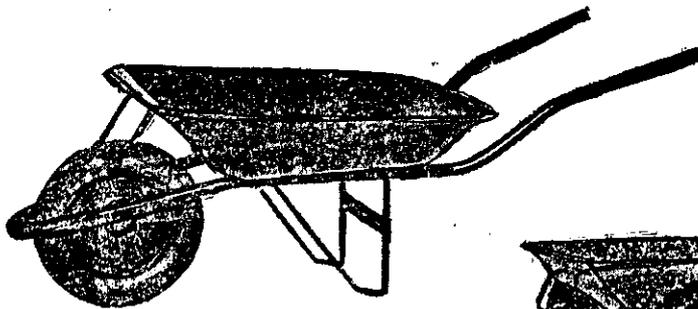
DESEMPENADEIRA DENTADA



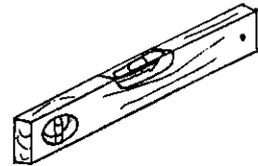
ARCO DE PUA



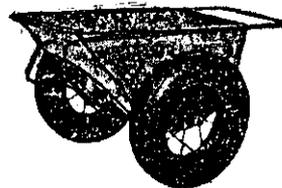
VERRUMA



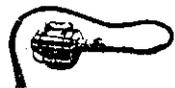
CARRINHO



NIVEL DE BÔLHA



GIRICA



VIBRADOR



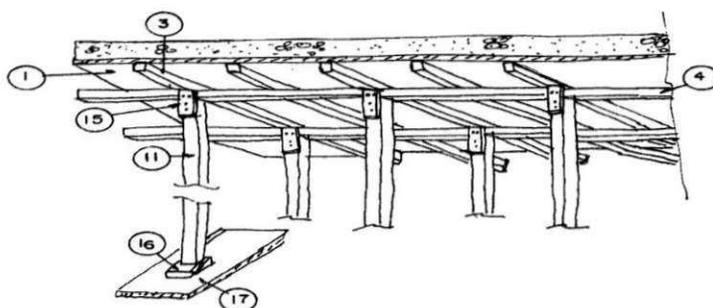
BETONEIRA

6.3 Peças Utilizadas na Execução das Fôrmas

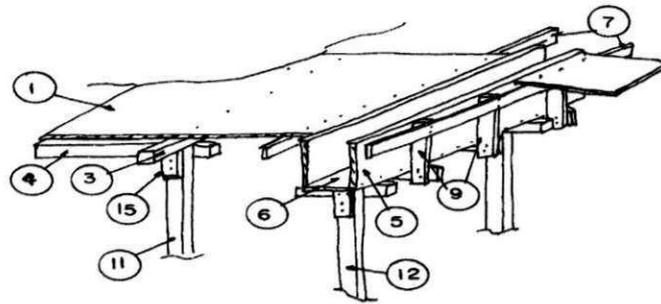
São dados diversos nomes às peças que compõem as fôrmas e seus escoramentos os mais comuns são:

- 1 -Painéis:** Superfícies planas, formadas por tábuas ou chapas, etc. Os painéis formam os pisos das lajes e as faces das vigas, pilares, paredes.
- 2 -Travessas:** Peças de ligações das tábuas ou chapas, dos painéis de vigas, pilares, paredes, geralmente feitas de sarrafos ou caibros.
- 3 -Travessões:** Peças de suporte empregadas somente nos escoramentos dos painéis de lajes, geralmente feitas de sarrafos ou caibros.
- 4 -Guias:** Peças de suporte dos travessões. Geralmente feitas de caibros ou tábuas trabalhando a cutelo (espelho), no caso de utilizar tábuas, os travessões são suprimidos.
- 5 -Faces:** Painéis que formam os lados das fôrmas das vigas.
- 6 -Fundo das Vigas:** Painéis que forma a parte inferior das vigas.
- 7-Travessas de Apoio:** Peças fixadas sobre as travessas verticais das faces da viga, destinadas ao apoio dos painéis de lajes e das peças de suporte dos painéis de laje (travessões e guias).
- 8-Cantoneiras:** Peças triangulares pregadas nos ângulos internos das fôrmas.
- 9-Gravatas:** Peças que ligam os painéis das formas dos pilares, colunas e vigas.
- 10-Montantes:** Peças destinadas a reforçar as gravatas dos pilares.
- 11-Pés - Direitos:** Suportes das fôrmas das lajes. Geralmente feitos a de caibros ou varas de eucaliptos.
- 12-Pontaletes:** Suportes das fôrmas das vigas. Geralmente feitos de caibros ou varas de eucaliptos.
- 13-Escoras (mãos - francesas):** Peças inclinadas, trabalhando a compressão.
- 14-Chapuzes:** Pequenas peças feitas de sarrafos, geralmente empregadas como suporte e reforço de pregação das peças de escoramento, ou como apoio extremo das escoras.
- 15-Talas:** Peças idênticas aos chapuzes, destinadas à ligação e a emenda das peças de escoramento.
- 16-Cunhas:** Peças prismáticas, geralmente usadas aos pares.
- 17-Calços:** Peças de madeira os quais se apóiam os pontaletes e pés direitos por intermédio de cunhas.
- 18-Espaçadores:** Peças destinadas a manter a distância interna entre os painéis das formas de paredes, fundações e vigas.
- 19-Janelas:** Aberturas localizadas na base das fôrmas, destinadas a limpeza.
- 20-Travamento:** Ligação transversal das peças de escoramento que trabalham a flambagem.
- 21-Contraventamento:** Ligação destinada a evitar qualquer deslocamento das fôrmas. Consiste na ligação das fôrmas entre si.

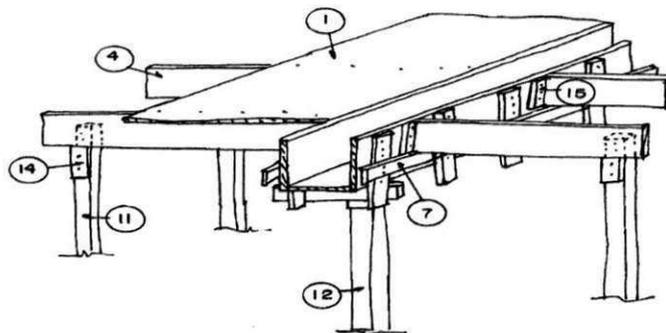
Ex.1



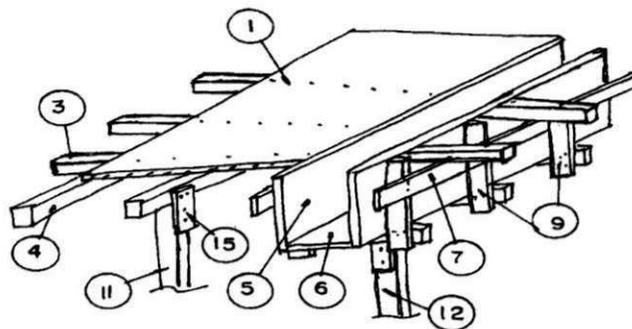
Ex.2



Ex.3



Ex.4

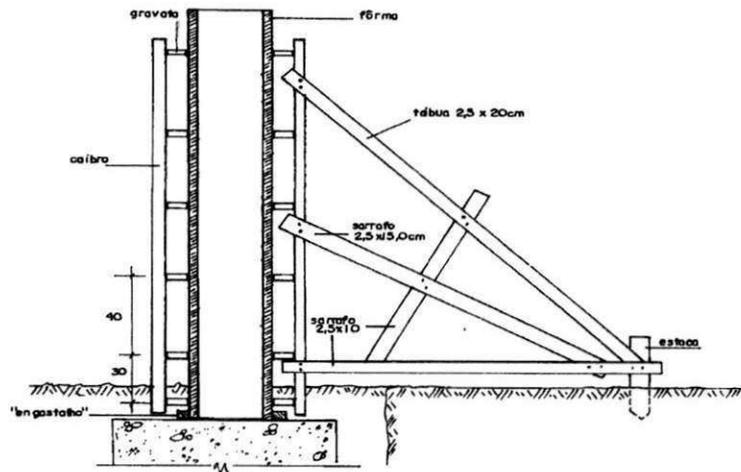


6.4 Utilização

1º - Nos Pilares

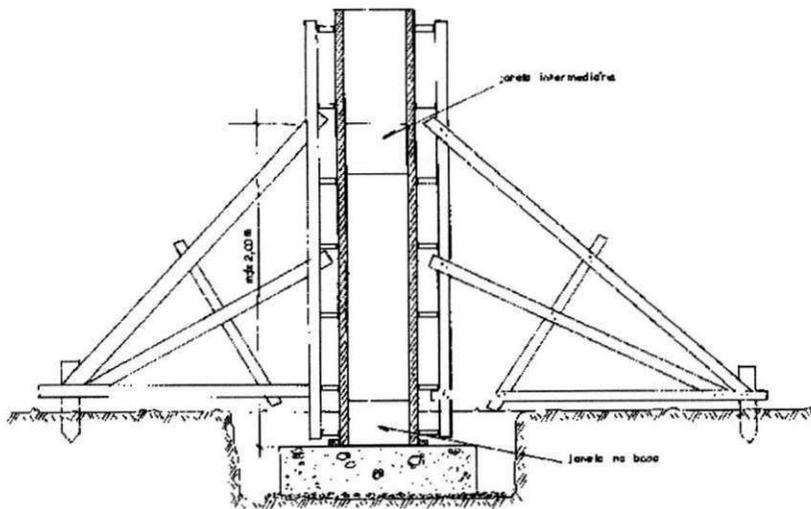
Temos que prever contraventamentos em duas direções perpendiculares entre si os quais deverão estar bem apoiados no terreno em estacas firmemente batidas ou nas formas da estrutura inferior, devem ser bem fixados com bastantes pregos nas ligações com a fôrma e com os apoios no solo.

Em pilares altos, prever contraventamentos em dois ou mais pontos de altura, e nos casos de contraventamentos longos prever travessas com sarrafos para evitar flambagem.

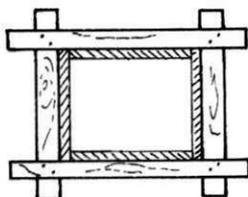


Devemos colocar gravatas com dimensões proporcionais às alturas dos pilares para que possam resistir ao empuxo lateral do concreto frasco.

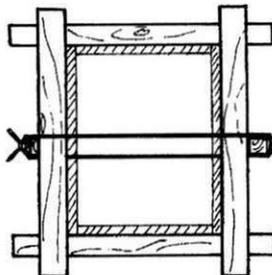
Na parte inferior dos pilares, as distância entre as gravatas devem ser de 30 a 40 cm, não devemos esquecer de deixar na base dos pilares uma janela para a limpeza e lavagem do fundo, bem como deixar janelas intermediárias para concretagem em etapas nos pilares altos.



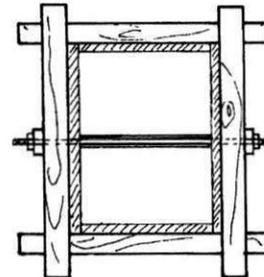
Seção



com gravatas

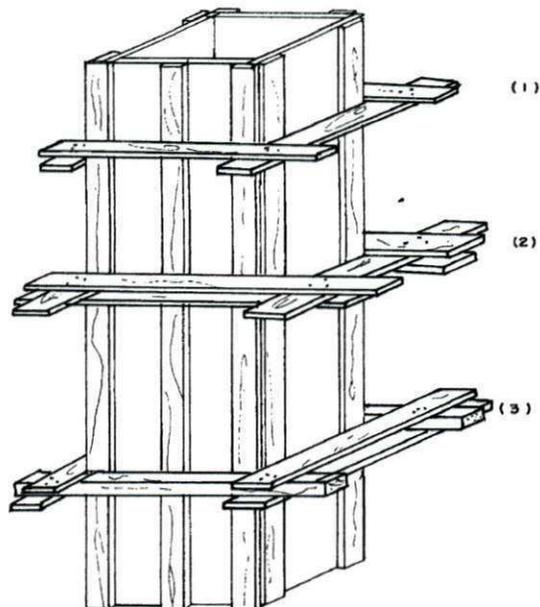


com gravatas e reforço de arame recozido n.º 10



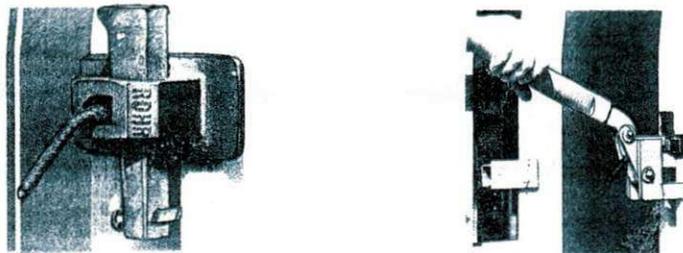
com gravatas e espiguetas montadas dentro de tubos plásticos.

Tipos de gravatas mais usuais para pilares



Além das gravatas podemos reforçar as formas dos pilares com arame recozido nº12 ou nº 10 (seção 2), ou ainda com espaguets, tensores, que podem ser introduzidas dentro de tubos plásticos para serem reaproveitados (seção 3).

Tensores



Espaguets



2º-Nas Vigas e Lajes

Devemos de nos certificar se as formas tem as amarrações, escoramentos e contraventamentos suficientes para não sofrerem deslocamentos ou deformações durante o lançamento do concreto, e verificarmos se as distâncias entre eixos são as seguintes:

- | | |
|--|----------------------|
| - para as gravatas | : 0,50, 0,60 a 0,80m |
| - para caibros horizontais das lajes | : 0,50 m |
| - entre mestras ou até apoio nas vigas | : 1,00 a 1,20m |
| - entre pontaletes das vigas e mestras das lajes | : 1,00m |

Quando os pontaletes forem apoiar no terreno, para evitar recalques, devemos colocar tábuas ou pranchas que deverão ser maiores quando mais fraco for os terrenos, de modo que as cargas dos pontaletes seja distribuída numa área maior.

Prever cunhas duplas nos pés de todos os pontaletes para possibilitar uma desforma mais fácil, e nos vãos intermediários dos escoramentos, devem com certeza serem colocados, de modo a permitir a colocação das contra flechas.

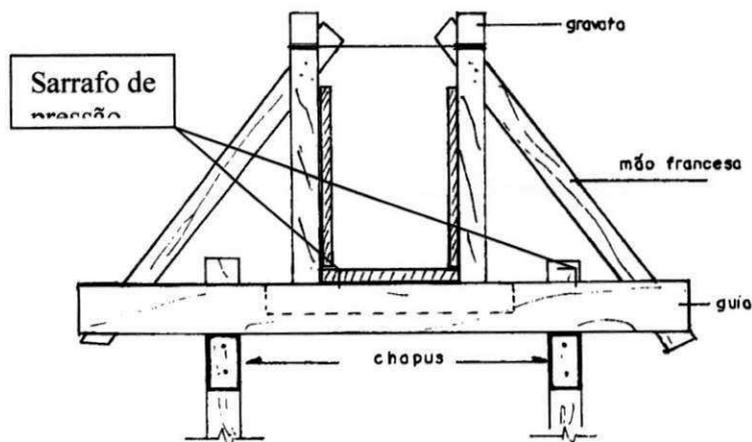
Nos pontaletes com mais de 3,00m, prever travamentos horizontais e contravontamentos para evitar flambagem.

Cuidado com emendas nos pontaletes !!!

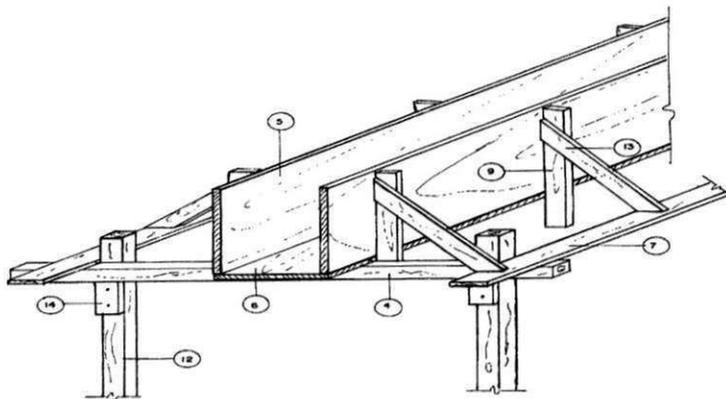
Cada pontalete de madeira só poderá ter uma emenda, a qual não pode se feita no terço médio do seu comprimento. Nas emendas, os topos das duas peças devem ser planos e normais ao eixo comum. Devem, nestes casos, ser pregados sobre juntas de sarrafos em toda a volta das emendas.

Nas formas laterais das vigas, não é suficiente a colocação de gravatas ancoradas através do espaço interior das fôrmas com arame grosso (arame recozido nº 10) , principalmente nas vigas altas, é necessário prever também um bom escoramento lateral com as mãos francesas entre a parte superior da gravata e a travessa de apoio ou contra o piso ou terreno, evitando as "barrigas" ou superfícies tortas. Podemos ainda utilizar, nestes casos, os espaguetes ou tensores.

Na base da forma e sobre as guias é importante pregar um sarrafo denominado "sarrafo de pressão", para evitar a abertura da forma.



Outro tipo de fôrma e escoramentos de vigas

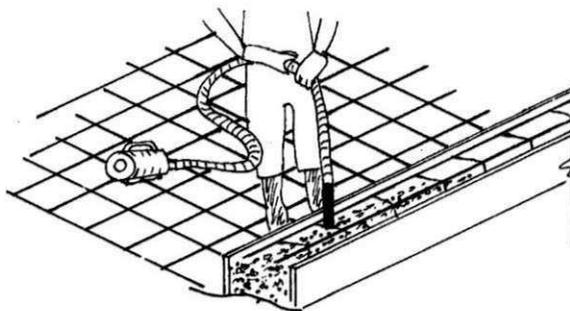


6.5 Aplicação do Concreto em Estruturas

Na aplicação do concreto devemos efetuar o adensamento de modo a torná-lo o mais compacto possível.

O método mais utilizado para o adensamento do concreto é por meio de vibrador de imersão, para isso devemos ter alguns cuidados:

- aplicar sempre o vibrador na vertical;
- vibrar o maior número possível de pontos;
- o comprimento da agulha do vibrador deve ser maior que a camada a ser concretada;
- não vibrar a armadura;
- não imergir o vibrador a menos de 10 ou 15 cm da parede da fôrma;
- mudar o vibrador de posição quando a superfície apresentar-se brilhante.



Porém antes da aplicação do concreto nas estruturas devemos ter alguns cuidados:

- a altura da camada de concretagem deve ser inferior a 50 cm, facilitando assim a saída das bolhas deve ser inferior a 50 cm, facilitando assim a saída das bolhas de ar.
- e alguns cuidados nos pilares, vigas, lajes como segue:

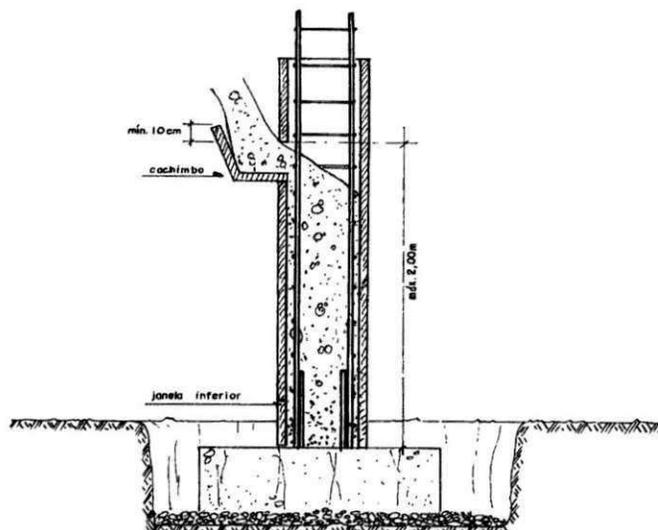
6.5.1 Nos Pilares

Verificar o seu prumo, e fazer com que a fôrma fique apoiada no mesmo quadro já comentado quando dos arranques dos pilares, e contraventá-las.

Engravatar a fôrma a cada aproximadamente 50 cm, e em casos de pilares altos a 2,00m fazer uma abertura "janela" para o lançamento do concreto, evitando com isso a queda do concreto de uma altura fazendo com que os agregados graúdos permaneçam no pé do pilar formando ninhos de pedra a vulgarmente chamado "bicheira".

Podemos ainda fazer uma outra abertura no pé do pilar para, antes da concretagem, fazer a remoção e limpeza da sua base.

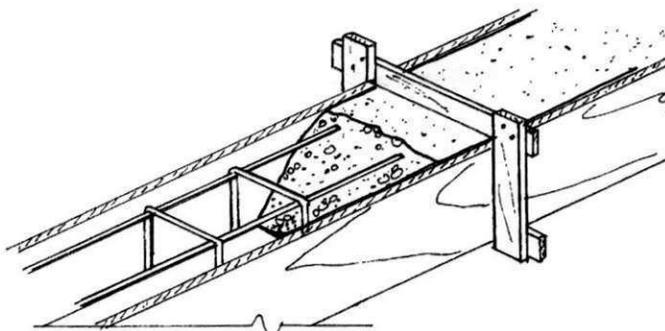
O concreto deverá ser vibrado com vibrador específico para tal, e não a "marteladas" como o usual.



6.5.2 Nas Vigas

Deverá ser feito formas, contraventadas a cada 50cm, par evitar, no momento de vibração, a sua abertura e vazamento da pasta de cimento.

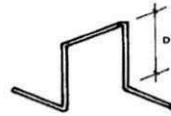
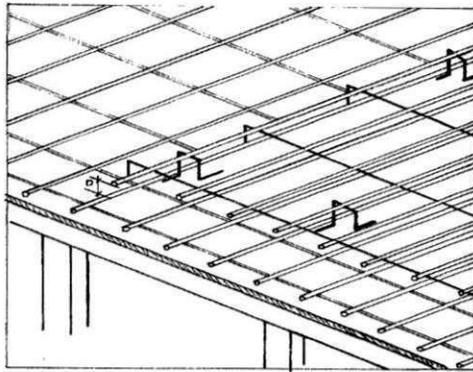
Deverão ser concretadas de uma só vez, caso não haja possibilidade, fazer as emendas à 45° e quando retornamos a concretar devemos limpar e molhar bem colocando uma pasta de cimento antes da concretagem.



6.5.3 Nas Lajes

Após a armação, devemos fazer a limpeza das pontas de arame utilizadas na fixação das barras, através de imã, fazer a limpeza e umedecimento das formas antes de concretagem, evitando que a mesma absorva água do concreto. O umedecimento não pode originar acúmulo de água, formando poças.

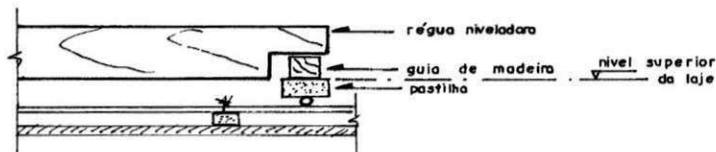
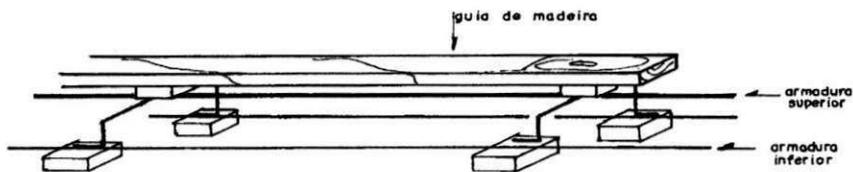
Garantir que a armadura negativa fique posicionada na face superior, com a utilização dos chamados "Caranguejos".



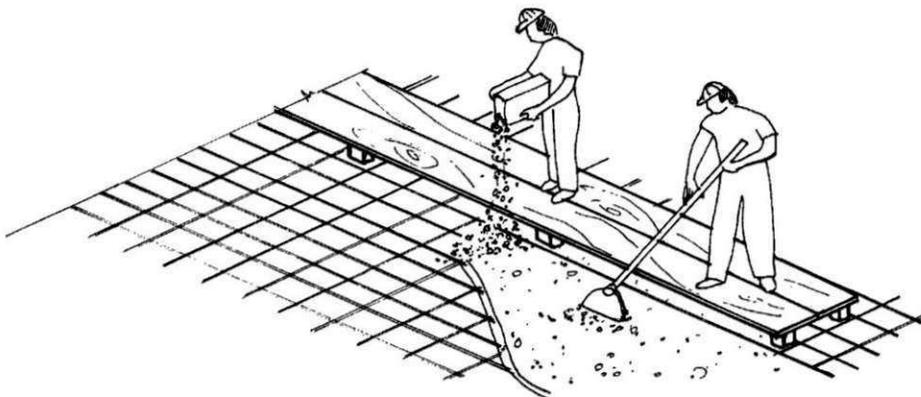
D= Distância entre as camadas da armadura.

Recomendamos o uso de guias de nivelamento e não de pilaretes de madeira para nivelarmos a superfície das lajes.

Como indicado:



Recomendamos ainda que as passarelas, para movimentação de pessoal no transporte de concreto, seja feita móveis e apoiadas diretamente sobre as formas, independentes da armadura. Desta forma evitaremos a vibração excessiva das armaduras com eventual risco de aderência na parte de concreto já parcialmente endurecido, e a deslocação das mesmas principalmente as armaduras negativas.



6.6 Cobrimento da Armadura

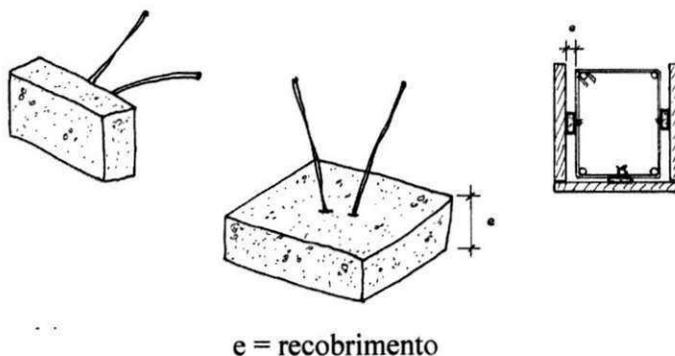
A importância do Cobrimento de concreto da armadura é de vital importância na durabilidade, mas também pelos benefícios adicionais, como por exemplo a resistência ao fogo. É preocupante ao constatar que esse ponto é freqüentemente negligenciado.

Na execução, deve ser dada atenção apropriada aos espaçadores para armadura e uso de dispositivos para garantia efetiva do cobrimento especificado.

Devemos em todos os casos garantir o total cobrimento das armaduras, lembrando que o aço para concreto armado estará apassivado e protegido da corrosão quando estiver em um meio fortemente alcalino propiciando pelas reações de hidratação do cimento, devemos fazer cumprir os cobrimentos mínimos exigidos no projeto, para tal pode-se empregar:

- *pastilhas (espaçadores): plásticas ou de argamassa, que além de mais econômicas, aderem melhor ao concreto e podem ser facilmente obtidas na obra, com o auxílio de formas de madeira, isopor (caixa de ovos), (para fazer gelo), metálica etc...*
- *cordões de argamassa.*

Pastilhas de argamassa



Em casos que uma concretagem deva ser interrompida por mais do que cerca de três horas a sua retomada só poderá ser feita 72 horas - após a interrupção; este cuidado é necessário para evitar que a vibração do concreto novo, transmitida pela armadura, prejudique o concreto em início de endurecimento. A superfície deve ser limpa, isenta de partículas soltas, e para maior garantia de aderência do concreto novo com o velho devemos:

- 1º retirar com ponteiro as partículas soltas;
- 2º molhar bem a superfície e aplicar;
- 3º ou uma pasta de cimento ou um adesivo estrutural para preencher os vazios e garantir a aderência;
- 4º o reinício da concretagem deve ser feito preferencialmente pelo sentido oposto.

6.7 Cura

A cura é um processo mediante o qual mantém-se um teor de umidade satisfatório, evitando a evaporação da água da mistura, garantindo ainda, uma temperatura favorável ao concreto, durante o processo de hidratação dos materiais aglomerantes.

A cura é essencial para a obtenção de um concreto de boa qualidade. A resistência potencial, bem como a durabilidade do concreto, somente serão desenvolvidas totalmente, se a cura for realizada adequadamente.

Existem dois sistemas básicos para obtenção da perfeita hidratação do cimento:

1 – Criar um ambiente úmido quer por meio de aplicação contínua e/ou freqüente de água por meio de alagamento, molhagem, vapor d'água ou materiais de recobrimento saturados de água, como mantas de algodão ou juta, terra, areia, serragem, palha, etc.

2 – Prevenir a perda d'água de amassamento do concreto através do emprego de materiais selantes, como folhas de papel ou plástico impermeabilizante, ou por aplicação de compostos líquidos para formação de membranas.

OBS.: Deve-se ter cuidados para que os materiais utilizados não sequem e absorvam a água do concreto.

6.7.1 Tempo De Cura

Para definir o prazo de cura, motivo de constante preocupação de engenheiros e construtores nacionais, é necessário considerar dois aspectos fundamentais:

- a relação a/c e o grau de hidratação do concreto;
- tipo de cimento.

Para concretos com resistência da ordem de 15Mpa devemos curar o concreto num período de 2 a dez dias, de acordo com a relação a/c utilizada e o tipo de cimento, conforme mostra a TABELA abaixo:

a/c Cimento	0,35	0,55	0,65	0,70
CPI e II 32	2	3	7	10
CPIV – POZ 32	2	3	7	10
CPIII – AF – 32	2	5	7	10
CPI e II – 40	2	3	5	5
CPV – ARI	2	3	5	5

Há, também, outros aspectos importantes na determinação do tempo total de cura e não podem deixar de ser mencionados, uma vez que, de alguma forma, atuam sobre a cinética da reação de hidratação do cimento:

- condições locais, temperatura, vento e umidade relativa do ar;
- geometria das peças, que pode ser definida pela relação, área de exposição/volume da peça.

Em certas condições, haverá necessidade de concretos mais compactos (menos porosos), exigindo um prolongamento do período em que serão necessárias as operações de cura. Nessas condições haverá necessidade de considerar também a variável agressividade do meio ambiente.

O maior dano causado ao concreto pela falta da cura não será uma redução nas resistências à compressão, pelo menos nas peças espessas, que retêm mais água e garantem o grau de umidade necessário para hidratar o cimento. A falta de uma cura adequada age principalmente contra a durabilidade das estruturas, a qual é inicialmente controlada pelas propriedades das camadas superficiais desse concreto. Secagens prematuras resultam em camadas superficiais porosas com baixa resistência ao ataque

de agentes agressivos. Ironicamente, as obras mais carentes de uma cura criteriosa – pequenas estruturas, com concreto de relação a/c elevada – são as que menos cuidados recebem, especialmente componentes estruturais, como pilares e vigas. Além disso, é prática usual nos canteiros de obras cuidar da cura somente na parte superior das lajes.

6.8 Desforma

Quando os cimentos não forem de alta resistência inicial ou não for colocado aditivos que acelerem o endurecimento e a temperatura local for adequada, a retirada das fôrmas e do escoramento não deverá ser feito antes dos seguintes prazos:

- faces laterais	3 dias
- retirada de algumas escoras	7 dias
- faces inferiores, deixando-se algumas escoras bem encunhadas	14 dias
- desforma total, exceto as do ítem abaixo	21 dias
- vigas e arcos com vão maior do que 10 m	28 dias

A desforma de estruturas mais esbeltas deve ser feita com muito cuidado, evitando-se desformas ou retiradas de escoras bruscas ou choques fortes.

Em estruturas com vãos grandes ou com balanços, deve-se pedir ao calculista um programa de desforma progressiva, para evitar tensões internas não previstas no concreto, que podem provocar fissuras e até trincas.

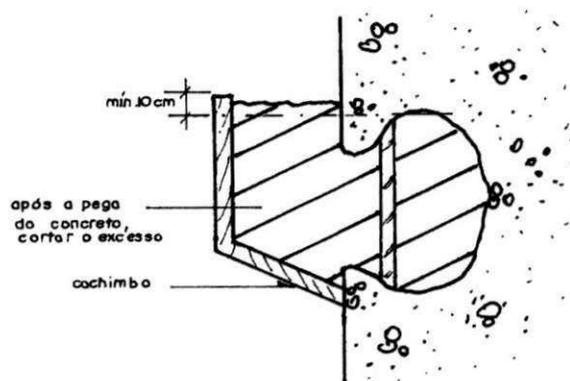
6.8.1 Consertos de Falhas

Devemos proibir, nas obras, que após a desforma de qualquer elemento da estrutura de concreto armado sejam fechadas falhas (bicheiras) do concreto, para esconder eventuais descuidos durante a concretagem ou por outro qualquer motivo.

Para os concertos nas falhas devemos assim proceder:

- remover o concreto solto, picotar e limpar bem o lugar a ser reparado.
- limpar bem as barras das armaduras descoberta removendo toda a ferrugem.
- aplicar um adesivo a base de epóxi na superfície de contacto do concreto e das barras de aço com o novo concreto de enchimento.
- *preenchimento do vazio, com concreto forte, sendo aconselhável aplicar aditivo inibidor de retração (expansor).*

Método mais comum de concertos de falhas



6.9 Noções de Segurança

- Para evitar quedas de pessoas em aberturas, beirada das Lages, escorregões ocasionados pela desforma, emprego de escadas inadequadas devemos: proteger as beiradas das Lages, poços, com guarda-corpos de madeira, metal ou telados. As escadas devem ser dimensionadas em função do fluxo de trabalhadores, ser fixadas nos pisos inferiores e superiores.
- *Para evitar quedas de materiais e objetos, devemos evitar o empilhamento e armazenamento próximo a beiradas de laje. Madeira de desforma e estrocas devem ser armazenadas no centro do pavimento.*
- O içamento de materiais só deve ser feito por pessoal qualificado
- Para o transporte, corte, dobra e manipulação de armações de aço devem ser utilizados os equipamentos de proteção individual obrigatórios (capacete, óculos de segurança contra impactos, avental, luva e mangote de raspa, protetor auricular, calçado, cinturão de segurança tipo pára-quedista e trava-quedas).
- Retirar da área de produção as ferramentas defeituosas, danificadas ou improvisadas.

7 Superestruturas

7.1 Vigas

Vigas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante” (NBR 6118:2003, item 14.4.1.1). Portanto, os esforços predominantes são: momento fletor e força cortante.

Nos edifícios, em geral, as vigas servem de apoio para lajes e paredes, conduzindo suas cargas até os pilares. Como neste capítulo o efeito do vento não será considerado, as vigas serão dimensionadas para resistir apenas às ações verticais.

7.1.1. DADOS INICIAIS

O primeiro passo para o projeto das vigas consiste em identificar os dados iniciais. Entre eles incluem-se:

- classes do concreto e do aço e o cobrimento;
- forma estrutural do tabuleiro, com as dimensões preliminares em planta;
- distância até o andar superior;
- reações de apoio das lajes;
- cargas das paredes por metro quadrado;
- dimensões das seções transversais das vigas, obtidas num pré-dimensionamento.

Em seguida, devem ser considerados: esquema estático, vãos e dimensões da seção transversal.

a) Vinculação

No início deste cálculo simplificado, as vigas serão admitidas simplesmente apoiadas nos pilares. Posteriormente, serão consideradas suas ligações com os pilares de extremidade.

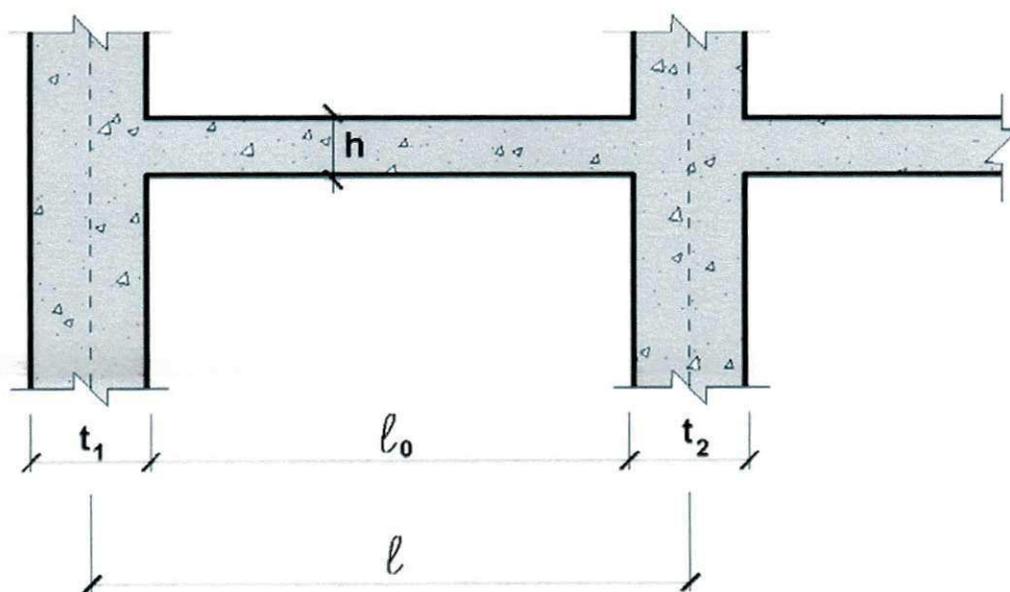
b) Vão livre e vão teórico

Vão livre (l_0) é a distância entre as faces dos apoios (Figura 15.1). O vão efetivo (l), também conhecido como vão teórico (l), pode ser calculado por:

$$l = l_0 + a_1 + a_2$$

Com a_1 igual ao menor valor entre $t_1 / 2$ e $0,3h$ e a_2 igual a $t_2 / 2$.

No entanto, é usual adotar o vão teórico como sendo, simplesmente, a distância entre os eixos dos apoios. Nas vigas em balanço, vão livre é a distância entre a extremidade livre e a face externa do apoio, e o vão teórico é a distância até o centro do apoio.



c) Pré-dimensionamento

As vigas não devem apresentar largura menor que 12cm. Esse limite pode ser reduzido, respeitando-se um mínimo absoluto de 10cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes condições (item 13.2.2 da NBR 6118, 2003):

- alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e coberturas estabelecidos nessa Norma;
- lançamento e vibração do concreto de acordo com a NBR 14931. Sempre que possível, a largura das vigas deve ser adotada de maneira que elas fiquem embutidas nas paredes.

Porém, nos casos de grandes vãos ou de tramos muito carregados, pode ser necessário adotar larguras maiores. Nesses casos, procura-se atenuar o impacto na arquitetura do edifício.

Como foi visto no Capítulo 5, item 5.2, uma estimativa grosseira para a altura das vigas é dada por:

- tramos intermediários: $h_{est} = l_0/12$
- tramos extremos ou vigas biapoiadas: $h_{est} = l_0/10$
- balanços: $h_{est} = l_0/5$

As vigas não podem invadir os espaços de portas e de janelas. Considera-se a abertura de portas com 2,20m de altura. Para simplificar o cimbramento, procura-se padronizar as alturas das vigas. Não é usual adotar mais que duas alturas diferentes. Tal procedimento pode, eventualmente, gerar a necessidade de armadura dupla, em alguns trechos.

Os tramos mais carregados, e principalmente os de maiores vãos, devem ter suas flechas verificadas posteriormente.

7.1.2. AÇÕES

Em geral, as cargas nas vigas são: peso próprio, reações de apoio das lajes e peso de paredes. Eventualmente, as vigas podem receber cargas de outras vigas.

As vigas podem, também, receber cargas de pilares, nos casos de vigas de transição ou em vigas de fundação. Com exceção das cargas provenientes de outras vigas ou de pilares, que são concentradas, as demais podem ser admitidas uniformemente distribuídas.

a) Peso próprio

Com base no item 8.2.2 da NBR 6118 (2003), na avaliação do peso próprio de peças de concreto armado, pode ser considerada a massa específica (ρ_c) 2500kg/m³.

b) Reações das lajes

No cálculo das reações das lajes e de outras vigas, é recomendável discriminar as parcelas referentes às ações permanentes e às ações variáveis, para que se possam estabelecer as combinações das ações, inclusive nas verificações de fissuração e de flechas.

c) Peso de paredes

No cômputo do peso das paredes, em geral nenhum desconto é feito para vãos de portas e de janelas de pequenas dimensões. Essa redução pode ser feita quando a área de portas e janelas for maior do que 1/3 da área total, devendo-se, nesse caso, incluir o peso dos caixilhos, vidros etc.

Os pesos específicos dos materiais que compõem as paredes podem ser obtidos na “Tabela 8 – Peso específico dos materiais de construção”, que se encontra no capítulo 11 “Lajes Maciças”.

7.1.3. ESFORÇOS

Nas estruturas usuais de edifícios, para o estudo das cargas verticais, as vigas podem ser admitidas simplesmente apoiadas nos pilares, observando-se a necessidade das correções indicadas no item 15.3.1. Se a carga variável for no máximo igual a 20% da carga total, a análise estrutural pode ser realizada sem a consideração da alternância de cargas (item 14.6.7.3 da NBR 6118, 2003). Mais detalhes serão vistos na seqüência, no item b.

a. Correções adicionais para vigas simplesmente apoiadas nos pilares

No cálculo em que as vigas são admitidas simplesmente apoiadas nos pilares, deve ser observada a necessidade das seguintes correções adicionais (item 14.6.7.1 da NBR 6118, 2003):

- não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios externos, momento igual ao momento de engastamento perfeito (M_{eng}) multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes relações:

$$M_{vig} = M_{eng} \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

$r = \frac{L}{l} \rightarrow$ rigidez do elemento, avaliada conforme indicado na figura 14.8 da NBR 6118 (2003).

inf, sup, vig \rightarrow índices referentes ao pilar inferior, ao pilar superior e à viga, respectivamente.

b. Carga acidental maior que 20% da carga total

No cálculo de uma viga contínua com carga uniforme, para se determinar a combinação de carregamento mais desfavorável para uma determinada seção, deve-se considerar, em cada tramo, que a carga variável atue com valor integral ou com valor nulo.

Na verdade, devem ser consideradas pelo menos três combinações de carregamento: (a) todos os tramos totalmente carregados, (b) tramos alternados totalmente carregados ou com valor nulo da carga variável e (c) idem, alterando a ordem dos carregamentos, isto é, os tramos totalmente carregados passam a ter carga variável nula e vice-versa. Essas três situações devem ser consideradas quando a carga variável é maior que 20% da carga total. Mesmo assim, é prática comum no projeto de edifícios usuais considerarem apenas a primeira das três combinações citadas. Esse procedimento em geral não compromete a segurança, dada a pequena magnitude das cargas variáveis nesses edifícios, em relação à carga total.

7.1.4. VERIFICAÇÕES

Antes do cálculo das armaduras, é necessário verificar se a seção transversal é suficiente para resistir aos esforços de flexão e de cisalhamento.

a) **Momento Fletor**

O momento limite para armadura simples é dado por:

$$M_{d, \text{lim}} = \frac{b \cdot d^2}{k_{c, \text{lim}}}$$

$k_{c, \text{lim}}$ → valor de k_c correspondente ao limite entre os domínios 3 e 4 (ver Tabela 1.1 de PINHEIRO, 1993)

Pode-se usar armadura simples, para M_d , $\text{máx} \leq M_{d, \text{lim}}$, ou armadura dupla, para M_d , máx até um valor da ordem de $1,2 \cdot M_{d, \text{lim}}$, no caso de aço CA-50. Para valores maiores de M_d , máx , pode ser necessário aumentar a seção da viga. O emprego de seção T, quando for possível, também é uma alternativa.

Outras providências, menos práticas, seriam: diminuir o momento fletor – alterando a vinculação, o vão ou a carga – ou aumentar a resistência do concreto. Esta talvez seja a menos viável, pois em geral se adota a mesma resistência do concreto para todos os elementos estruturais.

b) **Força Cortante**

A máxima força cortante V_{Sd} , na face dos apoios, não deve ultrapassar a força cortante última VR_{d2} , relativa à ruína das bielas comprimidas de concreto, dada por (item 17.4.2.2 da NBR 6118, 1973):

$$VR_{d2} = 0,27 \alpha_v^2 f_{cd} b_w d$$

$$\alpha_v^2 = (1 - f_{ck} / 250), \quad f_{ck} \text{ em MPa ou } \alpha_v^2 = (1 - f_{ck} / 25), \quad f_{ck} \text{ em kN/cm}^2$$

f_{cd} → resistência de cálculo do concreto

b_w → menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil

d → altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração.

O estudo completo da ação da força cortante encontra-se no capítulo sobre “Cisalhamento em Vigas”.

7.1.5. CÁLCULO DAS ARMADURAS E OUTRAS VERIFICAÇÕES

O cálculo das armaduras é feito a partir dos diagramas de esforços, já com seus valores de cálculo (ver figura 15.3: memorial sintetizado).

As armaduras longitudinais e transversais são calculadas, respectivamente, das maneiras indicadas nos capítulos sobre “Flexão Simples na Ruína: Tabelas para Seção Retangular” e “Cisalhamento em Vigas”.

As verificações de ancoragem nos apoios e dos estados limites de serviço foram estudadas, respectivamente, nos capítulos sobre “Aderência e Ancoragem” e “Estados Limites de Serviço”.

7.1.6 Reações nos Apoios

Calculadas as reações de apoio de todas as vigas do andar, pode ser elaborado um esquema do tabuleiro, com as reações em cada pilar, discriminando-se as parcelas referentes a cada viga e indicando-se os valores totais.

Estes serão somados às ações provenientes dos demais andares, para se efetuar o dimensionamento de cada tramo dos pilares.

7.2 Lajes

Lajes são partes elementares dos sistemas estruturais dos edifícios de concreto armado. As lajes são componentes planos, de comportamento bidimensional, utilizados para a transferência das cargas que atuam sobre os pavimentos para os elementos que as sustentam.

As principais ocorrências de lajes incidem nas estruturas de edifícios residenciais, comerciais e industriais, pontes, reservatórios, escadas, obras de contenção de terra, pavimentos rígidos de rodovias, aeroportos, dentre outras. No caso particular de edifícios de concreto, existem diversos métodos construtivos com ampla aceitação no mercado da construção civil. A seguir, serão apresentados os principais sistemas estruturais de pavimentos de concreto armado (ou protendido) utilizados pela grande gama de profissionais que atuam no âmbito da engenharia estrutural.

7.2.1 Lajes Maciças

São constituídas por peças maciças de concreto armado ou protendido. Foi, durante muitas décadas, o sistema estrutural mais utilizado nas edificações correntes em concreto armado. Graças a sua grande utilização, o mercado oferece uma mão-de-obra bastante treinada. Este tipo de laje não tem grande capacidade, portanto, devido à pequena relação rigidez/peso. Os vãos encontrados na prática variam, geralmente, entre 3 e 6 metros, podendo-se encontrar vãos até 8 metros. Dentro dos limites práticos, esta solução estrutural apresenta uma grande quantidade de vigas, o que dificulta a execução das fôrmas. Estruturalmente, as lajes são importantes elementos de contraventamento (diafragmas rígidos nos pórticos tridimensionais) e de enrijecimento (mesas de compressão das vigas "T" ou paredes portantes).

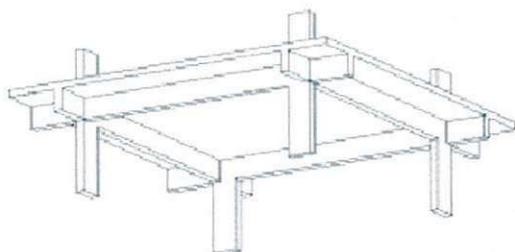


Figura 7.2.1.a Laje maciça



Figura 7.2.1.b Laje maciça e blocos de transição

Na Figura 7.2.1.a e b observa-se uma laje maciça apoiada sobre vigas e blocos de transição (requerido devido à mudança de seção do pilar de retangular para circular). Esta solução permite uma grande versatilidade geométrica das peças constituintes da edificação uma vez que são moldadas *in loco*.

A maior desvantagem neste tipo de solução estrutural é a necessidade de execução de uma estrutura de cimbramento (fôrmas), tornando-a anti-econômica quando não houver repetitividade do pavimento.



Fig 7.2.1.c Colocação dos elementos pré-moldados



Fig. 7.2.1.d Lançamento do concreto

7.2.2 Lajes Pré – Fabricadas

Existem diversos tipos de lajes pré-fabricadas, que seguem um rígido controle de qualidade das peças, inerente ao próprio sistema de produção. Podem ser constituídas por vigotas treliçadas ou armadas, que funcionam como elementos resistentes, cujos vãos são preenchidos com blocos cerâmicos ou de cimento, conforme indicado na Figura 7.2.2.a, ou por painéis pré-fabricados protendidos ou treliçados, apoiados diretamente sobre as vigas de concreto ou metálicas (estrutura mista), mostrados nas Figuras 7.2.2.a e 7.2.2.b, dispensando-se o elemento de vedação.



Figura 7.2.2.a e 7.2.2.b Operação de alinhamento das vigotas e painéis treliçados (cortesia Lajes Anhanguera)

No caso das lajes compostas por vigotas e blocos cerâmicos, ao contrário dos painéis pré-fabricados, deve ser feita a solidarização do conjunto com uma capa superior de concreto, geralmente de 4 cm de espessura. A grande vantagem deste tipo de solução é a velocidade de execução e a dispensa de fôrmas. Seus vãos variam de 4 a 8 metros, podendo-se chegar a 15 metros.



Figura 7.2.2.c e 7.2.2.d Operação de montagem de painéis pré-fabricados (cortesia Rodrigues Lima)

7.2.3 Lajes Nervuradas

São empregadas quando se deseja vencer grandes vãos e/ou grandes sobrecargas. O aumento do desempenho estrutural é obtido em decorrência da ausência de concreto entre as nervuras, que possibilita um alívio de peso não comprometendo sua inércia. Devido à alta relação entre rigidez e peso apresentam elevadas frequências naturais. Tal fato permite a aplicação de cargas dinâmicas (equipamentos em operação, multidões e veículos em circulação) sem causar vibrações sensíveis ao limite de percepção humano. Para a execução das nervuras são empregadas fôrmas reutilizáveis ou não, confeccionadas normalmente em material plástico, polipropileno ou poliestireno expandido.

Devido a grande concentração de tensões na região de encontro da laje nervurada com o pilar, deve-se criar uma região maciça para absorver os momentos decorrentes do efeito da punção. Pode-se simular o comportamento de uma laje nervurada com laje pré-fabricada, vista anteriormente, colocando-se blocos de isopor junto à camada superior. Este tipo de solução oferece uma grande vantagem quanto à dispensa da estrutura de cimbramento, conforme indicado na Figura 7.2.3.c e 7.2.3.d.

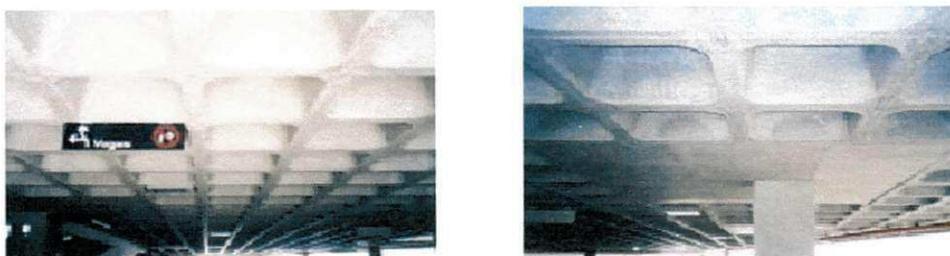


Figura 7.2.3.a e 7.2.3.b Laje nervurada de um edifício garagem (cortesia Atex)



Figura 7.2.3.c e 7.2.3.d Laje nervurada formada por lajes pré-fabricadas com incorporação de blocos de isopor (cortesia lajes Anhanguera) e estrutura de cimbramento de alumínio (cortesia Peri)

7.2.4 Lajes em Grelha

São um caso particular das lajes nervuradas, sendo caracterizadas por nervuras com espaçamento superior a um metro.

7.2.5 Lajes Mistas

São semelhantes às lajes nervuradas, tendo como diferença básica a utilização de blocos cerâmicos capazes de resistir aos esforços de compressão, oriundos da flexão, sendo considerados no cálculo.

7.2.6 Lajes Duplas

São outro caso particular das lajes nervuradas, sendo que neste caso as nervuras ficam situadas entre dois painéis de lajes maciças (teto do pavimento inferior e piso do pavimento superior). São conhecidas também por lajes do tipo “caixão-perdido” devido a tradicional forma de execução empregada. Podem, entretanto, ser executadas com lajes que se apóiam em vigas invertidas, o que evita a perda da fôrma na região interna.

7.2.7 Lajes Cogumelo

São apoiadas diretamente nos pilares por intermédio de capitéis, indicados na Figura 7.2.7, ou engrossamentos, conforme Figura 7.2.7.a, que têm a função de absorver os esforços de punção presentes na ligação laje-pilar. O dimensionamento é feito com base nos esforços de cisalhamento, que são preponderantes sobre os esforços de flexão.

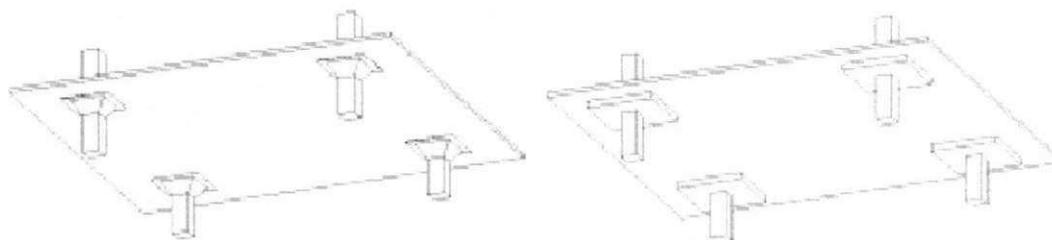


Figura 7.2.7 Laje cogumelo: (a) com capitel (b) com engrossamento

7.2.8 Lajes Lisas (ou Planas)

São apoiadas diretamente nos pilares sem o uso de capitéis ou engrossamentos. Do ponto de vista arquitetônico, esta solução apresenta uma grande vantagem em relação às demais, pois propicia uma estrutura mais versátil. A ausência de recortes nas lajes permite uma redução no tempo de execução das fôrmas, além da redução expressiva do desperdício dos materiais.

Devido à ausência de capitéis, o seu dimensionamento deve ser criterioso, pois requerem um cuidado especial quanto ao problema de puncionamento. Para combater os esforços de punção são utilizados, habitualmente, conectores ou chapas metálicas na junção entre a laje e o pilar.

A experiência mostra que o uso de vigas de borda traz inúmeras vantagens sem aumento significativo dos recortes das fôrmas.

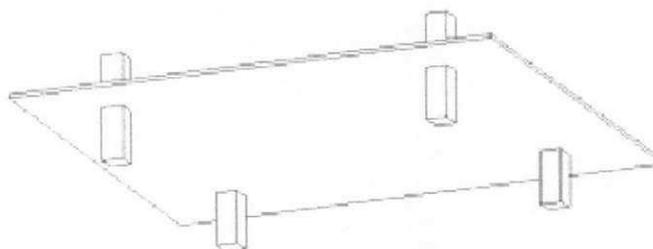


Figura 7.2.8 Laje lisa (ou plana)

7.3 Escoramento

Todos os vãos superiores a 1,50m para as lajes pré-fabricadas "comuns" e 1,20 a 1,40m para as lajes treliças. Deverão ser escoradas por meio de tábuas colocadas em espelho, sobre chapuz, e pontaletadas. Os pontaletes deverão ser em nº de 1(um) para cada metro, e são contraventados transversal e longitudinalmente, assentados sobre calços e cunhas, em base firme, que possibilitem a regulação da contra fecha fornecida pelo fabricante, geralmente de aproximadamente 0,4" do vão livre.

7.4 Concretagem

Molhar bem o material antes de lançar o concreto, este deve ser socado com a colher de pedreiro, para que penetre nas juntas entre as vigas pré-fabricadas e os blocos cerâmicos.

Salvo alguma restrição do calculista, o concreto da capa será de traço 1:2:3 com resistência mínima aos 28 dias de 15 MPa.

Para se concretar lajes que foram executadas sem escoramento (pequenos vãos), ou com uma linha de escoramento, é conveniente que se concrete primeiramente junto aos apoios para solidarizar as pontas das vigotas pré-fabricadas.

7.5 Cura do Concreto e Desforma

Após o lançamento do concreto a laje deverá ser molhada, no mínimo, três vezes ao dia durante três dias. O descimbramento da laje pré-fabricada, como em qualquer estrutura, deve ser feito gradualmente e numa seqüência que não solicite o vão a momentos negativos, geralmente em torno de 21 dias para pequenos vãos e 28 dias nos vãos maiores, salvo indicações do responsável técnico.

Nas lajes de forro é aconselhável que o escoramento seja retirado após a conclusão dos serviços de execução do telhado.

7.6 Observações Importantes

- ✓ Verificar sempre os escoramentos e contraventamentos;
- ✓ Verificar o comportamento estrutural dos apoios das lajes pré - fabricadas;
- ✓ Proporcionar uma contra fecha compatível com o vão a ser vencido;
- ✓ Molhar até a saturação a concretagem no mínimo 3 dias e tres vezes ao dia.

7.7 Noções de Segurança

- ✓ Para caminhar sobre a laje durante o lançamento do concreto, é aconselhável fazê-lo sobre tábuas apoiadas nas vigas para evitar quebra de materiais ou possíveis acidentes;
- ✓ Andar sempre sobre passarela executada com tábuas e nunca no elemento intermediário, mesmo sendo bloco de concreto.
- ✓ Para evitar quedas de operários ou de materiais da borda da laje deve-se prever a colocação de guarda corpo de madeira ou metal, com tela, nas bordas da periferia da laje.

- ✓ Utilizar andaimes em todos os trabalhos externos à laje.

7.8. Pilares

Pilares são elementos estruturais lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes e cuja função principal é receber as ações atuantes nos diversos níveis e conduzi-las até as fundações.

Junto com as vigas, os pilares formam os pórticos, que na maior parte dos edifícios são os responsáveis por resistir às ações verticais e horizontais e garantir a estabilidade global da estrutura.

As ações verticais são transferidas aos pórticos pelas estruturas dos andares, e as ações horizontais decorrentes do vento são levadas aos pórticos pelas paredes externas.

7.8.1 CARGAS NOS PILARES

Nas estruturas usuais, compostas por lajes, vigas e pilares, o caminho das cargas começa nas lajes, que delas vão para as vigas e, em seguida, para os pilares, que as conduzem até a fundação.

As lajes recebem as cargas permanentes (peso próprio, revestimentos etc.) e as variáveis (pessoas, máquinas, equipamentos etc.) e as transmitem para as vigas de apoio.

As vigas, por sua vez, além do peso próprio e das cargas das lajes, recebem também cargas de paredes dispostas sobre elas, além de cargas concentradas provenientes de outras vigas, levando todas essas cargas para os pilares em que estão apoiadas.

Os pilares são responsáveis por receber as cargas dos andares superiores, acumular as reações das vigas em cada andar e conduzir esses esforços até as fundações.

Nos edifícios de vários andares, para cada pilar e no nível de cada andar, obtém-se o subtotal de carga atuante, desde a cobertura até os andares inferiores. Essas cargas, no nível de cada andar, são utilizadas para dimensionamento dos tramos do pilar. A carga total é usada no projeto da fundação.

Nas estruturas constituídas por lajes sem vigas, os esforços são transmitidos diretamente das lajes para os pilares. Nessas lajes, deve-se dedicar atenção especial à verificação de punção.

7.8.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

No dimensionamento de pilares, a determinação das características geométricas está entre as primeiras etapas.

a) Dimensões mínimas

Com o objetivo de evitar um desempenho inadequado e propiciar boas condições de execução, a NBR 6118:2003, no seu item 13.2.3, estabelece que a seção transversal dos pilares, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que no dimensionamento se multipliquem as ações por um coeficiente adicional γ_n , indicado na Tabela e baseado na equação:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot b$$

$b \rightarrow$ é a menor dimensão da seção transversal do pilar (em cm).

Valores do coeficiente adicional γ_n em função de b (NBR 6118:2003)

B (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14	13	13
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,30

Portanto, o coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares, quando de seu dimensionamento.

Todas as recomendações referentes aos pilares são válidas nos casos em que a maior dimensão da seção transversal não exceda cinco vezes a menor dimensão ($h \leq 5b$). Quando esta condição não for satisfeita, o pilar deve ser tratado como pilar parede (NBR 6118:2003, item 18.5).

Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm^2 . Exemplos de seções mínimas: $12\text{cm} \times 30\text{cm}$, $15\text{cm} \times 24\text{cm}$, $18\text{cm} \times 20\text{cm}$.

b) Comprimento equivalente

Segundo a NBR 6118:2003, item 15.6, o comprimento equivalente l_e do pilar, suposto vinculado em ambas extremidades, é o menor dos valores (Figura 1):

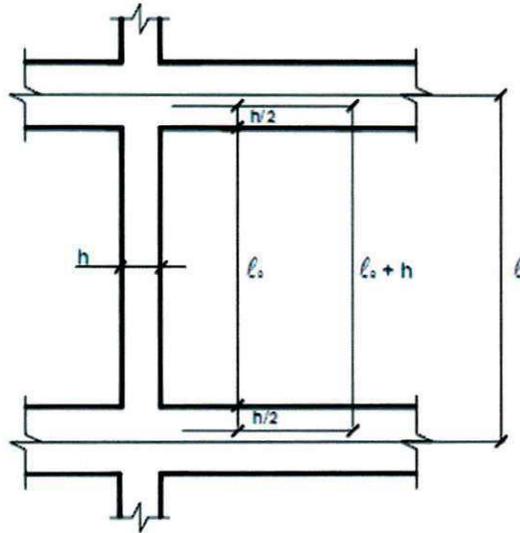
$$l_e \leq \left\{ \frac{l_0 + h}{l} \right\}$$

$l_0 \rightarrow$ é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

$h \rightarrow$ é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura;

$l \rightarrow$ é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos qual o pilar está vinculado.

No caso de pilar engastado na base e livre no topo, $l_e = 2l$.



c) Raio de giração

Define-se o raio de giração i como sendo:

$$A i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

I é o momento de inércia da seção transversal;

A é a área de seção transversal.

Para o caso em que a seção transversal é retangular, resulta:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

d) Índice de esbeltez

O índice de esbeltez é definido pela relação:

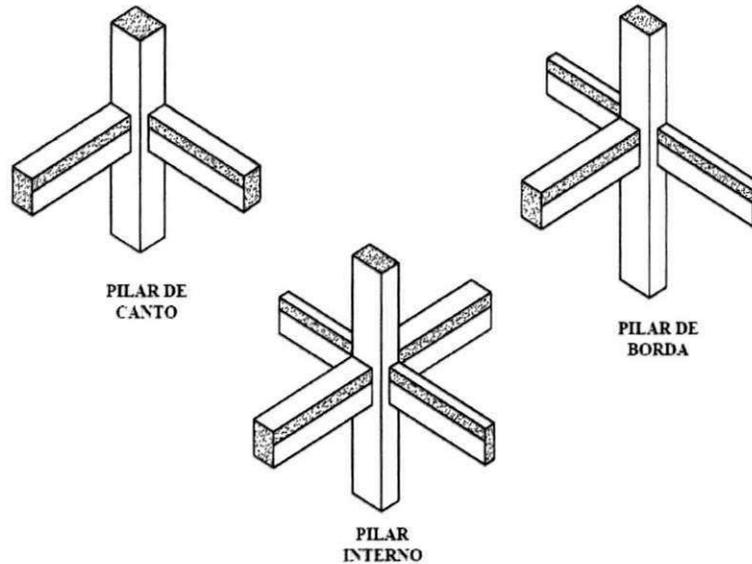
$$\lambda = l e / i$$

7.8.3. CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES

Os pilares podem ser classificados conforme as solicitações iniciais e a esbeltez.

a) Pilares internos, de borda e de canto

Quanto às solicitações iniciais, os tipos de pilares são mostrados.



Classificação quanto às solicitações iniciais

Serão considerados internos os pilares em que se pode admitir compressão simples, ou seja, em que as excentricidades iniciais podem ser desprezadas.

Nos pilares de borda, as solicitações iniciais correspondem a flexão composta normal, ou seja, admite-se excentricidade inicial em uma direção. Para seção quadrada ou retangular, a excentricidade inicial é perpendicular à borda.

Pilares de canto são submetidos a flexão oblíqua. As excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas.

b) Classificação quanto à esbeltez

De acordo com o índice de esbeltez (λ), os pilares podem ser classificados em:

- pilares robustos ou pouco esbeltos $\rightarrow \lambda \leq \lambda_1$
- pilares de esbeltez média $\rightarrow \lambda_1 < \lambda \leq 90$
- pilares esbeltos ou muito esbeltos $\rightarrow 90 < \lambda \leq 140$
- pilares excessivamente esbeltos $\rightarrow 140 < \lambda \leq 200$

A NBR 6118:2003 não admite, em nenhum caso, pilares com λ superior a 200.

7.8.4 EXCENTRICIDADES DE PRIMEIRA ORDEM

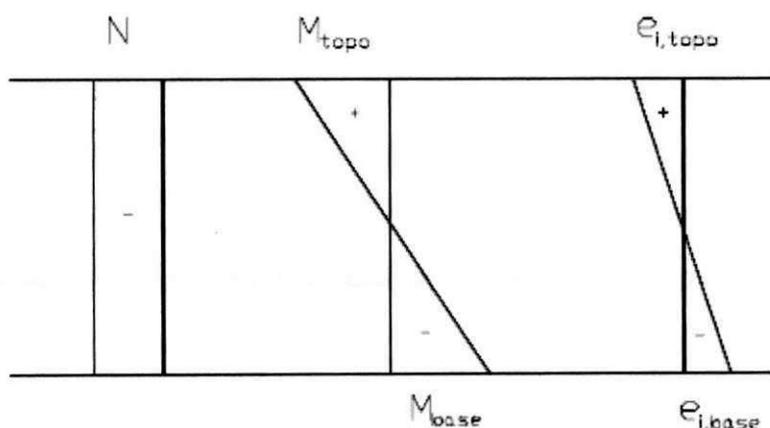
As excentricidades de primeira ordem são comentadas a seguir.

7.8.4.1. Excentricidade inicial

Em estruturas usuais de edifícios, ocorre um monolitismo nas ligações entre vigas e pilares que compõem os pórticos. A excentricidade inicial, oriunda das ligações dos pilares com as vigas neles interrompidas, ocorre em pilares de borda e de canto.

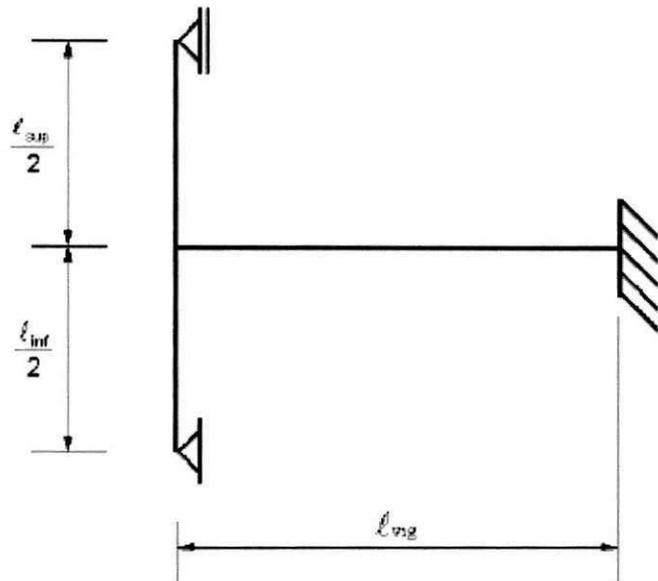
A partir das ações atuantes em cada tramo do pilar, as excentricidades iniciais no topo e na base são obtidas com as expressões:

$$e_{i,topo} = \frac{M_{topo}}{N} \quad e \quad e_{i,base} = \frac{M_{base}}{N}$$



Os momentos no topo e na base podem ser obtidos no cálculo do pórtico, usando, por exemplo, o programa Ftool (MARTHA, 2001). Segundo a NBR 6118:2003,

pode, também, ser admitido esquema estático



Para esse esquema estático, pode ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes relações:

- na viga: $\frac{3r_{inf} + 3r_{sup}}{4r_{vig} + 3r_{inf} + 3r_{sup}}$
- no tramo superior do pilar: $\frac{3r_{sup}}{4r_{vig} + 3r_{inf} + 3r_{sup}}$
- no tramo inferior do pilar: $\frac{3r_{inf}}{4r_{vig} + 3r_{inf} + 3r_{sup}}$

r_i é a rigidez do elemento i no nó considerado, avaliada de acordo com a Figura 4 e dada por:

$$r_i = \frac{I}{\ell_i}$$

7.8.4.2. Excentricidade acidental

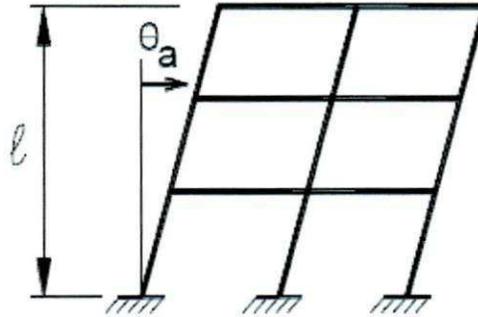
Segundo a NBR 6118:2003, na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições do eixo dos elementos da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais.

Muitas das imperfeições podem ser cobertas apenas pelos coeficientes de ponderação, mas as imperfeições dos eixos das peças não. Elas devem ser

explicitamente consideradas porque têm efeitos significativos sobre a estabilidade da construção.

a) Imperfeições globais

Na análise global das estruturas reticuladas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais:



Imperfeições geométricas globais (NBR 6118:2003)

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{l}} \quad \theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

l é a altura total da estrutura (em metros);

n é o número total de elementos verticais contínuos;

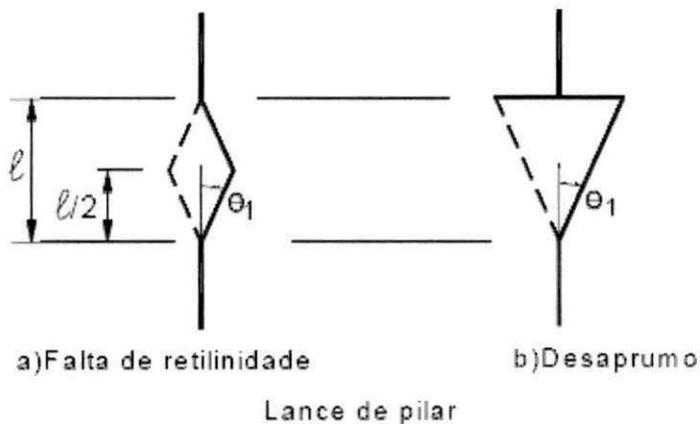
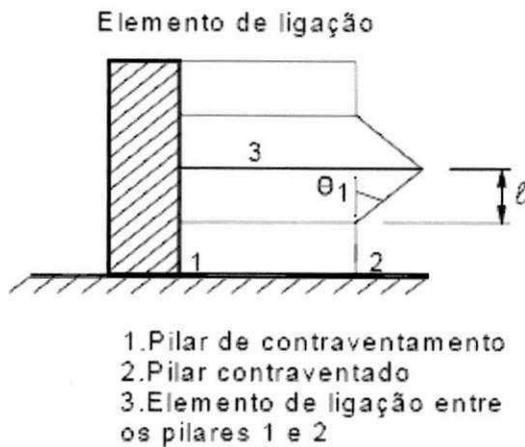
$\theta_{1\min} = 1/400$ para estruturas de nós fixos; ou

$\theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas de nós móveis e imperfeições locais.

Esse desaprumo não precisa ser superposto ao carregamento de vento. Entre os dois, vento e desaprumo, pode ser considerado apenas o mais desfavorável (que provoca o maior momento total na base de construção). O valor máximo de θ_1 será de $1/200$.

b) Imperfeições locais

Na análise local de elementos dessas estruturas reticuladas, devem também ser levados em conta efeitos de imperfeições geométricas locais. Para a verificação de um lance de pilar deve ser considerado o efeito do desaprumo ou da falta de retilinidade do eixo do pilar.



.. Imperfeições geométricas locais (NBR 6118:2003)

Admite-se que, nos casos usuais, a consideração da falta de retilinidade seja suficiente. Assim, a excentricidade acidental e_a pode ser obtida pela expressão:

$$e_a = \theta_1 \cdot \frac{l}{2}$$

No caso de elementos, usualmente vigas e lajes, que ligam pilares contraventados a pilares de contraventamento, deve ser considerada a tração decorrente do desaprumo do pilar contraventado (Figura 6).

Para pilar em balanço, obrigatoriamente deve ser considerado o desaprumo, ou seja:

$$e_a = \theta_1 \cdot l$$

7.8.5. Momento mínimo

Segundo a NBR 6118:2003, o efeito das imperfeições locais nos pilares pode ser substituído em estruturas reticuladas pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem, dado por:

$$M_{1d,min} = Nd (0,015 + 0,03h)$$

h é a altura total da seção transversal na direção considerada (em metros).

Nas estruturas reticuladas usuais admite-se que o efeito das imperfeições locais esteja atendido se for respeitado esse valor de momento total mínimo. A este acrescidos os momentos de 2ª ordem.

No caso de pilares submetidos à flexão oblíqua composta, esse mínimo deve ser respeitado em cada uma das direções principais, separadamente; isto é, o pilar deve ser verificado sempre à flexão oblíqua composta onde, em cada verificação, pelo menos um dos momentos respeita o valor mínimo indicado.

7.8.5.1 Excentricidades de forma

Em edifícios, as posições das vigas e dos pilares dependem fundamentalmente do projeto arquitetônico. Assim, é comum em projetos a coincidência entre faces (internas ou externas) das vigas com as faces dos pilares que as apóiam.

Quando os eixos baricêntricos das vigas não passam pelo centro de gravidade da seção transversal do pilar, as reações das vigas apresentam excentricidades que são denominadas excentricidades de forma. Exemplos de excentricidades de forma em pilares intermediários, de borda e de canto.

As excentricidades de forma, em geral, não são consideradas no dimensionamento dos pilares, pelas razões apresentadas a seguir. A Figura 8 mostra as vigas VT01 e VT04 que se apóiam no pilar P01, com excentricidades de forma e_{fy} e e_{fx} , respectivamente. As tensões causadas pela reação da viga VT01, pelo Princípio de Saint-Venant, propaga-se com um ângulo de 45º e logo se uniformizam, distribuindo-se por toda a seção do pilar em um plano P.

A excentricidade de forma provoca, no nível de cada andar, um momento fletor $M_{VT01} = R_{VT01} \cdot e_{fy}$ que tende a ser equilibrado por um binário. Também representa esquematicamente os eixos dos pilares em vários tramos sucessivos, os momentos introduzidos pela excentricidade de forma e os binários que os equilibram.

Observa-se que, em cada piso, atuam pares de forças em sentidos contrários com valores da mesma ordem de grandeza e que, portanto, tendem a se anular.

A rigor, apenas nos níveis da fundação e da cobertura as excentricidades de forma deveriam ser consideradas. Entretanto, mesmo nesses níveis, elas costumam ser desprezadas.

No nível da fundação, sendo muito grande o valor da força normal proveniente dos andares superiores, o acréscimo de uma pequena excentricidade da reação da viga não afeta significativamente os resultados do dimensionamento. Já no nível da cobertura, os pilares são pouco solicitados e dispõem de armadura mínima, em geral, capaz de absorver os esforços adicionais causados pela excentricidade de forma.

7.8.5.2. Excentricidade suplementar

A excentricidade suplementar leva em conta o efeito da fluência. A consideração da fluência é complexa, pois a duração de cada ação tem que ser levado em conta, ou seja, o histórico de cada ação precisaria ser conhecido.

O cálculo da excentricidade suplementar é obrigatório em pilares com índice de esbeltez $\lambda > 90$, de acordo com a NBR 6118:2003.

O valor dessa excentricidade e_c , em que o índice c refere-se a “creep” (fluência, em inglês), pode ser obtida de maneira aproximada pela expressão:

$$e_c = \left(\frac{M_{S_g}}{N_{S_g}} + e_a \right) \left(2,718^{\frac{\phi N_q}{N_i - N_n}} - 1 \right)$$

$$N_e = \frac{10 \cdot E_{ci} \cdot I_c}{\ell_e^2} \text{ (força de flambagem de Euler);}$$

M_{S_g}, N_{S_g} são os esforços solicitantes devidos à combinação quase permanente;

e_a é a excentricidade acidental devida a imperfeições locais;

ϕ é o coeficiente de fluência;

$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/3}$ (MPa);

I_c é o momento de inércia no eixo I ;

ℓ_e é o comprimento equivalente do pilar.

7.8.6. ESBELTEZ LIMITE

O conceito de esbeltez limite surgiu a partir de análises teóricas de pilares, considerando material elástico-linear. Corresponde ao valor da esbeltez a partir do qual os efeitos de 2ª ordem começam a provocar uma redução da capacidade resistente do pilar.

Em estruturas de nós fixos, dificilmente um pilar de pórtico, não muito esbelto, terá seu dimensionamento afetado pelos efeitos de 2ª ordem, pois o momento fletor total máximo provavelmente será apenas o de 1ª ordem, num de seus extremos.

Diversos fatores influenciam no valor da esbeltez limite. Os preponderantes são:

- excentricidade relativa de 1ª ordem e_1/h ;
- vinculação dos extremos do pilar isolado;
- forma do diagrama de momentos de 1ª ordem.

Segundo a NBR 6118:2003, os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez λ for menor que o valor limite λ_1 , que pode ser calculado pelas expressões:

$$\lambda_1 = \frac{(25 + 12,5 \cdot e_1/h)}{\alpha_b} \quad 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

sendo e_1 a excentricidade de 1ª ordem. A NBR 6118:2003 não deixa claro como se adota este valor. Na dúvida, pode-se admitir, no cálculo de λ_1 , e_1 igual ao menor valor da excentricidade de 1ª ordem, no trecho considerado. Para pilares usuais de

edifícios, vinculados nas duas extremidades, na falta de um critério mais específico, é razoável considerar $e_1 = 0$.

O coeficiente α_b deve ser obtido conforme estabelecido a seguir.

a) Pilares biapoiados sem forças transversais

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad \text{sendo: } 0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

M_A é o momento fletor de 1ª ordem no extremo A do pilar (maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado);

M_B é o momento fletor de 1ª ordem no outro extremo B do pilar (toma-se para M_B o sinal positivo se tracionar a mesma face que M_A e negativo em caso contrário).

Pilares biapoiados com forças transversais significativas, ao longo da altura

$$\alpha_b = 1$$

b) Pilares em balanço

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad \text{sendo: } 0,85 \leq \alpha_b \leq 1,0$$

M_A é o momento fletor de 1ª ordem no engaste;

M_C é o momento fletor de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

d) Pilares biapoiados ou em balanço com momentos fletores menores que o momento mínimo (ver item 16.4.3)

$$\alpha_b = 1$$

7.8.7 EXCENTRICIDADE DE SEGUNDA ORDEM

A força normal atuante no pilar, sob as excentricidades de 1ª ordem (excentricidade inicial), provoca deformações que dão origem a uma nova excentricidade, denominada excentricidade de 2ª ordem.

A determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, segundo a NBR 6118:2003, em barras submetidas à flexo-compressão normal, pode ser feita pelo método geral ou por métodos aproximados.

A consideração da fluência é obrigatória para índice de esbeltez $\lambda > 90$, acrescentando-se ao momento de 1ª ordem M_{1d} a parcela relativa à excentricidade suplementar e_c .

8. Escadas

8.1 Considerações Gerais, Normas e Terminologia.

As escadas servem para unir, por degraus sucessivos, os diferentes níveis de uma construção. Para isso deveremos seguir algumas normas:

- ✓ A proporção cômoda entre o plano horizontal e o plano vertical dos degraus é definida pela expressão:

$$0,63 \leq 2e + p \leq 0,64\text{m}$$

Sendo: e = plano vertical, altura ou espelho.

p = plano horizontal, largura ou piso.

As alturas máximas e larguras mínimas admitidas são:

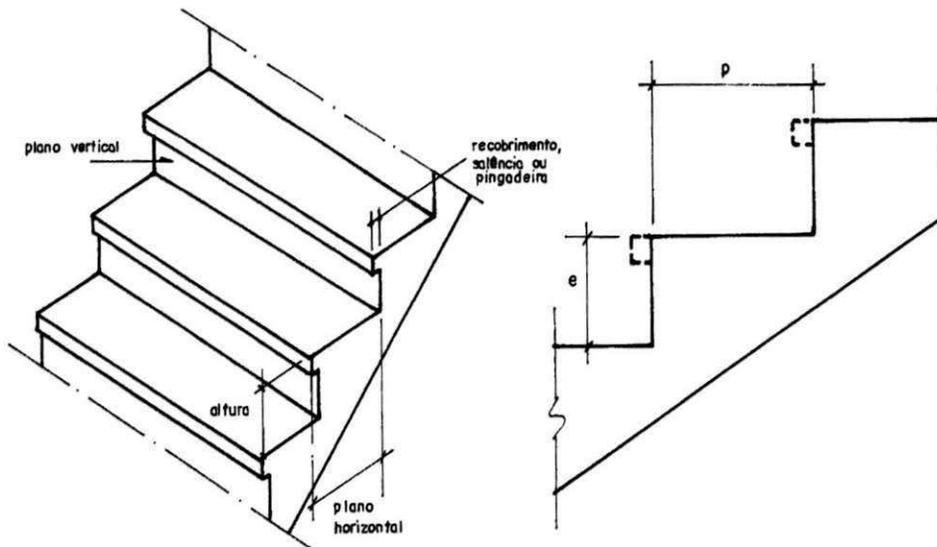
1º - Quando de uso privativo:

- a) altura máxima 0.19 m
- b) largura mínima 0.25 m

2º - Quando de uso comum ou coletivo:

- a) altura máxima 0.18 m
- b) largura mínima 0.27 m

Os pisos dos degraus poderão apresentar saliências até de 0,02m, que não será computada na dimensão mínima exigida.

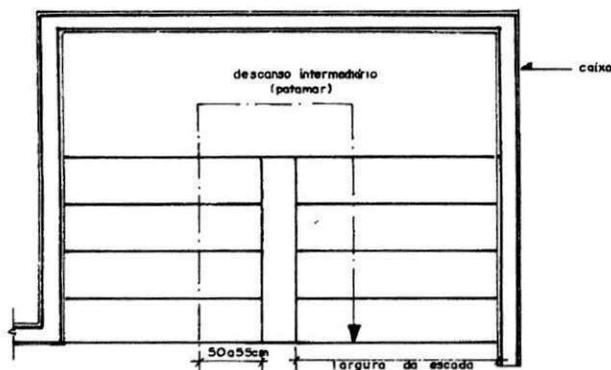


Temos nas escadas a linha de plano horizontal ou linha de piso que é a projeção sobre um plano horizontal do trajeto seguido por uma pessoa que transita por uma escada.

Em geral esta linha ideal se situa na parte central dos degraus, quando a largura da escada for inferior ou igual a 1,10m. Quando exceder a essa grandeza a linha de planos horizontais se traça a 50 ou 55cm da borda interior. Esta é a distância a que circula uma pessoa que com a mão se apóia no corrimão lateral e é a que se conserva nas curvas.

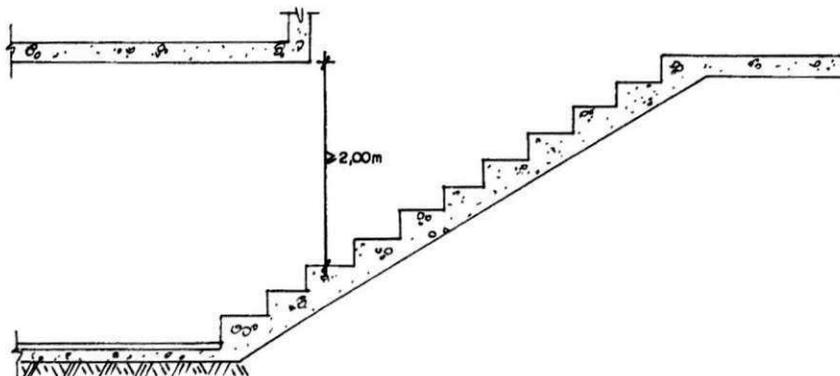
Sobre a linha de planos horizontais tomam-se exatamente os valores da largura do degrau, que deverão ser constantes ao longo da mesma. O conjunto dos degraus compreendidos entre dois níveis, ou entre dois patamares chama-se lance ou lance.

Um lance não deve ter mais de que 19 degraus ou ainda não exceder a 2,90 m de altura a vencer. Se o número exceder aos valores será preciso intercalar um descanso intermediário (patamar). A largura deste deverá ser no mínimo três pisos (plano horizontal), nunca inferior à largura da escada. Em cada piso a escada desemboca em um descanso que se chama patamar ou descanso de chegada.



As portas que abrem sobre o patamar não devem ocupar a superfície útil do mesmo.

As escadas ainda deverão ser dispostas, de tal forma que assegurem a passagem com altura livre igual ou superior a 2,00 m.



- ✓ A largura da escada de uso comum ou coletivo, ou a soma das larguras, no caso de mais de uma, deverá ser suficiente para proporcionar o escoamento do nº de pessoas que dela dependem no sentido da saída. Para determinação desse número toma-se a lotação do andar que apresente maior população mais a metade de lotação do andar vizinho, inverso a saída.

O cálculo da lotação dos edifícios poderá ser feito em função da área bruta do andar por pessoa, descontando os recintos sem permanência humana.

$$\text{nos - apartamentos} - A = 2 \sqrt{\frac{\text{área.bruta.do.pavimto}}{\text{n}^\circ \text{ de unidades do pavimento}}}$$

- Locais de reuniões (pessoas em pé)	= 0,3 m ² / pessoa
- Locais de reuniões (com assentos corridos)	= 0,8 m ² / pessoa
- Locais de reuniões (com assentos unitário)	= 1,5 m ² / pessoa
- Lojas, terminais, salas de aulas	= 3,0 m ² / pessoa
- Laboratórios de escolas	= 4,0 m ² / pessoa
- Escritórios, oficinas	= 9,0 m ² / pessoa
- Depósitos, indústrias	= 10,0 m ² / pessoa
- Hotéis, hospitais, etc.	= 15,0 m ² / pessoa

Consideramos a "unidade de saída" aquela largura igual a 0,60m, que é a mínima em condições normais, permitindo o escoamento de 45 pessoas da população calculada do edifício, correspondente a uma fila.

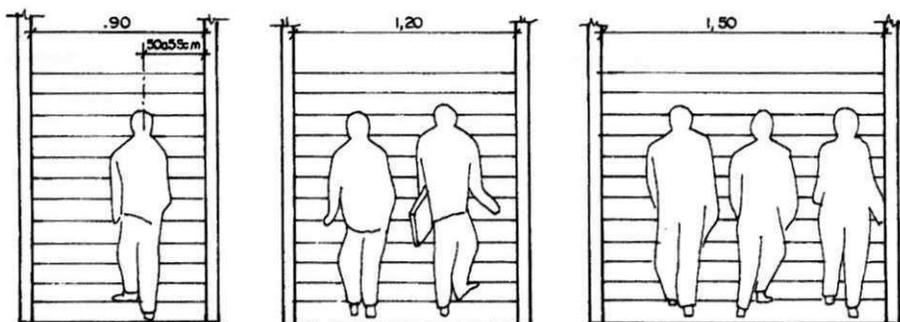
Com os dados apresentados fica mais fácil adotarmos uma largura de escada satisfatória.

A largura mínima das escadas de uso privativo será de 0,90 quando no caso especial de acesso geral, adegas e similares 0,60 m, e a de uso coletivo será:

- de 1,50m nas edificações para hospitais, clínicas e similares, locais de reuniões esportivas, recreativas, etc.
- de 1,20 m para as demais edificações.

Em casos de escadas de uso comum, a capacidade dos elevadores e escadas rolantes não será levada em conta para efeito do cálculo do escoamento da população de edifício.

A largura máxima permitida para uma escada será de 3,00m.



Arranjos possíveis

Fila	Unid. saída	Largura (m)	Escoamento (pessoas)
2	2	1,20	90
3	2,5	1,50	135
4	4	2,40	180
5	4,5	2,70	225
6	5	3,00	270

As escadas em curva só são permitidas quando excepcionalmente justificáveis, desde que a curvatura externa tenha raio de 6,00 metros, no mínimo, e os degraus tenham largura mínima de 0,28m, medida na linha do plano horizontal, desenvolvida a distância de 1,00m.

As escadas de uso comum ou coletivo terão obrigatoriamente:

- *Corrimãos de ambos os lados, obedecidos os requisitos seguintes:*

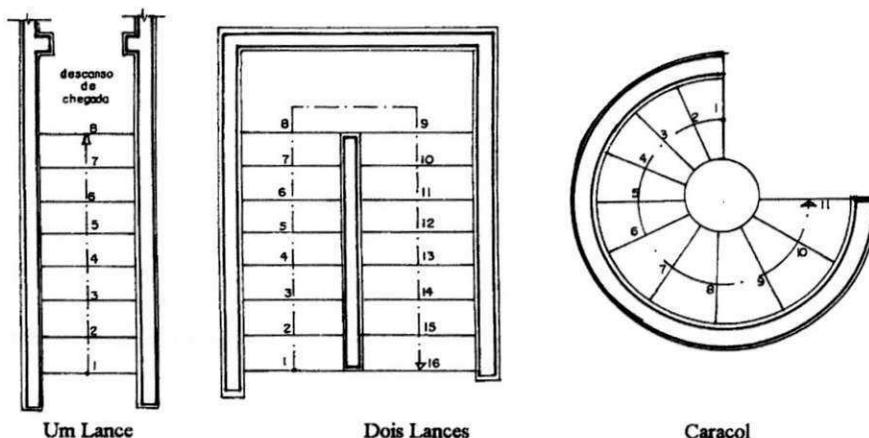
- Altura constante, situada entre 0,75 m e 0,85 m, acima do nível da borda do piso dos degraus;
- Serão fixados pela sua face inferior;
- Estarão afastados das paredes no mínimo 4 cm;
- Largura máxima de 6 cm.

OBS: - Se a soma da largura e do afastamento do corrimão não ultrapassar 10 cm, a medida da largura da escada não precisa ser alterada, garantindo o escoamento.

- A altura do guarda corpo exigida é entre 90 a 120cm, sendo recomendado 110cm, que nestes casos devemos acrescentar o corrimão.

Quando a largura da escada for superior a 1,80m, deverá ser instalado também corrimão intermediário.

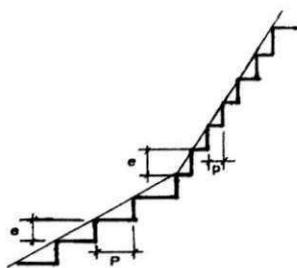
Dá-se o nome de CAIXA ao empraçamento ou local em cujo interior se acha a escada. A forma da caixa e da escada é citada pelas condições locais de altura e espaço, que podem ser, por exemplo:



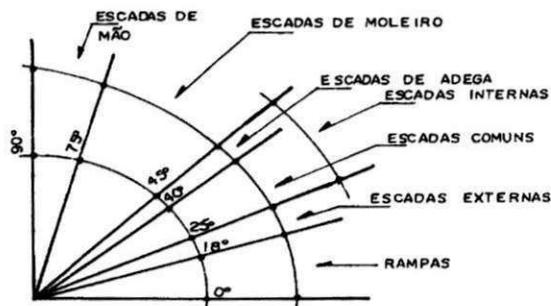
As escadas deverão ter a inclinação sempre constante em um mesmo lance. Os valores do plano horizontais e da altura (plano vertical) não devem variar jamais de um patamar a outro, contudo é aceitável uma exceção quando se trata de degraus de saída, este pode ter um plano horizontal de 2 a 5cm superior aos dos outros degraus.

A inclinação mais favorável é de 30° para as escadas internas.

Portanto devemos tomar a cautela no instante do cálculo da escada, no seu desenho e marcação na obra, para que não haja a mudança de inclinação, fazendo com isso o seu perfeito desenvolvimento.



Mudança de Inclinação



Inclinação comuns das escadas

8.2 Como Executá-las

A marcação de escadas na obra deve seguir o projeto, no entanto na maioria das vezes, na execução da obra muda-se as cotas e com isso cabe ao profissional adaptar a escada as novas medidas. Deixando bem claro que as variações de medidas devem ficar na ordem de centímetros, caso contrário devemos recalculá-la.

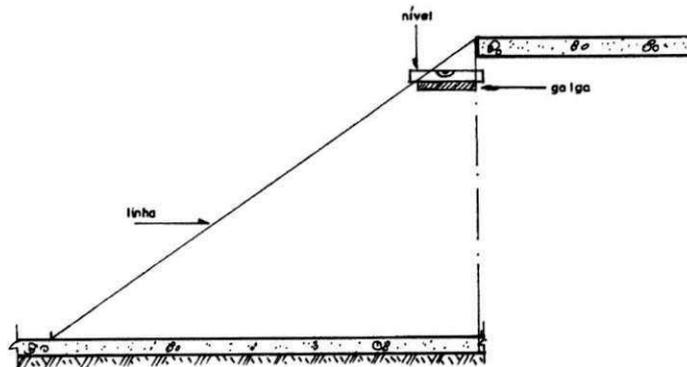
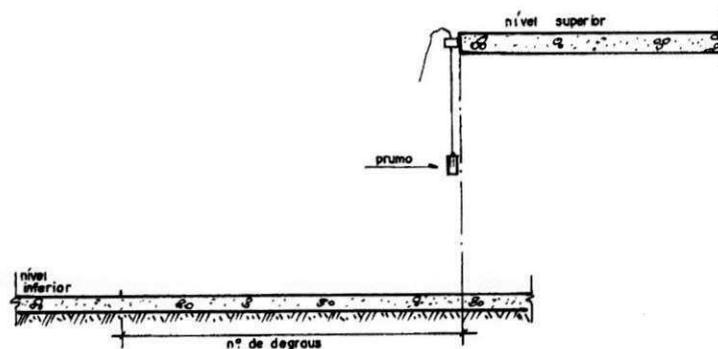
Para marcar a escada na obra devemos ter um anteparo, que pode ser uma parede (nas escadas enclausuradas) ou mesmo uma tábua (forma lateral), onde possamos riscar a escada nas medidas reais. E a fazemos da seguinte forma:

1º - Medir na horizontal a somatória do nº de degraus. Ex: 10 degraus de $p=30$ cm = 3,00m;

2º - Esticar uma linha do nível inferior ao superior.

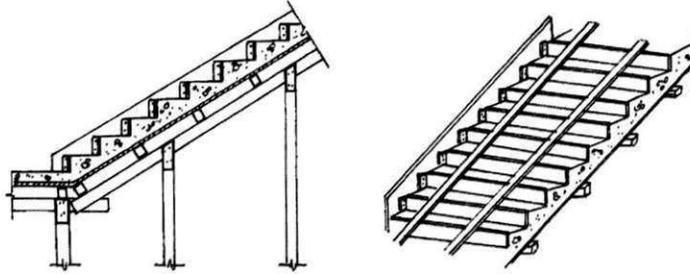
3º - Com o auxílio de um prumo verificar a verticalidade do ponto de chegada (nível superior);

4º - Com o auxílio de uma galga com dimensão do piso e um nível de bolha, marca-se a escada.

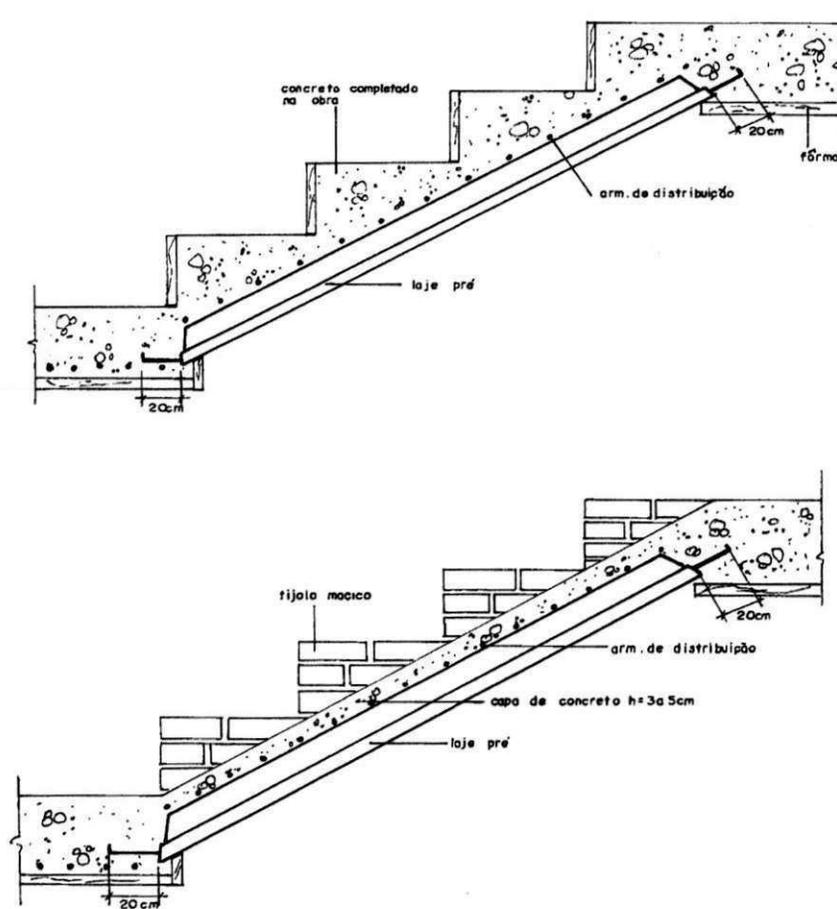


Depois de marcá-la, faremos a forma da mesma maneira das lajes, pontaleada e contraventada, sendo, portanto os lances formados por painéis inclinados de tábuas no sentido longitudinal limitado nas laterais por tábuas pregadas de pé, tábuas em pé também formam os espelhos.

Devemos ter o cuidado, para que as tábuas dos espelhos não deformem na concretagem. Para se evitar, ligam-se aquelas tábuas uma as outras, pela borda superior usando sarrafos longitudinais.



Podemos executar as escadas também com o auxílio da laje pré-moldada, quando não temos que vencer grandes alturas e o seu uso for privativo.



OBS: O cimbramento será feito da mesma maneira do executado nas lajes pré-moldadas. A concretagem das escadas são feitas com concreto estrutural, "seco" e de baixo para cima.

Características Gerais do Empreendimento

9. Localização

Com uma localização privilegiada próxima ao estádio Amigão e aos shopping Luiza Mota e Boulevard.

O atrativo do empreendimento foi, de certa forma, situar o adquirente num local calmo e perto das principais vias de acesso, abastecimento e lazer.

9.1. Características

- ✓ O “Condomínio Residencial Verdes Mares” contém 07 (sete) andares, sendo oito apartamentos por andar, perfazendo um total de 56 (cinquenta e seis) unidades;
- ✓ A área total do terreno é aproximadamente 2004,48 m², sendo a área útil de cada apartamento: 77,00m², 68,10m², 78,45m², 61,00m², 59,00m² e 78,85m².
- ✓ No térreo estão localizadas as garagens para 56 vagas, áreas de salão de festas, salão de jogos, portaria, recepção, estar, guarita playground, central de gás, casa de máquinas.
- ✓ Todos os andares serão atingidos por escada de acesso e um elevador, medições individualizadas tanto de água, energia e gás

9.2. Especificações

- ✓ Fundações diretas em concreto armado com $f_{ck} = 30\text{MPa}$, vibrados mecanicamente e serão assentadas em solo rochoso com regularização em concreto magro.
- ✓ Estrutura será executada respeitando totalmente o projeto estrutural e obedecerá rigorosamente aos alinhamentos, prumos, esquadros, nivelados, cotas, dimensões e qualidade do concreto. As cintas serão de concreto armado com resistência de 30 Mpa.

10. Prazo de Entrega

Foi feito um cronograma físico-financeiro do empreendimento estabelecendo todas etapas da obra, que deverão ser finalizadas 36 meses após o seu início.

10.1. Ficha Técnica dos Profissionais

1. Projeto Arquitetônico:
Arq^o Carlos Alberto Melo de Almeida
2. Projeto Estrutural:
Eng^o Rômulo Paixão

Atividades Desenvolvidas durante o Estágio

11. Locação e serviços preliminares

Foram feitos serviços de sondagem por meio de inspeção do SPT (Standard Penetration Test), onde foram identificados extratos de material escuro entre 0 e 1m, de 1m a 1,8m de um material arenoso e a 2,5m sem penetração ao trepano.

O empreendimento já tinha locação do canteiro definido (escritório, refeitório, banheiros, almoxarifados e alojamentos) haja vista que a construtora havia construído uma obra no terreno ao lado, prédio tipo caixa de cinco andares.

Alterações para uma melhor organização do canteiro de obra foram necessárias, onde foi reformado o escritório de engenheiro, foi feita uma ampliação do refeitório sendo rebocado para uma melhor higienização e a construção de mais um almoxarifado para alojamento das ferramentas. Por fim foram feitas pinturas internas com o intuito de apresentar uma melhor aparência do canteiro e melhoras no alojamento proporcionando melhor conforto aos funcionários.

11.1 Serviços de Escavações

Estando a obra com seu gabarito locado devidamente em tabuas e estroncas de pinho, foi marcado no terreno com auxílio de arame 18 e prumo as fundações que estavam em conformidade com o projeto de execução das fundações.

A edificação se encontra em um terreno onde a diferença altimétrica fica em torno de 1,2 m entre as ruas coronel honorato rego e a rua luiz sodré filho no seu sentido longitudinal. As escavações foram feitas com auxílio de máquina retro escavadeira **fig. 11**, onde o seu uso deu uma agilidade no movimento de material, porém o serviço de regularização foi feita manualmente quer pela regularização **fig. 11.1**, ou a compactação do terreno **fig. 11.2**. As escavações foram feitas em duas partes haja vista que o grande volume escavado em uma parte viria ocupar todo o terreno, esta primeira parte escavada foi feita em dois dias onde foram perfurados 19 buracos, e a profundidade média de escavação foi em torno de 3,5m até encontrar um solo mais sã, haja vista que o calculista exigia uma taxa admissível do solo de 6kg/cm².

Durante as escavações um dos problemas enfrentados foi a água no terreno quer por chuva ou pela percolação do terreno, onde em alguns momentos foi necessário a utilização de bombas tipo sape.

O volume escavado nesta primeira parte foi em torno de 350 m³, e na segunda parte 350 m³, por estar as cintas do terreno a uma altura de 30 cm mais alto que o nível da rua coronel honorato rego e 1,4 m da rua luiz sodré filho, teve que utilizar aterro com empréstimo num volume de 152 m³, para preencher os limites proporcionados pelas cintas.

Algumas alterações tiveram que ser feitas para diminuir o aterro para o terreno, a solução encontrada foi a utilização de três níveis no terreno.

12 Estrutura de Concreto Armado

Esta obra foi realizada em formas de aço quer seja para os pilares, vigas e nas lajes, tendo em vista que desta forma reduziria o consumo de madeira, sendo assim diminuído os custos e os efeitos ao meio ambiente.

12.1. Fundações

As fundações em sapatas isoladas foram assentadas em um concreto magro no traço (1:6:10) (cimento, areia e brita), de regularização **fig. 12**. A locação das caixotes é feita puxando os arames e a partir do seu cruzamento é medido as cotas contidas na planta e transferida ao terreno por meio de prumo e escala **fig. 12.1**.

Após a locação das caixas é colocado os tocos, a ferragem dos tocos foi bastante variado conforme projeto estrutural. Por fim é feito a concretagem do cuzcuz, onde o recobrimento da armadura foi de 3cm para diminuir os efeitos das intempéries. Numa outra fase é feito a concretagem dos tocos de colunas para um concreto de traço (1;4;6) (cimento; arei; brita) **fig. 12.2**. A seguir é representado os consumos:

Consumo de Concreto:

Consumo de Aço:

12.2. Cintas

O cintamento foi assentado sobre tijolo para diminuir o consumo de tábua, e feito as formas laterais que foram abafadas com gravas, as dimensões das mesmas é de 15 x 50 cm, com $f_{ck} = 30$ Mpa. Em média por dia é realizado 6m de cinta acabada Consumos:

Consumo de Concreto:

Consumo de Aço:

12.3. Pilar

De posse do projeto foram colocadas as ferragens em alturas variáveis, alturas estas que seria a soma do pé esquerdo mais as esperas que dependem do diâmetro dos ferros. Posteriormente foram abafados com formas metálicas, e concretados para um $f_{ck}=30$ Mpa no traço em obra de (1;4;6) (cimento; areia; brita). Em média eram feitos quatro pilares por dia, esta etapa do térreo levou 15 dias tendo seus respectivos consumos indicados, já os pilares do primeiro pavimento foram concretados em 16 peças haja vista que foi necessário a entrega da primeira parte da segunda laje.

Consumo de Concreto:

Consumo de Aço:

12.4. Viga

Todos os pavimento com exceção da cobertura terá a mesma ferragem, ferragem está que vai de acordo com as conformidades do projeto, nesta obra em especial verificou-se poucos metros, haja visto o seu sistema construtivo.

Alterações tiveram que ser realizadas nas vigas do térreo pois segundo solicitação do projeto as vigas externas teriam uma altura de 50cm, porém prevendo futuros problemas com as tubulações de esgoto foram aumentadas para 60cm, haja vista que na altura que se encontra quando fosse passar o forro, as vigas teriam que ser enchidas para apoiar os forros.

Porém as demais vigas terão uma altura de 50 cm haja visto que as tubulações “passaram a penas nas colunas” e não atravessando as áreas.

Assim como os pilares as formas são em aço proporcionando menor custo com materiais haja vista o seu reaproveitamento, porém uma crítica deve ser observada, haja vista seu grande peso a mesma tem que mobilizar uma maior quantidade de pessoas e um detalhe preponderante é a segurança que neste caso fica a desejar.

12.5. Laje

A laje utilizada nesta obra é uma inovação para a cidade de campina grande, ela é nervurada em uma direção. Este sistema proporcionou a utilização de grandes vãos diminuindo as vigas a serem utilizadas bem como a quantidade de pilares, toda a alvenaria será assentada sobre a laje.

Uma vantagem muito preponderante nesta corrida pela concorrência e diminuição dos gastos é que ela necessita de uma menor quantidade de aço e assim como de concreto. Este menor consumo se dá pelas nervuras que proporcionam um maior montante de inércia da peça, tendo assim condições de diminuir os consumos.

A cubetas são apoiadas sobre grades, proporcionando uma direção as mesmas, estas grades se assentam sobre tubos que são escorados por escoras metálicas de chapa 14mm, porém para que tenha segurança e qualidade do serviço é necessário um escoramento adequado, geralmente as escoras são despostas a cada 1,5m. Após a colocação da armação é feito a verificação referente aos níveis que é de vital importância para um menor consumo de matérias para piso.

13. Considerações Finais

Nos dias atuais onde a concorrência e o menor custo são preponderantes para a continuidade das construtoras, as vezes somos exigidos a fazer vista grossa a determinadas coisas que na teoria seriam inaceitáveis.

Uma critica a este sistema construtivo é que a disforma de parte da laje mesmo que em seguida seja feito o re-escoramento, seja feita muito antes do do tempo de cura, porém todo está critica foi diminuída pela experiência do Engenheiro calculista que informou que este procedimento é normal. E algo que me confortou foi que os ensaios a compressão, a sete dias já havia atingido em média 35Mpa.

Outra coisa me chamou a atenção foi as pequenas fissuras que apareceram nas lajes, mas em decorrência da retração do concreto que perde a água por evaporação e as reações exotérmicas do concreto, tudo isto foi verifica.

Esta obra foi de vital importância no meu enriquecimento prático, haja vista ser ela um sistema inovador na Paraíba.