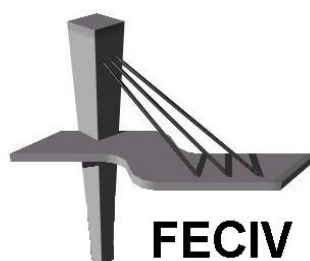


UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**UMA VISÃO SOBRE O USO DE FÔRMAS E
ESCORAMENTOS EM CIDADES DE GRANDE,
MÉDIO E PEQUENO PORTE DO BRASIL CENTRAL
E AS NOVAS DIRETRIZES NORMATIVAS**

RÔMULO BARBOSA REZENDE



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



Rômulo Barbosa Rezende

**UMA VISÃO SOBRE O USO DE FÔRMAS E ESCORAMENTOS EM
CIDADES DE GRANDE, MÉDIO E PEQUENO PORTE DO BRASIL
CENTRAL E AS NOVAS DIRETRIZES NORMATIVAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Área de Concentração: Engenharia das Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo

UBERLÂNDIA, DEZEMBRO DE 2010

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU , MG, Brasil

- R467v Rezende, Rômulo Barbosa, 1983-
 Uma visão sobre o uso de fôrmas e escoramentos em cidades de grande, médio e pequeno porte do Brasil Central e as novas diretrizes normativas [manuscrito] / Rômulo Barbosa Rezende. - 2010.
 161 f. : il.
- Orientador: Francisco Antonio Romero Gesualdo.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
 Inclui bibliografia.
1. Estruturas de madeira (Construção civil) - Teses. 2. Escoras (Engenharia) - Teses. 3. Concreto - Teses. I. Gesualdo, Francisco Antonio Romero. II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624.011.1



**ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DO PROGRAMA
DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

ATA Nº: 078/2010

CANDIDATO: Rômulo Barbosa Rezende

ORIENTADOR: Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo

TÍTULO: "Uma visão sobre o uso de fôrmas e escoramentos em cidades de grande, médio e pequeno portes do Brasil Central e as novas diretrizes normativas"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

DATA DA DEFESA: 28 de dezembro de 2010

LOCAL: Sala de Apoio II da FECIV

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 9:00h às 10:03h

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que o candidato foi:

☒ APROVADO

☐ REPROVADO

OBS: O candidato deverá atender as observações dos
membros da banca, deixadas com o orientador.

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:

Professor Orientador: **Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo – FECIV/UFU**

Membro externo: **Prof. Dr. Everaldo Pletz – UEL**

Membro: **Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos – FECIV/UFU**

Uberlândia, 28 de dezembro de 2010.

Rômulo Barbosa Rezende

**UMA VISÃO SOBRE O USO DE FÔRMAS E ESCORAMENTOS EM CIDADES
DE GRANDE, MÉDIO E PEQUENO PORTE DO BRASIL CENTRAL E AS
NOVAS DIRETRIZES NORMATIVAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Área de Concentração: Engenharia das Estruturas.

Uberlândia, 28 de dezembro de 2010

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo
Orientador

Prof. Dr. Everaldo Pletz

Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos

Aos meus pais que
muitas vezes adiaram seus
sonhos em prol dos meus! E ao
meu orientador Prof. Dr.
Francisco Antonio R. Gesualdo,
por estar sempre ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

A DEUS, que me concedeu forças e a quem eu devo tudo o que sou e que realizo.

Aos meus pais Wiles e Joaquina, pelo amor infinito, educação impecável, dedicação irrestrita e esforços.

Aos meus irmãos Romeu e Brenno, pelo companheirismo e apoio.

Ao mais que orientador Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo pelos ensinamentos, orientação, exigência, dedicação, compreensão e paciência durante todo o processo.

À minha companheira inseparável Valéria Dutra da Silva, que por tantas vezes caminhou por mim nessa jornada, sempre disposta a enfrentar os desafios para me poupar, até me carregando nos braços quando já não era mais capaz.

À Universidade Federal de Uberlândia, ao Departamento de Engenharia Civil e à Pós-Graduação em Engenharia Civil pela oportunidade de realizar este curso.

Aos professores que me apoiaram nesta jornada, em especial à Prof. Dra. Maria Cristina Vidigal de Lima, pois não há palavras para expressar minha gratidão.

À Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais – FAPEMIG, pelo financiamento da pesquisa.

Aos funcionários da Pós Graduação, em especial à funcionária Sueli, que sempre estiveram atentos às solicitações e necessidades de todos os alunos.

Aos colegas da Pós-Graduação e ao meu sempre amigo Miguel Ângelo, pelo apoio incondicional e incentivo durante esta caminhada.

Às minhas queridas irmãs, Daniella da Motta Morais e Teresa Cristina Barbosa Mujalli, principalmente nessa reta final, pelo encorajamento e esforços sem medida. E, principalmente, por abrir meus olhos para a descoberta de uma nova vida e mudança para o mundo de possibilidades, mostrando o verdadeiro significado de amizade.

Ao meu grande amigo, Carlos Vítor, pela disposição, apoio e sacrifício durante toda a pesquisa.

Aos meus amigos e colegas de trabalho do Tribunal de Contas dos Municípios do Estado de Goiás – TCM, pelo encorajamento e motivação.

E àqueles que, embora não tenham sido citados, estiveram comigo em minha trajetória.

REZENDE, Rômulo Barbosa. *Uma visão sobre o uso de fôrmas e escoramentos utilizados em cidades de grande, médio e pequeno porte do Brasil Central e as novas diretrizes normativas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2010. 164p.

RESUMO

O sistema de fôrmas e escoramentos tem grande importância na construção civil, pois representa a base do processo produtivo das construções em concreto. É importante do ponto de vista econômico, além de representar a base para a definição geométrica das peças estruturais de concreto. Para contribuir sobre o tema, apresenta-se neste trabalho uma revisão do conceito de fôrmas e de sua aplicabilidade. Traz também informações sobre materiais novos e alternativos existentes no mercado atual, ressaltando o modelo em madeira e, em especial, as chapas de compensado, por ser o material mais utilizado para as fôrmas. Em conjunto com a revisão, foi realizada uma pesquisa de campo, em cidades de diferentes portes populacionais do Brasil Central. Isto foi realizado por meio da aplicação de um questionário, no qual se buscou conhecer os sistemas utilizados e outras particularidades das obras. Constatou-se que o processo construtivo precisa evoluir significativamente e ganhar a devida importância. Na maioria dos casos, o processo acontece sem a existência de projeto estrutural. Em outros casos o projeto existe, mas não é seguido. Muito pode ser aprimorado para garantir a eficiência que o sistema exige. Foram mostradas por meio de exemplo numérico as possíveis economias resultantes de uma conduta planejada e baseada nas diretrizes normativas em vigor. Foi realizada também a aplicabilidade da nova norma para fôrmas e escoramentos, ABNT NBR 15696:2009. Fizeram-se comparações com exemplos numéricos apresentados na literatura, baseando-se nos novos conceitos e procedimentos. Os resultados obtidos foram satisfatórios.

Palavras chave: Fôrmas. Escoramentos. Concreto. Madeira. Compensado de madeira.

REZENDE, Rômulo Barbosa. *Overview on the use of formwork and shoring used in the city of big, medium and small size of Central Brazil and the new code guidelines*. Msc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2010. 164p.

ABSTRACT

The system of formwork and shoring is very important in construction because it represents the basis of the production process of structures in concrete. It is important economically, and also represents the basis for the geometric definition of concrete structural parts. For contributing on the subject, this work presents a review of the concept of formworks and its applicability. It also brings information about new and alternative materials on the current market, highlighting the model in wood, in particular, plywood, being the most common material used as formwork. In conjunction with the review it was conducted a field research in cities of different population sizes in the Middle Brazil. This was accomplished by applying a questionnaire, for knowing the systems used and other details of the activity. It was found that the construction process needs to progress and gain the necessary importance. In most cases, the process occurs without the existence of structural project. In other cases the project exists, but is not followed. Much can be refined to ensure the efficiency that the system demands. By a numerical example it was shown the possible savings resulting from a planned conduct and based on the code guidelines in force. It was also carried out the applicability of the ABNT NBR 15696:2009, a new Brazilian code for formwork and shoring. It was made comparisons with numerical examples presented in the literature, based on new concepts and procedures. Results were satisfactory.

Keywords: Formwork. Shoring. Concrete. Timber. Plywood.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Fôrmas de madeira.....	23
Figura 2 – Escoras metálicas.....	23
Figura 3 – Montagem de fôrmas de madeira.....	30
Figura 4 – Sistemas de fôrmas.	31
Figura 5 – Fôrma trepante	31
Figura 6 – Fôrmas em OSB.	32
Figura 7 – Molde de fôrmas	35
Figura 8 – Esquema de divisão do sistema de fôrmas.....	37
Figura 9 – Fôrma de alumínio tipo Deck.....	48
Figura 10 – Fôrma de PVC	48
Figura 11 – Fôrma em fibra de vidro	50
Figura 12 – Fôrma em polipropileno para lajes nervuradas	51
Figura 13 – Estrutura em PVC Rib loc.....	51
Figura 14 – Moldes de Papelão	52
Figura 15 – Sistema de fôrma metálica na construção do auditório do campus universitário UFRJ.....	54
Figura 16 – Esboço de um processo de construção	55
Figura 17 – Verificação da estanqueidade.....	56
Figura 18 – Subsistema para laje	57
Figura 19 – Subsistema de fôrma para viga.	58

Figura 20 – Subsistema de fôrma para pilar.	59
Figura 21 – Montagem de um painel para pilar com fôrmas pré-fabricadas.....	60
Figura 22 – Peças de madeira para suporte das fôrmas	62
Figura 23 – Tipos de escoras tubulares	63
Figura 24 – Variação do concreto.....	66
Figura 25 – Escoramento em aço e formato de triângulo.....	70
Figura 26 – Fôrmas plásticas para lajes nervuradas	72
Figura 27 – Escoramento de viga em obra de Goiânia.....	73
Figura 28 – Fôrma de laje de chapa metálica corrugada	73
Figura 29 – Travamento das fôrmas de um pilar (parafusado).....	74
Figura 30 – Guias e travessões metálicos em escoramento de laje	74
Figura 31 – Reescoramento em eucalipto de laje e viga	75
Figura 32 – Escoramentos metálicos, guias e travessões	77
Figura 33 – Escoramentos em obra na cidade de Uberlândia.....	77
Figura 34 – Fôrmas e escoramentos na cidade de Morrinhos	78
Figura 35 – Escoramentos na cidade de Morrinhos	79
Figura 36 – Materiais utilizados para o escoramento de obra em Morrinhos	83
Figura 37 – Distâncias entre escoramentos de vigas	86
Figura 38 – Panorama do uso de reescoramentos.....	87
Figura 39 – Gráfico comparativo dos valores das pressões teóricas e experimental	93
Figura 40 - Gráfico com a linearização da curva experimental.....	94

Figura 41 – Dimensões das peças usadas no exemplo de cálculo	97
Figura 42 – Distâncias entre transversinas indicadas por L_T	102
Figura 43 – Distâncias entre transversinas	103
Figura 44 – Área de influência de uma transversina	104
Figura 45 – Posicionamento de transversinas e área de influência de pontaletes	107
Figura 46 – Detalhe do garfo para apoiar o fundo da viga	110
Figura 47 – Seção do fundo da viga	112
Figura 48 – Transversinas adotadas na obra.....	130
Figura 49 – Longarinas apoiando as transversinas	130
Figura 50 – Pannel de fundo das vigas	131
Figura 51 – Fôrmas e escoramentos das vigas	132
Figura 52 – Fôrmas dos pilares	132

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estudos publicados, autores e respectivos anos, relacionando o custo do sistema de fôrmas em obras com relação ao custo total da estrutura de concreto.....	25
Tabela 2 – Regras gerais para desenhos de fôrmas	33
Tabela 3 – Vantagens e Desvantagens do compensado em relação à madeira bruta	40
Tabela 4 – Variação do módulo de elasticidade.....	43
Tabela 5 – Tamanho de chapas de compensado plastificado e resinado × espessura	45
Tabela 6 – Chapas de Compensado Naval	46
Tabela 7 – Quantidade de obras com e sem projeto de fôrmas e escoramentos.....	84
Tabela 8 – Distância dos escoramentos das lajes	85
Tabela 9 – Informações do fabricante sobre a chapa de madeira compensada.....	98
Tabela 10 – Resultados teóricos X utilizados na prática	150

SÍMBOLOS E SIGLAS

SÍMBOLOS

A	Área
A_{tens}	Área do tensor
A_T	Área da transversina
$A_{\text{Influência}}$	Área de Influência
H_{pilar}	Altura do pilar
$H_{\text{pé-direito}}$	Altura entre piso do pavimento
h_s	Altura hidrostática
H_{viga}	Altura da viga
$\emptyset$	Ângulo de atrito interno de concreto
γ_w	Coefficiente de minoração da resistência
γ_{wt}	Coefficiente de minoração da resistência da madeira (tração)
γ_{wc}	Coefficiente de minoração da resistência da madeira (compressão)
γ_m	Coefficiente de minoração da resistência de elementos metálicos
γ_q	Coefficiente de majoração das ações
k_{mod}	Coefficiente de modificação da madeira
k	Coefficiente de atrito interno do concreto
L_p	Comprimento das transversinas entre pontaletes
L	Comprimento
L_0	Comprimento
d	Distância
$y_{C.G.}$	Distância do centro de gravidade
ρ_{comp}	Densidade aparente da chapa de madeira compensada
h_{laje}	Espessura da laje
e	Espessura da chapa de compensado
e_1	Excentricidade de 1º ordem
e_i	Excentricidade inicial
e_c	Excentricidade suplementar de 1º ordem
e_a	Excentricidade adicional mínima
$e_{1,ef}$	Excentricidade de 1º ordem efetiva
$L_{G,1}$	Espaçamento entre garfos (pressão vertical)
$L_{G,2}$	Espaçamento entre garfos (pressão horizontal)
L_S	Espaçamento entre sarrafos
L_T	Espaçamento entre transversinas
L_{tens}	Espaçamento entre tensores
L_E	Espaçamento entre escoras
L_{Trav}	Espaçamento entre travessas
L_{Grav}	Espaçamento entre gravatas de amarração
$\Psi_{0j,ef}$	Fatores de combinação e de utilização

u_{total}	Flecha máxima
u_{lim}	Flecha limite
F_E	Flambagem de Euler
P_{tens}	Força normal atuante no tensor
N_d	Força normal de cálculo
λ	Índice de esbeltez
I	Inércia da seção transversal
b	Largura unitária da chapa de madeira compensada
MPa	Mega Pascal
M	Momento atuante
E_{c25}	Módulo de elasticidade da madeira maciça classe C 25
E_{comp}	Módulo de elasticidade da chapa de compensado
E_{C0m}	Módulo de elasticidade
γ_{conc}	Peso específico do concreto
γ_b	Peso específico do concreto fluido
q_v	Pressão vertical
$q_{d,uti}$	Pressão de cálculo no estado limite de utilização
$q_{h,d}$	Pressão horizontal de cálculo no Estado Limite Último
$q_{h,d,uti}$	Pressão horizontal de cálculo no Estado Limite de Utilização
q_d	Pressão de cálculo no Estado Limite Último
$q_{v,d}$	Pressão vertical de calculo no Estado Limite de Utilização
$q_{v,d, uti}$	Pressão vertical de cálculo no Estado Limite de Utilização
P_b	Pressão do concreto fluido
$q_{h,d,conc}$	Pressão de cálculo devido ao concreto horizontal
p_h	Pressão horizontal máxima
$q_{h,vib}$	Pressão horizontal devido à sobrecarga de vibração e impacto
i_{min}	Raio de giração mínimo
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{c,m,comp}$	Resistência característica média do compensado
$f_{y,d}$	Resistência característica do aço
f_d	Resistência de cálculo da madeira
f_k	Resistência característica da madeira
$f_{c0,d,C25}$	Resistência de cálculo da madeira maciça da classe C 25 (paralela)
$f_{c0, k, C25}$	Resistência característica da madeira maciça da classe C 25
q_{circ}	Sobrecarga de circulação (ação variável)
q_{vib}	Sobrecarga de vibração e impacto (ação variável)
q_{conc}	Seção variável devido ao concreto
$F_{d, uti}$	Solicitação de cálculo no Estado Limite de Utilização
F_d	Solicitação de cálculo
$P_{d, uti}$	Solicitação de cálculo no estado limite de Utilização
p_d	Solicitação de cálculo no Estado Limite Último
σ_{Nd}	Tensão devido a força à força normal de cálculo
σ_{Tens}	Tensão atuante no tensor
q	Valores característicos das ações variáveis
V_b	Velocidade de concretagem
V	Volume

SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas técnicas

ABCP: Associação Brasileira de Cimento Portland.

CSTC: Centre Scientifique et Technique de la Construction ,

CEB: Comite Euro-International du Beton

CIB: Conseil International du Bâtiment

DER/PR: Departamento de Estradas e Rodagem do Estado do Paraná

EESC: Escola de Engenharia de São Carlos

IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

NBR: Norma Brasileira Registrada

PVC: Policloreto de Vinila

OSB: Oriented Strand Board

USP: Universidade de São Paulo

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	22
CONSIDERAÇÕES INICIAIS	22
1.1 Importância do tema	22
1.2 Justificativa.....	25
1.2.1 Objetivos.....	26
1.2.2 Objetivo geral	26
1.2.3 Objetivos específicos.....	26
1.3 Metodologia.....	27
1.4 Estrutura do trabalho	28
CAPÍTULO 2	29
AS FÔRMAS E OS ESCORAMENTOS	29
2.1 Introdução.....	29
2.1.1 Características de fôrmas.....	34
2.1.2 Composição de fôrmas	35
2.2 Materiais para confecção de Fôrmas	38
2.2.1 Madeiras empregadas nas construções de fôrmas e escoramentos.....	38
2.2.2 Madeira compensada	39
2.2.2.1 Conceito.....	39
2.2.2.2 Propriedades mecânicas.....	41
2.2.2.3 Compensado Plastificado	44
2.2.2.4 Compensado Resinado	45
2.2.2.5 Compensado Naval.....	45
2.2.2.6 Compensado Sarrafeado	46
2.3 Materiais alternativos para confecção de fôrmas	46
2.3.1 Plástico	46

2.3.2 Alumínio.....	47
2.3.3 Chapas de PVC.....	48
2.3.4 Plástico reforçado com fibra de vidro.....	49
2.3.5 Polipropileno	50
2.3.6 Sistema <i>Rib loc</i> para pilares.....	51
2.3.7 Fôrmas de papelão	52
2.3.8 Fôrmas tipo túnel	52
2.4 Planejamento do Sistema de Fôrmas	53
2.5 Comportamento estrutural e Dimensionamento	56
2.5.1 Fôrmas para lajes	56
2.5.2 Fôrmas para vigas.....	57
2.5.3 Fôrmas para pilares.....	58
2.6 Variáveis para escolha do Sistema de Fôrmas.....	59
2.7 Fôrmas pré-fabricadas	59
2.8 Escoramento e reescoramento	60
2.8.1 Materiais	61
2.9 Características do concreto	63
CAPÍTULO 3	67
A REALIDADE REGIONAL	67
3.1 Generalidades	67
3.2 Características gerais das cidades estudadas	67
3.3 Goiânia	69
3.4 Uberlândia	75
3.6 Considerações finais sobre a realidade regional.....	79
CAPÍTULO 4	84
ASPECTOS OBSERVADOS NAS OBRAS	84

4.1 Discussão	84
4.2 Distância dos escoramentos das lajes	85
CAPÍTULO 5	88
CONSIDERAÇÕES E CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO SEGUNDO NORMAS ESPECIALIZADAS.....	88
5.1 Dimensionamento de acordo com a ABNT NBR 7190:1997	88
5.2 Pressões do concreto segundo o A.C.I.	90
5.3 Critérios para cálculo da pressão – norma DIN	91
5.4 Considerações Segundo CEB	92
5.4.1 Carregamento em fôrmas devido à pressão do concreto de acordo com CEB.....	92
5.5 Estudo relevante considerando normas específicas.....	92
5.6 Considerações acerca de normas especializadas	94
CAPÍTULO 6	96
CONSIDERAÇÕES SOBRE ABNT NBR 15696:2009 – COMPARAÇÃO COM PROCEDIMENTOS CONVENCIONAIS.....	96
6.1 Projeto e dimensionamento das estruturas provisórias de fôrmas e escoramentos	96
6.2 Requisitos para os projetos	96
6.3 Detalhamento do exemplo de cálculo.....	97
6.4 Combinações de Ações.....	99
6.5 Estado Limite de Utilização	99
6.6 Estado limite último	100
6.7 Determinação da distância entre transversinas	101
6.8 Cálculo de espaçamento entre pontaletes	104
6.9 Verificação dos Pontaletes	107
6.10 Dimensionamento das fôrmas e escoramentos das vigas	109
6.11 Espaçamento dos garfos devido à pressão lateral.....	114

6.12 Dimensionamento das fôrmas dos pilares	115
6.13 Cálculo de espaçamento entre sarrafos.....	117
6.14 Cálculo do espaçamento dos tensores	119
6.15 Verificação dos tensores	121
6.16 Recomendações complementares	122
6.17 Comparações entre procedimentos adotados por Calil et al. (2007) e pela ABNT NBR 15696:2009	122
6.18 Considerações Finais	128
CAPÍTULO 7	129
ESTUDO DE CASO	129
COMPARAÇÃO ENTRE UM CASO REAL E O CÁLCULO PELA ABNT NBR 15696:2009 DO SISTEMA DE FÔRMAS E ESCORAMENTOS.....	129
7.1 Descrições da obra.....	129
7.2 Dimensionamento	133
7.2.1 Laje	133
7.2.2 Vigas.....	139
7.2.3 pilares	143
7.3 comparação entre resultados teóricos e utilizados na prática	147
7.3.1 laje	147
7.3.1.1 Transversinas	147
7.3.1.2 Escoras.....	148
7.3.2 vigas.....	148
7.3.3 Pilares	149
7.4 Comentários.....	150
CAPÍTULO 8	152
CONCLUSÃO.....	152

REFERÊNCIAS	156
APÊNDICE A	162

CAPÍTULO 1

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA

A construção civil está em expansão no País. Com isso, é necessário o aumento das exigências e oportunidades no mercado, priorizando qualidade dos produtos e serviços oferecidos. Mediante dessa realidade, os estudos deverão estar voltados para o desenvolvimento teórico de metodologias, de técnicas e aplicação de equipamentos mais modernos. O caminho para a industrialização de processos nos sistemas construtivos busca alta produtividade, aliada à redução de custos, etapas de execução na obra que potencializa o lucro.

As estruturas de concreto armado ou protendido é o resultado da combinação entre aço e concreto. São amplamente utilizadas no Brasil e no mundo. Estas estruturas exigem uma estrutura auxiliar ou secundária, destinada a dar forma e suporte ao elemento de concreto fresco até a sua solidificação. Consequentemente, tem-se um grande uso de fôrmas e escoramentos, pois uma estrutura não se consolida sem a existência de outra.

Em essência, fôrmas são estruturas temporárias destinadas a sustentar o concreto fresco até que o mesmo atinja resistência suficiente para ser autoportante, conforme relata Calil et al. (2007).

De maneira sucinta, podemos dizer que a fôrma é um molde provisório que serve para dar ao concreto fresco a geometria e a textura desejada.

A Figura 1 ilustra um sistema de fôrmas de madeira, material amplamente utilizado, leve, econômico e de fácil manuseio. Em específico, este sistema proposto se trata de fôrmas pré-fabricadas de madeira, ressaltando ainda que sistemas pré-fabricados podem significar a redução de custos, pois serão mais rentáveis, seja pelo aproveitamento de materiais, ou por aumento da produtividade da mão de obra.



Figura 1 – Fôrmas de madeira. Fonte: Técnica (2009)

Fôrmas e escoras de madeira são amplamente encontradas no mercado brasileiro, porém outros tipos de materiais podem ser utilizados na produção de fôrmas e escoras, tais como, aço, alumínio e plástico. Na Figura 2 está ilustrado um sistema de escoras metálicas em sistema construtivo.



Figura 2 – Escoras metálicas. Fonte: Técnica (2007)

Dentre estes materiais, a madeira apresenta um ponto essencialmente importante que é a facilidade com que este material apresenta em se ajustar às mais variadas formas. Aliado a isso, o material é de fácil manuseio por ter baixa densidade. Além disso, o material tem

significativa resistência. Tudo isso torna o material altamente indicado para este tipo de aplicação. Porém, de acordo com Fragiaco (2006), a elevada sensibilidade às variáveis ambientais, tais como temperatura e umidade relativa do ar, a madeira é um material suscetível às alterações dos seus estados de deformação e tensão.

Após a escolha do material adequado, inicia-se a produção deste sistema, o qual é composto por: molde, estrutura do molde, escoramento e acessórios.

O escoramento representa todos os elementos que servem para sustentar as fôrmas, equipamentos e funcionários, estruturas auxiliares, dentre outros, bem como o concreto até que este atinja resistência suficiente para suportar os esforços que lhe são submetidos (PFEIL, 1987).

Escoramento, segundo Barros e Melhado (2006), pode ser compreendido como conjunto temporário de escoras e contraventamentos, de madeira ou de aço, projetado para resistir ao peso próprio da estrutura, eventuais sobrecargas, ação do vento e de enchentes durante a construção, evitando deformações prejudiciais à sua forma e esforços no concreto na fase de endurecimento.

Apesar da importância das fôrmas e escoramentos, essenciais para o restante da obra, há um equivocado descaso por esta etapa da construção, pois essa é posta em segundo plano, resultando em falta de projeto específico e, em determinadas situações, ausência de engenheiro na execução do projeto destes sistemas. Tem sido pouco o tempo destinado ao projeto destes elementos construtivos.

A economia globalizada tornou indispensável a racionalização na construção civil e no que refere ao item fôrmas, essa só é possível com a ação de um profissional especializado na condução do sistema de fôrmas e escoramentos, ainda raro no mercado de trabalho da engenharia brasileira (MARANHÃO, 2000).

Sob o ponto de vista econômico, o serviço de fôrmas é extremamente significativo. A literatura enfatiza estes custos, por meio de estudos iniciais até livros atuais, que demonstram quanto o custo destes sistemas é importante no processo da construção. A Tabela 1 ilustra o custo do sistema de fôrmas em obras com relação ao custo total da estrutura de concreto.

Tabela 1 – Estudos publicados, autores e respectivos anos, relacionando o custo do sistema de fôrmas em obras com relação ao custo total da estrutura de concreto

Autor / Ano	Custo (%)
Barros e Melhado (2006)	35% a 50%
CSTC (1973)	40% a 60%
CEB (1976)	30% a 50%
CIB (1985)	35% a 50%
Hurd (1995)	35% a 60%
Maranhão (2000)	40% a 60%
Nazar (2007)	45%

Fonte: Elaborada pelo autor.

Mediante o custo que o sistema de fôrmas e escoramentos pode representar em um processo construtivo, é essencial que a visão atual seja voltada para a necessidade de controle tecnológico dos materiais, buscando gerar qualidade final com redução das perdas (materiais e produtividade da mão-de-obra) e redução de prazos de entrega (competitividade).

É imperioso que o engenheiro dê a devida importância ao dimensionamento das fôrmas e escoramentos provisórios, considerando os planos de montagem e desmontagem e o reaproveitamento na mesma obra.

Além disso, há a necessidade primordial da segurança, independentemente da estrutura ser provisória ou não.

Os estudos atuais que envolvem este sistema de fôrma e escoramento devem buscar elucidar detalhadamente conceitos e técnicas para aquisição de uma perfeita moldagem do concreto, enfatizando qualidade técnica, geométrica e a boa produtividade.

1.2 JUSTIFICATIVA

Pouco material didático específico, principalmente em relação ao eixo prático do dimensionamento, está disponível sobre o assunto fôrmas e escoramentos. Além disso, as

universidades, em geral, não trazem em seus currículos os temas fôrmas e escoramentos. Quando incluem o tema, esse é feito de forma abreviada, sem aprofundamentos sobre a avaliação dos esforços, o dimensionamento das peças, sua influência sobre a qualidade estrutural do concreto e muitos outros pontos que ficam em segundo plano.

A escassez de informações essenciais para nortear a execução do projeto na área de fôrmas e escoramentos e, conseqüentemente, uma carência de subsídios para os profissionais diretamente ligados à construção civil, especialmente para projetistas, representa um problema, para o qual este trabalho deve dar uma contribuição. Vê-se necessário um estudo deste assunto, para trazer informações mais precisas, com orientações e roteiros práticos para transformar o problema desconhecido em algo acessível e viável aos projetistas. Com este estudo, busca-se contribuir com mudanças culturais dos profissionais da área, pela divulgação da realidade regional, da divulgação de informações sobre o tema que mostra a sua viabilidade e a importância de se projetar os elementos essenciais para toda a estrutura de concreto, tendo em vista a disponibilidade de conhecimento acessível aos profissionais da área.

1.2.1 OBJETIVOS

1.2.2 Objetivo geral

Contribuir na avaliação quanto ao uso de fôrmas e escoramentos em seus diferentes conceitos estruturais quando os mesmos são utilizados para moldar as estruturas de concreto.

1.2.3 Objetivos específicos

Foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Verificar o assunto focando à realidade local e regional, através de pesquisa de campo realizada em três cidades diferentes, em termos de tamanho populacional, localizadas na região Centro Oeste do Brasil. Contribuir, principalmente, com o perfil estrutural no contexto prático em diferentes cidades, possibilitar que, a partir dos dados obtidos, novos estudos possam ser desenvolvidos com objetivo de

oferecer às construtoras e aos profissionais que atuam nesta área dados e informações do sistema de fôrmas e escoramentos.

- Pontuar as principais entidades, as quais tratam do assunto de fôrmas e escoramentos e, neste ponto, o objetivo foi expor os valores propostos pelas normatizações.

Demonstrar, de forma prática, a aplicação do estudo proposto, através de um cálculo exemplificado e comentado à luz da norma ABNT NBR 15696:2009, com base em um caso real.

1.3 METODOLOGIA

O trabalho em proposição foi iniciado com uma pesquisa da literatura, no sentido de conhecer o estado da arte por meio de registros em revistas, livros, artigos científicos, teses e anais de congressos.

Conjuntamente com a revisão bibliográfica foram feitas visitas a obras em construção da cidade de Goiânia-GO, Uberlândia-MG e Morrinhos-GO, para observar e registrar os tipos de fôrmas para vigas, pilares, lajes maciças e pré-fabricadas, tipos de materiais utilizados, procedimentos práticos e detectar pontos importantes para o aprimoramento das fôrmas e escoramentos. Incluem-se nestas visitas a observação dos aspectos construtivos e opinião dos construtores, tipos de escoramentos disponíveis no mercado, tipos de ligações usadas e outros aspectos que foram observados.

As visitas foram realizadas em 45 obras, de diferentes portes, sendo 30 em Goiânia-GO, 12 em Uberlândia-MG e três em Morrinhos-GO.

Foram verificados junto às empresas especializadas nesse tipo de serviço, as dimensões, os tipos, os custos dos materiais usados em fôrmas e escoramentos, a qualificação da mão-de-obra empregada, como também as informações gerais associadas ao processo construtivo.

Foi feita uma investigação sobre a existência ou não de projetos de fôrmas e escoramentos, através de um questionário apresentado no Apêndice A, no qual se destacou os aspectos que estão sendo considerados na concepção do projeto.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é composto por oito capítulos, dentre os quais, os dois primeiros apresentam uma revisão bibliográfica do tema, e o terceiro e quarto são compostos por descrição de visitas de campo, o quinto trata das considerações de normas específicas, o sexto e o sétimo trazem considerações sobre a ABNT NBR 15696:2009. O último capítulo relata as considerações finais desta dissertação. Sucintamente tem-se:

- Capítulo 1: composto por considerações iniciais, justificativa, metodologia, objetivos: gerais e específicos e apresentação do trabalho;
- Capítulo 2: discute-se o conceito de fôrmas, escoramentos, concreto e suas características;
- Capítulo 3: realidade regional da pesquisa de campo;
- Capítulo 4: descrição da visita de campo na população do estudo;
- Capítulo 5: apresenta as considerações feitas sobre normas vigentes;
- Capítulo 6: considerações da ABNT NBR 15696:2009;
- Capítulo 7: estudo de caso por meio de uma obra calculada de acordo com a ABNT NBR 15696:2009;
- Capítulo 8: considerações finais.

CAPÍTULO 2

AS FÔRMAS E OS ESCORAMENTOS

2.1 INTRODUÇÃO

A ABNT NBR 15696:2009 define fôrmas como estruturas provisórias que servem para moldar o concreto fresco, resistindo a todas as ações provenientes das ações variáveis resultantes das pressões do lançamento do concreto fresco, até que o concreto se torne autoportante. O principal objetivo das fôrmas é dar ao concreto armado, em sua etapa construtiva, a geometria estipulada no projeto.

Para Fajersztain (1992), o conceito de fôrmas nos remete a uma estrutura que atua no processo de moldagem e sustentação do concreto fresco até que o mesmo atinja resistência suficiente para suportar as cargas que lhes são submetidas, de maneira que as fôrmas estão relacionadas diretamente ao bom desempenho de uma estrutura.

Estas fôrmas devem ser estanques para evitar perda de água e finos durante a concretagem, exceto no caso de fôrmas absorventes, onde é feito o controle da drenagem do excesso de água utilizada para aumentar a trabalhabilidade do concreto. Ainda devem possibilitar o correto posicionamento da armadura, um correto lançamento e adensamento para o concreto, bem como garantir a segurança tanto para os trabalhadores como para a estrutura do concreto, (CALIL et al., 2001).

Na confecção de fôrmas, ainda hoje a madeira é muito empregada como matéria prima principal para moldes na etapa de concretagem, embora estejam disponíveis outros materiais para desempenharem a mesma função.

O escoramento tem a finalidade de sustentar a fôrma, devendo oferecer segurança estrutural e estabilidade na execução dos serviços. Tradicionalmente, as fôrmas têm sido elaboradas a partir de tábuas serradas ou madeira compensada, e os escoramentos, de madeira ou metálico.

A construção civil, na execução das fôrmas e escoramentos de madeira para estruturas em concreto armado como ilustra a Figura 3, e outros tipos de concreto, tem caminhado cada vez mais para o melhoramento da industrialização, da técnica construtiva e da qualificação técnica, como demonstra a Figura 3. Isso se deve às disponibilidades que o mercado vem oferecendo em sistemas de painéis, escoras, acessórios e peças especiais de amarrações e fixações.



Figura 3 – Montagem de fôrmas de madeira. Fonte: Técnica (2007)

Pode se afirmar que estão superados sistemas clássicos de andaimes ao longo das fachadas das obras em construção, substituídos pelas fôrmas trepantes, Figura 5, bandejas em plataforma, balancins e vários outros equipamentos que podem ser adquiridos ou alugados. Contribuiu para o atual estágio de desenvolvimento como necessidade imperativa de se reduzirem custos e prazos de execução, obrigando mesmo, no caso do emprego das fôrmas convencionais, à racionalização desse trabalho. Porém, ainda há em algumas regiões do país onde toda a responsabilidade das fôrmas recai sobre o mestre de carpintaria, que escolhe o material (madeira e compensado), tipos de pregos e detalhes construtivos como mostrado por Mascarenhas (1989).



Fôrma de vedações

b) Detalhe das instalações elétricas

Figura 4 – Sistemas de fôrmas. Fonte: SACHT et al. (2010).



Figura 5 – Fôrma trepante. Fonte:

<http://www.buzolin.com.br/CadastrarPaginaGenerica.aspx?acao=Editar&id=5> (2010).

A inovação tecnológica é um dos fatores que leva ao crescente número de construtores que recorrem a profissionais ou empresas especializadas para a elaboração de projetos de escoramentos e fôrmas para suas obras. Sendo o custo financeiro outro fator marcante pela busca de qualificação, ressaltando que o sistema de fôrmas pode custar até 50 % do valor da estrutura de concreto, além das consequências sobre os prazos de execução e os serviços complementares. Por isso, esse item requer atenção especial.

A necessidade de um projeto de fôrmas vai se impondo, assim como a do controle tecnológico do concreto, ou a do projeto estrutural. Com o planejamento da obra é indispensável o estudo detalhado das fôrmas, como parte fundamental de toda a construção.

O projeto de fôrmas precisa ser desenvolvido, visando à escolha de qual sistema é mais adequado para determinada obra, porém esta etapa vem sendo encarada como um desafio para as construtoras, pois as opções de molde para o concreto estão a cada dia se multiplicando, com novos sistemas e materiais sendo desenvolvidos.

Atualmente existem moldes em madeira, metal, plásticos e sistemas especiais como OSB (Oriented Strand Board), Figura 6, alumínio e fôrmas de papelão. Tais moldes suprem praticamente todas as necessidades dos projetistas e construtores, ficando a critério dos mesmos a escolha do mais adequado ao seu orçamento e obra (BEDIN et al., 2008).



Figura 6 – Fôrmas em OSB. Fonte: Técnica (2007)

Nem sempre os profissionais participam da construção industrializada e em escala repetitiva, já que existe um amplo espaço para a pequena construção individualizada, cujos problemas genéricos, mesmo que resolvidos pelos mestres de obra em algumas circunstâncias, tornam indispensáveis à esquematização dos detalhes das fôrmas e respectivos cálculos de estabilidade.

Observa-se que atualmente os projetistas de obras em concreto armado passaram a dar maior importância às fôrmas e escoramentos, haja vista a Comunidade da Construção que dedica um grupo específico voltado para o estudo desse sistema. Atuais publicações são

disponibilizadas pelas editoras, trazendo informações baseadas na ABNT NBR 7190:1997; é o caso da obra de Nazar (2007). Algumas iniciativas isoladas existem em trabalhos desenvolvidos em universidades, como ocorre com a publicação de Calil et al. (2007).

Um desenho de fôrma é mais do que uma simples proposta indicativa de detalhes, é uma orientação definida de ordem de operações para operário, especificando a maneira de como completar cada operação e concluir uma tarefa, sem maiores necessidades de consulta. A Tabela 2 mostra a proposta de regras gerais para um desenho de fôrma, segundo Calil et al. (2007).

Tabela 2 – Regras gerais para desenhos de fôrmas. Fonte: Adaptado de Calil et al. (2007)

ETAPA	REGRA
1ª. Etapa	Incluir ordens de comando por escrito, ressaltando detalhes de difícil representação, exemplo: canto chanfrado com 3 cm/45°; contraflecha 1,5 cm.
2ª. Etapa	Incluir notas breves e claras para evitar confusões.
3ª. Etapa	Fazer todos os desenhos em uma única escala geral, de preferência 1:50, indicando, quando necessário, detalhes em escalas maiores como 1:25 ou 1:10.
4ª. Etapa	Escrever sempre de maneira legível, prevendo as difíceis condições de campo para o manuseio dos desenhos.
5ª. Etapa	Incluir claras e elucidativas cotas, com dimensões em centímetros, sempre cuidadosamente verificadas.
6ª. Etapa	Sempre que for necessário, usar símbolos, utilizar padrões e abreviações para todos os desenhos, mas indicar em tabelas estas convenções adotadas.
7ª. Etapa	Padronizar o “lay-out” de todos os desenhos para a facilidade de leitura.

8ª. Etapa	Indicar o título do desenho de maneira a identificar perfeitamente a parte da estrutura em que será utilizado; se possível, numerar conforme ordem de uso.
9ª. Etapa	Incluir vistas isométricas para esclarecer novos detalhes ou soluções não convencionais.
10ª. Etapa	Fornecer sempre uma planta com o arranjo geral da obra ou parte dela indicando o desenho executivo de cada uma das partes.
11ª. Etapa	Em cada desenho executivo, incluir o “lay-out” de montagem dos painéis, indicando a locação de cada um, bem como identificando-o de forma conveniente, conforme tipo e localização.
12ª. Etapa	Detalhar da melhor forma possível cada um dos painéis ou peças.
13ª. Etapa	Apresentar, em desenhos padronizados, as dimensões de corte e montagem das peças mais comuns como vigas e pilares.
14ª. Etapa	Finalmente, os desenhos de fôrma devem permitir executar a estrutura sem dificuldades, sendo coerentes com os desenhos estruturais e de arquitetura. Deve ainda, indicar os valores adotados de tensões, cargas, velocidade de concretagem, tipo de concreto, temperatura do concreto, entre outros.

2.1.1 Características de fôrmas

No Manual de Estruturas da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), a definição de fôrma é a que além de modelar e dar forma a qualquer peça em concreto, essas são responsáveis por atender a várias exigências não menos importantes:

- *Garantir a geometria (dimensões e formatos);*
- *Garantir o posicionamento das peças (junto com o escoramento permite a locação exata no espaço de todas as peças estruturais);*

- *Manter a conformação do concreto fresco;*
- *Permitir a obtenção de superfícies especificadas (concreto aparente, a ser revestido, texturado etc.);*
- *Possibilitar o posicionamento de outros elementos nas peças (furos de passagem, inserts, elementos de instalações elétricas e hidráulicas, espaçadores, a própria armadura etc.);*
- *Proteger o concreto novo (devido à fragilidade do concreto novo, as fôrmas o protegem contra impactos acidentais bem como contra variáveis bruscas da temperatura ambiente);*
- *Evitar a fuga de finos (as fôrmas devem ser estanques, evitando perdas de argamassa ou nata de cimento);*
- *Limitar a perda de água do concreto fresco (mantendo a quantidade de água necessária para a hidratação do cimento).*

2.1.2 Composição de fôrmas

Uma fôrma é composta pelo molde, estrutura do molde, escoramentos e as peças acessórias. O molde estará em contato direto com o concreto, sendo este o principal elemento a fornecer forma à peça que será composta, Figura 7.



Figura 7 – Molde de fôrmas. Fonte: Técnica (2008)

A estrutura do molde tem a função de enrijecê-lo, sustentando e oferecendo travamento, não deixando que o molde se deforme e, como consequência, traga prejuízo da forma da peça.

O escoramento fornece apoio à estrutura da fôrma, ele transmite os esforços da estrutura do molde para algum ponto fixo no solo ou ponto considerado fixo no pavimento inferior.

Acessórios são utilizados para nivelar, travar e auxiliar a montagem. São constituídos por aprumadores, sarrafos de pé de pilar, cunhas, tubos etc.

A execução da retirada das fôrmas, ou remoção de todo material que foi utilizado nas fôrmas deve, de acordo com Obata (2007), seguir alguns padrões, tais como, verificar o tempo adequado de endurecimento e aquisição da resistência do concreto para desenforma das peças, utilizando os resultados de ruptura de corpos de prova. Esta é justificada pela necessidade de comprovar que o concreto atingirá a resistência esperada, para assegurar que a desenforma e reescoramento estejam sendo realizados adequadamente, sem agressões às placas de formas e às peças.

A retirada das fôrmas, segundo Calil et al. (2007), é uma fase de muito cuidado, pois requer minuciosa atenção, visto que o número de reutilizações e, portanto, o custo desta fase está relacionado com a qualidade com a qual esta tarefa é desempenhada. Além destes fatores, uma sequência se faz necessária para que esforços que não foram previstos nos cálculos não sejam provocados, como exemplo, esforços negativos no meio do vão da laje e vigas.

O uso do desmoldante tem como objetivo prevenir a expansão, deformação e secagem rápida das fôrmas, e também proteger as fôrmas metálicas contra a corrosão, (BOTAMENT, 2009).

De acordo com Morikawa (2003), existem três sistemas de fôrmas representados pela fôrma de pilares, de vigas e laje. Este autor ainda propõe um esquema de divisão destes sistemas, seus componentes e elementos, como mostrado a seguir, na [Figura 8](#):

Sistema	Elementos	Componentes
Fôrma para pilar	Molde	{ Painéis
	Estrutura do molde	{ Montantes Gravatas
	Escoramentos	{ Aprumadores
	Acessórios	{ Estruturação Locação Barra de Ancoragem
Sistema	Elementos	Componentes
Fôrma para laje	Molde	{ Painéis
	Estrutura do molde	{ Travessões (Longarinas) Guias
	Escoramento	{ Pontaletes (escoras) Torres Calços Contaventamento
	Acessórios	{ Estruturação Nivelamento
Sistema	Elementos	Componentes
Fôrma para viga	Molde	{ Faces laterais Fundo de Viga
	Estrutura do molde	{ Gravatas
	Escoramento	{ Pontaletes (garfos) Gravatas Contaventamento Calços
	Acessórios	{ Estruturação Nivelamento Barra de Ancoragem

Figura 8 – Esquema de divisão do sistema de fôrmas. Fonte: Morikawa (2003)

2.2 MATERIAIS PARA CONFEÇÃO DE FÔRMAS

O emprego de materiais na fabricação de fôrmas teve uma grande expansão a partir da Segunda Grande Guerra, principalmente nos países europeus e nos Estados Unidos da América. Inicialmente eram fabricadas de madeira e, devido à expansão, atualmente existem fôrmas fabricadas de aço, plástico, alumínio e até papelão, sendo que estes materiais apresentaram resultados satisfatórios.

2.2.1 Madeiras empregadas nas construções de fôrmas e escoramentos

Em nosso país, a madeira é utilizada em diversas finalidades, especialmente na construção civil. É aplicada em construções de igrejas, pontes, galpões industriais, coberturas residenciais, edifícios, construções rústicas dentre outras e, principalmente, como fôrmas para concreto.

As madeiras utilizadas em construção civil são obtidas de troncos de árvores e, se subdividem, de acordo com Britez e Nogueira (2006), em dois subgrupos. Um deles é o das chamadas madeiras duras (folhosas) provenientes de árvores frondosas chamadas de dicotiledôneas, da classe Angiosperma, com folhas achatadas e largas, de crescimento lento, como peroba, ipê, aroeira, angelim dentre outras. O outro subgrupo é o das madeiras macias, provenientes em geral das árvores coníferas, da classe Gimnosperma, com folhas em forma de agulhas ou escamas, e sementes agrupadas em forma de cones, de crescimento rápido, como pinho do paraná e pinheiro-bravo, ou pinheirinho, pinheiros europeus e norte-americanos. No Brasil, tem-se uma grande variedade de pinus que têm ganhado significativo espaço no mercado.

 valido que sejam ressaltadas as vantagens da escolha da madeira, pois esta é um material de fácil aquisição, o qual pode ser repostado ao meio ambiente, principalmente através de reflorestamento. Por ser um material de fácil manuseio, pode ser modificado em um processo relativamente simples. Deve ser enfatizado ainda que este material pode ser extraído de fonte natural e, posteriormente já utilizado, necessitando apenas de desdobro e acabamentos simples.

As fôrmas de madeira segundo Calil et al.,(2001) podem ser do tipo madeira serrada comercial e chapas de madeira compensada. As dimensões comerciais hoje em dia são

muito variáveis, devido a um mercado pouco fiscalizado. Peças que há tempos atrás nominalmente eram comercializadas na dimensão (6×16) cm, hoje equivalem à (4,5×14,5) cm. Isso é fruto da falta de projetos, pois os usuários referem-se à necessidade de uma “vigota” maior ou menor. Se é maior, comprem na dimensão anteriormente mencionada. Se é menor, comprem a peça de (4,2×10) cm. É consequência de uma política de descaso pelo material madeira. Assim, os fornecedores vão reduzindo as dimensões do produto sem que o consumidor sinta a diferença, pois ele não tem parâmetro e não sabe qual é a sua verdadeira necessidade, devido à inexistência de projeto.

O pinho do Paraná foi uma das espécies mais empregadas para a construção de fôrmas, devido à sua leveza, resistência e trabalhabilidade. Desde algum tempo, esta espécie está proibida de comercialização e é considerada como espécie de preservação. Para substituí-la houve uma procura crescente por outros tipos de madeira que atendessem à mesma função. Surgiu no mercado a chamada madeira compensada para servir de molde para o concreto.

2.2.2 Madeira compensada

2.2.2.1 Conceito

Uma das alternativas para substituição do pinho do Paraná introduzida no mercado foi a madeira compensada. Este é um material recomposto obtido pela associação de lâminas de madeira, em sua forma original ou modificada, coladas com adesivos.

A produção do compensado no Brasil surgiu em meados dos anos 60, porém com grande evidência nos anos 70. Nestas primeiras décadas da produção destas chapas, as mesmas eram confeccionadas em grande escala no sul brasileiro, devido às condições de flora e climáticas. Atualmente a região Amazônia tem se sobressaído no fornecimento de madeira para a confecção destas chapas.

A nomenclatura de compensado partiu do processo de formação da estrutura da chapa, pois tem as a direção das lâminas justapostas com a direção das fibras perpendicular. Vem a ideia de compensação das propriedades elásticas por conferir equilíbrio – homogeneidade –, contrabalanceando o movimento de retração ou dilatação. Todo este processo busca um importante objetivo que é a estabilidade que falta à madeira maciça, resultando em um

material mais homogêneo e com boa resistência mecânica. Sua qualidade é garantida pelas características intrínsecas da madeira, dos adesivos e do processo de colagem.

A comercialização de madeira compensada apresentou considerável avanço, que pode ser atribuído ao grande crescimento da construção civil. Este fator não é isolado, pois além do investimento na construção civil, o Brasil tem se sobressaído no campo de exportação, e o mercado europeu é grande consumidor de inúmeros produtos brasileiros, dentre eles a madeira compensada.

O crescimento nacional e internacional do uso de chapas de compensado é norteador por uma série de vantagens em relação à madeira bruta. No entanto, também existem algumas desvantagens, que devem ser conhecidas, como apresentado de forma resumida na Tabela 3.

Tabela 3 – Vantagens e Desvantagens do compensado em relação à madeira bruta

Vantagens	Desvantagens
Resistência uniforme	Maior preço de custo
Eliminação de contração	Falta de classificação da chapa segundo sua resistência
Obtenção de chapas de tamanho variado	Possíveis fornecedores que não adotam parâmetros propostos pela normatização
Melhor aproveitamento da madeira	Uso de adesivos de baixa qualidade
Rendimento da tora de madeira na laminação	Liberação de substâncias tóxicas como: formaldeído durante a prensagem
Fonte: Adaptado de Santiago (1996) e Góes (2008).	

Seguido por este aquecimento na comercialização destas chapas, os dados atuais trazem grande satisfação aos fabricantes nacionais, pois algumas medidas têm favorecido o comércio e a produção destes produtos. Dentre elas pode-se destacar, o avanço da construção civil, a busca por material acessível e de custo menor e, por último, a iniciativa federal, que através do Decreto Nº 7.145, de 30 de Março de 2010, publicado no D.O.U de

31/03/2010, reduziu os impostos para as chapas de compensado, aquecendo assim a comercialização deste produto.

Mesmo com o campo de exportação em alta, a inserção de novos painéis de madeira no mercado brasileiro, está exigindo das simples chapas de compensado algumas mudanças e adequações para as chapas compensadas no sentido de melhorar sua qualidade, visto que os painéis de Medium Density Fibreboard (MDF) e o Oriented Strand Board (OSB) estão cada vez mais se sobressaindo no mercado.

De acordo com Polzl (2002), o compensado na construção civil é obtido através de um painel com capa e contracapa de amescla (madeira tropical) torneada e o miolo de Pinus. Também é utilizada resina de fenol formaldeído como base para a aplicação de resina ou filme celulósico. Estas chapas podem ser usadas como fôrmas para concreto, tapumes de obras para a construção civil, piso, forro etc.

Para Stamato (2002), as estruturas em compensado consistem em um sistema construtivo simples e eficiente, pois sua estrutura é composta por finas lâminas unidas por um adesivo, sendo estas mesmas lâminas posicionadas perpendicularmente entre si. Este posicionamento das lâminas garante às mesmas uma rigidez e resistência única, principalmente a cisalhamentos e fendilhamentos. O autor ainda afirma que a vantagem de se utilizar o compensado é que os defeitos naturais da madeira maciça como nós, rachaduras, entre outros, podem ser evitados, devido ao emprego de lâminas de pequena espessura. Também ressalta que ao se utilizar este material possibilita-se confeccionar chapas de grandes dimensões.

2.2.2.2 Propriedades mecânicas

Um estudo realizado em 2002, por Stamato, ressalta que as chapas de madeira compensada têm direções longitudinais e transversais, sendo que em geral a direção longitudinal do compensado é definida como a direção das fibras das lâminas externas da chapa. Estas direções também podem ser chamadas de paralela (longitudinal) e perpendicular (transversal) ao eixo da chapa.

Stamato (1998) relata que a utilização de lâminas de diferentes espécies na mesma chapa deve ser evitada, pois pode comprometer a qualidade e estrutura da chapa compensada, pois tem diferentes propriedades.

Os painéis produzidos com espécies de baixa densidade geralmente apresentaram maior resistência à flexão e à tração, melhor módulo de elasticidade e melhor ligação interna do que painéis obtidos de espécies de alta densidade, para chapas de igual densidade, segundo os autores Haselein et al. (2002), apud Moslemi (1974). Pode-se concluir que o tipo de madeira exerce função primordial no resultado final da chapa do produto.

O posicionamento alternado das direções das fibras garantem maior homogeneidade, estabilidade, maior rigidez e resistência às chapas. No entanto, como as chapas são montadas com um número ímpar de camadas, de acordo com Bortoletto Jr. e Garcia (2004), então haverá uma direção com um número maior de lâminas, o que resulta em uma diferenciação entre as propriedades nas direções longitudinal e transversal da chapa. Além de um número maior de lâminas, estas são externas, influenciando mais as propriedades desta chapa.

Com este foco, Palma (1997), após minuciosa revisão bibliográfica, constatou que a forma mais aproximada para se calcular o módulo de ruptura e de elasticidade destas chapas seria considerar apenas atuantes as lâminas com fibras paralelas à direção a qual se deseja calcular esse módulo, exceto para os casos de compensados com três lâminas.

O programa nacional de qualidade da madeira através de seus catálogos técnicos apresentou um estudo realizado no Laboratório do Departamento de Engenharia e Tecnologia Florestal da Universidade Federal do Paraná, em que os pesquisadores realizaram testes com mais de 20.000 corpos de prova, obtidos através de material coletado de 18 empresas. Este estudo demonstrou a variação do módulo de elasticidade para fibras na direção paralela e na direção perpendicular. A Tabela 4 traz um resumo destes resultados apresentados pelos valores médios.

Tabela 4 – Variação do módulo de elasticidade

Unidades: MPa

Espessura da chapa	Quantidade de lâminas	Paralela		Perpendicular	
		MOE	MOR	MOE	MOR
09	05	8547,7	49,8	2273,4	22,4
12	05	6899,0	38,1	2838,9	25,3
15	05	6933,1	32,9	2633,4	22,7
15	07	6913,0	39,5	3372,9	29,5
18	07	6338,3	34,7	3622,8	30,0
18	09	7094,9	36,9	3633,7	27,0
20	07	6066,0	32,9	3644,7	27,4
20	09	5952,0	32,6	4386,9	32,8
Fonte: Adaptado de Catálogo Técnico nº 1 (2002)					

Uma propriedade de extrema relevância em relação ao uso estrutural das chapas de compensado é a flexão estática, que segundo Dias (2005), concordando com vários outros autores, é na flexão estática que é obtido o módulo de elasticidade e o módulo de ruptura. Segundo este autor, há diferença entre os módulos em relação à direção da chapa, variando assim para a direção paralela e para a direção perpendicular às fibras das lâminas externas. O mesmo autor ressalta que esta diferença é dada porque a madeira apresenta uma resistência muito superior quando é solicitada à tração paralela às fibras, em relação à tração perpendicular, que é muito baixa.

A variação do módulo de elasticidade em direções inclinadas em relação às fibras não é como na madeira maciça, que possui apenas uma direção de fibras, isto justificado pela laminação cruzada. Estudos comprovam que os valores mínimos de E ocorrem à 45° com os eixos longitudinal e transversal.

Com relação à flexão, se faz necessário diferenciar flexão perpendicular ao plano do painel de flexão no plano do painel, pois a laminação cruzada confere ao compensado boa resistência à tração e à compressão no plano da chapa, tanto na direção longitudinal quanto na direção normal às fibras da lâmina de face, compensando a baixa resistência à tração e à compressão que a madeira maciça apresenta na direção normal às fibras. Porém, tensões de tração perpendiculares ao plano do painel devem ser evitadas. Tensões de compressão

perpendiculares ao plano do painel de compensado resultam em deformações menores que na madeira maciça da mesma espécie utilizada como matéria prima da chapa, devido à contribuição do adesivo.

Os principais fatores que influenciam as propriedades de resistência e rigidez das chapas são o número e espessuras das lâminas; espécie de madeira; teor de umidade; tipo de carregamento; direção das tensões em relação às fibras das lâminas de face do compensado; duração da ação.

No compensado, a expansão térmica perpendicular ao plano das faces é grande se comparada à do plano das faces. Isso se deve ao posicionamento das lâminas que formam o painel. Assim como na expansão e contração higroscópica, a expansão ou contração térmica é minimizada pelo cruzamento das lâminas que formam o compensado.

A ABNT NBR 9532:1985 especifica as características geométricas e suas tolerâncias, e outras condições que devem ser seguidas para cada tipo de chapa. As principais características a serem observadas são: montagem, dimensão, forma e espessura.

Já a ABNT NBR 9531:1985 prevê que chapas de madeiras compensadas para fôrmas de concreto, classificadas genericamente como EX, devem ser montadas admitindo pequenos cavalos (miolos sobrepostos), desde que não afetem a qualidade de superfície ou resistência da chapa. Esse tipo de chapa deve apresentar um módulo de elasticidade mínimo de 4000 MPa de acordo com ABNT NBR 9533:1985. A madeira compensada se torna uma opção extremamente rentável, pois pode ser utilizada em grandes estruturas sem que haja uma elevação exacerbada dos custos, possibilitando assim a viabilidade de obras de grande porte com orçamentos econômicos.

2.2.2.3 Compensado Plastificado

Este pode ser definido como fôrma prensada com resina fenólica, porém diferenciado, pois recebe em sua capa e contracapa uma densa camada de película fenólica denominado de “tego-film”, produto este desenvolvido e produzido exclusivamente para a fôrma reutilizável, proporcionando assim uma vantagem em relação à fôrma resinada comum. As dimensões destas chapas estão apresentadas na Tabela 5, de acordo com o fabricante Qualiplás (2010).

Tabela 5 – Tamanho de chapas de compensado plastificado e resinado × espessura

Fonte: Fabricante Qualiplás (2010)

Tamanho da Chapa m	Espessura Mm	Tamanho da Chapa M	Espessura Mm
1,10 × 2,20	6	1,22 × 2,44	6
1,10 × 2,20	10	1,22 × 2,44	10
1,10 × 2,20	12	1,22 × 2,44	12
1,10 × 2,20	14	1,22 × 2,44	15
1,10 × 2,20	17	1,22 × 2,44	18
1,10 × 2,20	20	1,22 × 2,44	21

Para que estas sejam reutilizadas, é necessário que as exigências propostas pelas normas da ABNT sejam seguidas, bem como haja no manuseio das mesmas a orientação de um profissional devidamente treinado e preparado, para que as reutilizações sejam possíveis.

2.2.2.4 Compensado Resinado

Chapa prensada com resina fenólica, altamente resistente às intempéries, microorganismos, água fria e quente, ao vapor e calor, reutilizável na construção civil em geral, de acordo com o fabricante Qualiplás (2010).

2.2.2.5 Compensado Naval

As chapas também são adensadas com resina fenólica, porém são mais utilizadas para móveis, prateleiras, pisos, forrações, entre outras, Tabela 6.

Tabela 6 – Chapas de Compensado Naval

Fonte: Fabricante Qualiplás (2010)

Dimensões m × m	Espessura Mm
1,60 × 2,20	4
1,60 × 2,20	8
1,60 × 2,20	10
1,60 × 2,20	12
1,60 × 2,20	15
1,60 × 2,20	18
1,60 × 2,20	21
1,60 × 2,20	25

2.2.2.6 Compensado sarrafeado

Este é formado por madeira serrada – sarrafos – em seu núcleo, que são colados lateralmente e revestidos com lâminas, formando a capa e contracapa (MENDES; ALBUQUERQUE; IWAKIRI, 2010). A ideia principal no uso deste material é que ele pode ser mais barato do que o compensado laminado sendo mais econômico. Também possui como vantagem a fácil manufatura, mantendo ainda as propriedades de desempenho similares às do compensado laminado. Neste material, há a colagem total das lâminas aos sarrafos, mas raramente os sarrafos são completamente colados uns aos outros.

2.3 MATERIAIS ALTERNATIVOS PARA CONFECÇÃO DE FÔRMAS

2.3.1 Plástico

A construção civil já emprega plástico em larga escala na forma de tubos de condução de água, sifões, acabamento, cobertura, iluminação, etc. Este material tem conquistado seu espaço a cada dia, visto que o mesmo possui durabilidade, praticidade, peso relativamente pequeno, dentre outras vantagens.

Morikawa (2003) ressalta que se pode substituir os sistemas de compensado e madeiras convencionais, por estes sistemas plásticos, principalmente por que estes sistemas plásticos podem ser reutilizados sem perdas estruturais.

Em geral, o plástico tem tido lugar em sistemas de fôrmas racionalizados participando, principalmente, como molde que prescinde a estruturação.

Este sistema é muito encontrado em lajes nervuradas. A fôrma é um tablado plano, sobre o qual se colocam blocos de poliestireno expandido (EPS), ou concreto celular, ou de tijolos vazados, que funcionarão como elementos inertes preenchendo o espaço entre as nervuras de concreto.

2.3.2 Alumínio

Os painéis das fôrmas tipo deck steel são de alumínio, como mostrado na Figura 9. Este sistema traz maior produtividade na montagem, manuseio e desmontagem das fôrmas devido à leveza das peças. Um painel de 1 m × 2 m pesa 14,60 kg.

Os painéis tipo deck já possuem chapa de compensado incorporada ao sistema, que vem rebitada à estrutura de alumínio e totalmente vedada com silicone, o que garante grande reutilização das chapas de madeira, evitando-se o corte de madeira e a montagem artesanal com pregos e improvisações.

Outra característica importante das fôrmas tipo deck é o reescoramento. Seu sistema de *dropheads* para escoramento residual possibilita que a retirada das fôrmas seja rápida, sem riscos de deformações indesejáveis na estrutura, permitindo a liberação da fôrma, enquanto se utiliza o sistema de reescoramento em pequenas faixas sob a laje, que já foram previstas na montagem do escoramento inicial. As escoras que possuem o *drophead* ficam presas e já são as do reescoramento. Toda a laje é desenformada sem o alívio dessas peças. Isso possibilita a racionalização de fôrmas na obra.

A taxa de produtividade da montagem do sistema *deck* pode ser assumida como 0,30 m²/hh.



Figura 9 – Fôrma de alumínio tipo Deck. Fonte: Técnica (2009)

2.3.3 Chapas de PVC

As chapas de PVC, vale ressaltar que o PVC é um produto derivado do Petróleo e o plástico é constituído de polímeros, são amplamente utilizadas no Brasil. Seu uso na área de fôrmas e escoramentos ainda está em adaptação, mas o grande diferencial deste tipo de material é que o mesmo permite o reuso 20 vezes. A Figura 10 ilustra este sistema.

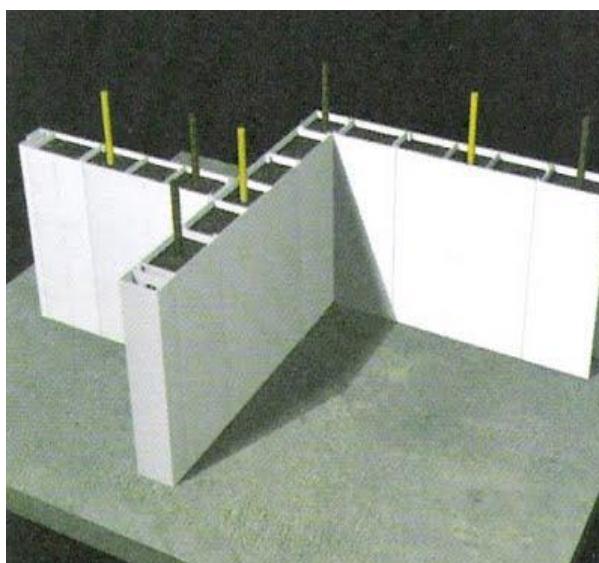


Figura 10 – Fôrma de PVC. Fonte: <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/139/imagens/construcaoplastica.pdf> (2010)

Seu custo atualmente é de aproximadamente R\$ 43,00 por m², enquanto que o compensado custa R\$ 16,00 por m². O que torna este material tão atrativo é a sua reutilização, quesito não encontrado no compensado comum.

De acordo com Morikawa (2003), o produto é oferecido em chapas de 1 m × 2 m em diversas espessuras (1 mm a 25 mm para as rígidas, e de 2 mm a 13 mm para as expandidas), ou em bobinas de 1 mm de espessura apenas para o caso do PVC rígido.

O PVC traz uma contribuição importante para a qualidade, segurança e custo das obras. Esses são motivos que têm levado ao sucesso do PVC em edifícios ao redor do mundo e, mais especificamente em países da Europa e EUA, bem como no Brasil. Possui uma versatilidade própria que ajuda a atender as necessidades de design atuais, as mais modernas e as futuras. Além de ser fundamental nas novas obras, tem papel importante nas reformas, vindo a substituir materiais como cimento, madeira e argila, atuando também na decoração de novos e velhos ambientes.

Uma característica marcante é a resistência ao calor, pois pode suportar temperaturas até 70 °C. Esta resistência é conferida tanto no processo de estocagem, quanto no processo de montagem e exposição ao sol, garantindo ao conjunto peças a geração da estrutura planejada.

2.3.4 Plástico reforçado com fibra de vidro

Os plásticos reforçados com fibra de vidro são originados da moldagem de componentes a partir da associação do poliéster (resina) à fibra de vidro (véu). Podemos destacar as seguintes qualidades: resistência adequada, baixo peso, superfícies de concreto de boa qualidade, grande número de reutilizações, alta resistência à tração, flexão e impacto.

A fibra de vidro começou a ser inserida na construção civil recentemente, usada em fôrmas de pequeno porte de dimensões pré-estabelecidas, não podendo ter variação em seu molde, como se visualiza na Figura 11.



Figura 11 – Fôrma em fibra de vidro. Fonte: Morikawa (2003)

Algumas restrições podem ser citadas tais como deslocabilidade dos componentes, quando há presença de esforços laterais, e deformabilidade das paredes. No entanto, essas características podem ser melhoradas através de fixação dos moldes ou escolha de uma espessura de parede coerente com os esforços originados na concretagem.

2.3.5 Polipropileno

O polipropileno origina-se de uma resina termoplástica produzida a partir do gás propileno que é um subproduto da refinação do petróleo. A sua obtenção se dá por meio de injeção em molde de grande rigidez como afirma Morikawa (2003). O polipropileno tem gerado peças de resistência mecânica elevada, eliminando com isso a deformabilidade.

Encontram-se no mercado nacional dois modelos: retangular e quadrado. Este sistema é muito encontrado para lajes nervuradas como indica a Figura 12.



Figura 12 – Fôrma em polipropileno para lajes nervuradas. Fonte: http://www.astra-sa.com.br/criativos/site/2002/pro_indice.asp?linha=220 (2010)

Suas principais características são: boa resistência química, baixa absorção de umidade, boa resistência ao impacto, soldável, moldável, atóxico, custo baixo em relação aos plásticos, fácil usinagem, antiaderente, entre outras vantagens.

Atualmente o sistema de fôrmas existente deste material é importado de diversos países, e comercializado por empresas conceituadas no Brasil.

2.3.6 Sistema *RIB LOC* para pilares

O *Rib loc* é um tubo de PVC, como cita Morikawa (2003), fornecido em diversas dimensões, cujo processo de fabricação se baseia em extrudar um perfil (tira) plano, reforçado com pequenas saliências (*ribs*) em forma de "T", que são posteriormente enrolados (em forma de espiral) segundo o diâmetro desejado, como ilustrado na Figura 13.

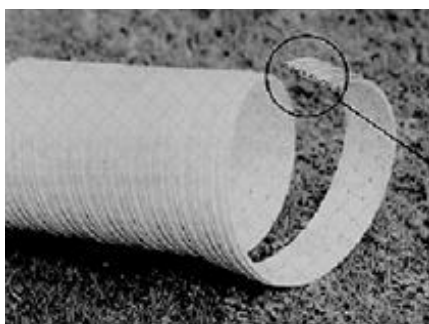


Figura 13 – Estrutura em PVC Rib loc. Fonte: <http://www.drenartec.com.br/manual%20tecnico%20RIB%20LOC.htm> (2010)

As principais vantagens de se utilizar este material são: fácil manuseio, leveza, desempenho hidráulico, diâmetros variados e relação custo × benefício.

2.3.7 Fôrmas de papelão

Segundo Morikawa (2003), a partir de 1978, vem sendo desenvolvidos tubos de papelão, com papéis de diferentes gramaturas e composição única de colas e resinas. Fabricados em papel Kraft e semi-Kraft, os concretubos são enrolados no sistema espiral, com cobertura de papel impermeável para não danificar a estrutura do tubo e dispõem de uma camada de papel não aderente ao cimento.

[...] colas e resinas, lhes conferem resistência e rigidez, além de receberem internamente uma camada de papel não-aderente ao concreto. Sua impermeabilização impede a absorção de água pelo papel, que não deixa escapar nem a nata do concreto. (REVISTA TÉCNICA, 2007 p. 13)

Têm fácil colocação e desenforma. O concretubo é feito nos diâmetros de 100 mm a 1000 mm e espessuras variáveis de 3,0 mm a 8,5 mm. A Figura 14 ilustra um sistema de tubos de papelão.



Figura 14 – Moldes de Papelão. Fonte: http://www.pentapack.com.br/construcao_civil.html (2009)

2.3.8 Fôrmas tipo túnel

As fôrmas tipo túnel são sistemas que permitem executar simultaneamente pilares-parede e lajes, este sistema de fôrmas-túneis se destaca pela possibilidade de repetição padronizada, por utilizar pouca mão-de-obra especializada e pela velocidade da construção.

Estes modelos permitem a execução de empreendimentos térreos e até mesmo de grandes edifícios. Dentro das fôrmas são inseridos, antes da concretagem, os conduítes, os

caixilhos, os encanamentos. Com o concreto ainda em fase de endurecimento, as fôrmas são retiradas e a execução do próximo pavimento pode ser iniciada, (TÉCHNE, 2008).

Assim como Morikawa (2003) enfatiza a importância de sistemas de fôrmas alternativos, o mercado global exige sempre a inovação. É importante ressaltar que as fôrmas têm passado por inúmeras mudanças com novas tecnologias e materiais desenvolvidos em países mais industrializados. A madeira continua sendo largamente utilizada para a sua fabricação, embora alguns tipos de fôrmas empreguem outros tipos de materiais. Estes que vêm surgindo a cada dia no mercado têm se tornado tradicionais, tanto quanto os sistemas de compensado.

2.4 PLANEJAMENTO DO SISTEMA DE FÔRMAS

Além da escolha do material mais propício, no estudo e elaboração de um projeto de fôrmas, elas devem ser projetadas a fim de suportar as solicitações atuantes que influem diretamente sobre os painéis de fôrmas e manter sua geometria e posição dentro de limites aceitáveis. As solicitações básicas atuantes sobre as fôrmas e escoramentos podem ser consideradas como:

- Peso próprio das fôrmas, do concreto e acessórios;
- Altura e velocidade de lançamento;
- Vibração;
- Temperatura;
- Ações menores, como: movimentação de operários, armadura, transporte do concreto etc.

O sistema de fôrmas a ser usado na fabricação de peças e elementos de concreto armado pode ser dividido em três sistemas básicos: convencional que é fabricado no próprio canteiro, industrializado de madeira que é fabricado sobre medida por empresas especializadas e industrializado modulado. Estes últimos são painéis fabricados com medidas padronizadas, geralmente de material metálico, Figura 15, que serão fornecidos por empresas especializadas.



Figura 15 – Sistema de fôrma metálica na construção do auditório do campus universitário UFRJ.

Fonte: http://www.metax.com.br/noticias_metax_rio_verde.html (2010)

Um planejamento de fôrma inicia-se pela análise e estudos dos desenhos geométricos das estruturas a construir. Calil et al. (2007) propõe o seguinte roteiro básico:

- *Estudo e análise da estrutura projetada;*
- *Divisão da obra em zonas de serviço, em planta e em corte, em função das características semelhantes, quantidades aproximadamente iguais de serviços e os respectivos volumes destes;*
- *Determinar os prazos mínimos de execução da fôrma, armação, concretagem e desenforma em função do quantitativo de cada zona;*
- *Determinar os tempos necessários à execução dos demais serviços da estrutura;*
- *Estabelecer o prazo ótimo para a execução total da estrutura;*
- *Estabelecer o cronograma e os planos de reutilização das fôrmas em função dos dados anteriores;*
- *Prever as quantidades de materiais necessários para a execução do projeto dos moldes, de acordo com as áreas totais de fôrmas;*
- *Prever as necessidades e utilização de equipamentos pesados, quando necessário;*

- *Determinar uma especificação básica para os materiais a serem utilizados na execução do projeto;*
- *Estimar o custo planejado para comparações com dados existentes;*
- *Revisão das etapas do planejamento e reajustes necessários.*

Quanto ao acabamento, as fôrmas devem ter texturas conforme as exigências de cada projeto, especialmente nas estruturas de concreto aparente (CALIL et al., 2001). Um pequeno esboço do processo está ilustrado na Figura 16, relevando que a peça pronta e as características do acabamento deverão cumprir o estipulado no projeto inicial.

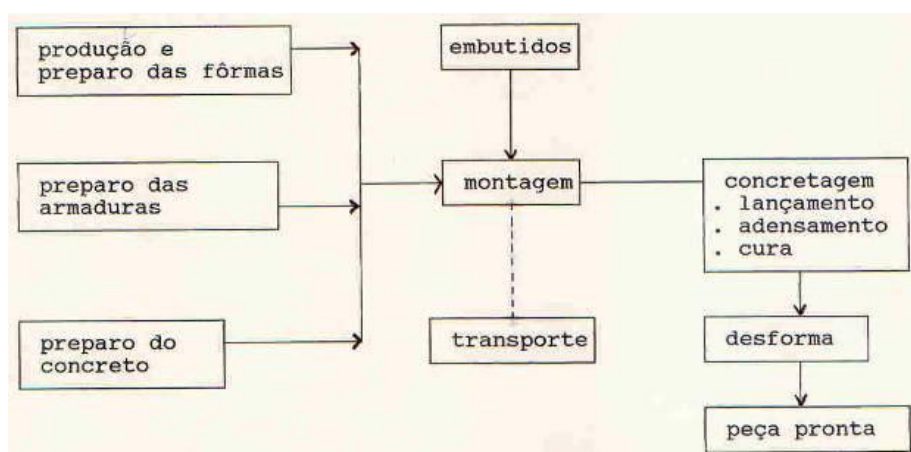


Figura 16 – Esboço de um processo de construção. Fonte: Barros e Melhado (2006)

2.4.1 Estanqueidade

Mediante tantos detalhes, os cuidados com as fôrmas, em especial quanto à estanqueidade, também devem ser levados em consideração para evitar que a nata do cimento escorra e o concreto perca resistência. Diante disto, as frestas devem ter no máximo 1 mm. É essencial que as chapas apresentem cortes e montagem precisos. No caso de concreto aparente é recomendável evitar o uso de fita adesiva no encontro entre painéis. A verificação prática, e até grosseira, pode se dar com a passagem de um prego de 1 mm por entre as frestas, como ilustra a Figura 17.



Figura 17 – Verificação da estanqueidade. Fonte: Técnica (2006)

2.5 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento tem como objetivos garantir segurança, proporcionar condição de utilização, oferecer durabilidade, proteger do fogo, limitar os deslocamentos, limitar e redistribuir os esforços e considerar o grau de monolitismo das estruturas.

2.5.1 Fôrmas para lajes

As fôrmas para lajes devem receber o peso próprio do concreto somado a outras sobrecargas. As cargas são suportadas pelos painéis de laje e transmitidas às transversinas e longarinas que descarregam nas escoras de laje Figura 18.

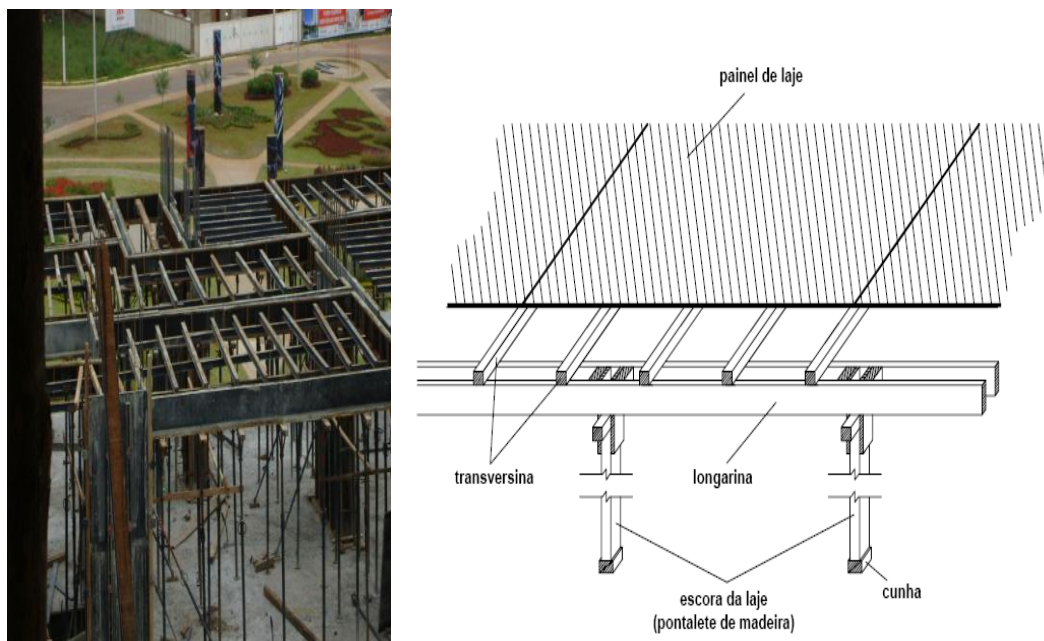
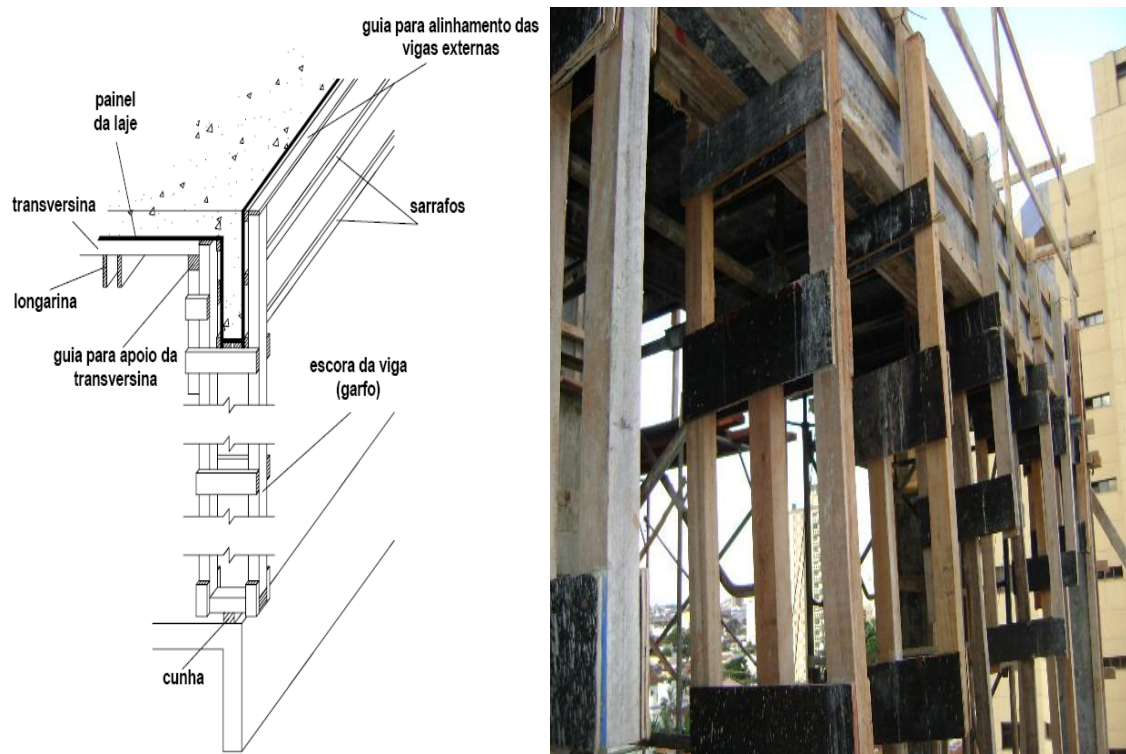


Figura 18 – Subsistema para laje. Fonte A: (Subsistema) Maranhão (2001). Fonte B: (Foto) concedida pela construtora Engefort, Goiânia-GO (2009)

Segundo Hennrichs (2003), as fôrmas para lajes apresentam um plano contínuo sem obstáculos, com espessuras que podem ser uniformizadas.

2.5.2 Fôrmas para vigas

Estas devem ser dimensionadas para que o painel de fundo suporte a solicitação vertical, e os painéis de face suportem o empuxo lateral do concreto fresco nas faces. Um subsistema de viga está ilustrado na Figura 19.



Subsistema

Obra em construção

Figura 19 – Subsistema de fôrma para viga. Fonte a): Maranhão (2001). Fonte b): Foto concedida pela construtora EBM, Goiânia-GO (2009).

Em relação ao fundo de viga deve-se determinar o carregamento vertical incidente sobre o fundo da viga, logo devem ser mensurados os valores do peso próprio do concreto, aço e das fôrmas.

Já a face da viga está sujeita ao empuxo do concreto fresco e também devem suportar parte da solicitação vertical da laje que eventualmente esteja apoiada na fôrma da viga.

2.5.3 Fôrmas para pilares

Nesta estrutura deve ser considerado o empuxo que age sobre as fôrmas e a pressão que varia de um valor máximo na base do pilar, diminuindo até zero no topo do pilar ou poderá ser considerado um valor máximo equivalente constante na altura total. A Figura 20 ilustra o subsistema de fôrma para pilar.

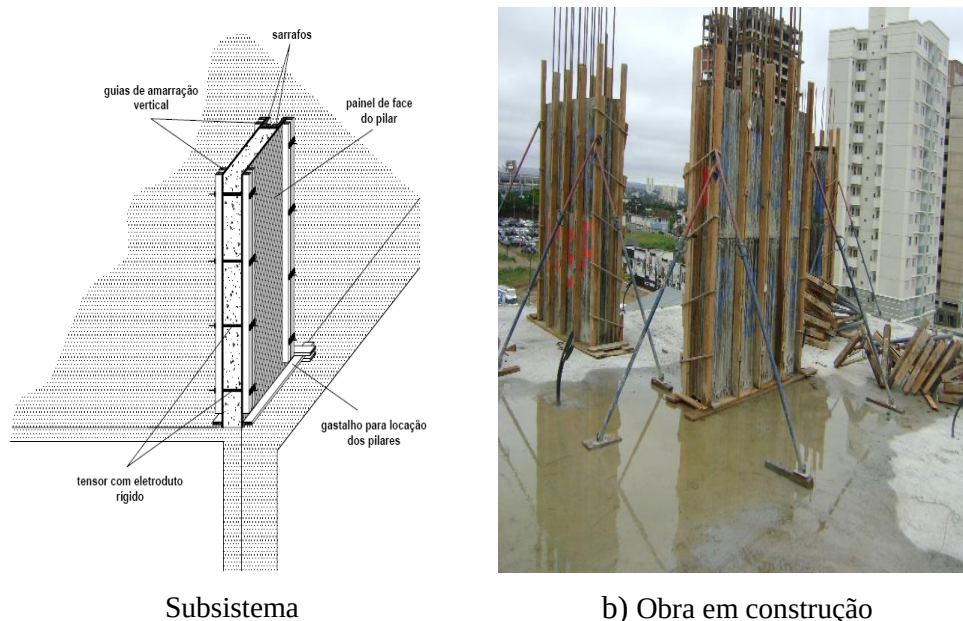


Figura 20 – Subsistema de fôrma para pilar. Fonte a): Maranhão (2001). Fonte b): Foto concedida pela construtora Borges Landeiro, Goiânia-GO (2009).

2.6 VARIÁVEIS PARA ESCOLHA DO SISTEMA DE FÔRMAS

Com tantas variáveis e detalhes, a escolha de um modelo mais adequado para as necessidades da obra torna-se uma tarefa complicada. Não há uma regra a ser seguida, porém o Manual de Estruturas da ABCP separa as variáveis que mais necessitam de atenção e cuidado no momento da escolha do sistema de fôrmas, relacionando os efeitos de cada variável no impacto da decisão. As variáveis consideradas são: projeto arquitetônico, projeto estrutural, planejamento, forma de adensamento do concreto, custo, número de utilizações, movimentação, produtividade, espaço no canteiro, perdas no processo e confiança nos fornecedores. Para cada variável existirá uma decisão a ser tomada, considerando sua importância dentro de todo o sistema.

2.7 FÔRMAS PRÉ-FABRICADAS

O conceito de uso de fôrmas pré-fabricadas já está no mercado brasileiro desde a década de 70. De acordo com CHADE (2009), não apenas as fôrmas, mas também painéis para escoramentos. Este procedimento facilita o desempenho das obras em seus canteiros principalmente pelo ponto de vista da racionalização, porque com estruturas pré-fabricadas

evita-se o desperdício, o número de carpinteiros é reduzido, e a qualidade e o acabamento do concreto são melhorados como ilustra a Figura 21, que demonstra a montagem de um painel para pilar.

Segundo CHADE (2009), para que o sistema de fôrmas seja adequadamente escolhido e, com isso, o meio mais econômico seja viabilizado, uma análise criteriosa e detalhada do empreendimento devem ser levantadas, para que as fôrmas, sejam elas novas ou reutilizadas, tragam a segurança e o formato almejado.

Atualmente, a principal preocupação está ligada à racionalização. Esta pode ser alcançada através do número de reutilizações, visto que isto possibilita o menor gasto, porém também deve contemplar a qualidade da peça confeccionada através da fôrma que está sendo reutilizada.



Figura 21 – Montagem de um painel para pilar com fôrmas pré-fabricadas.
Fonte: Técnica (2009)

2.8 ESCORAMENTO E REESCORAMENTO

O escoramento, segundo Manual de Estruturas da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), é uma estrutura de suporte provisória composta por um conjunto de elementos que apoiam as fôrmas horizontais (vigas e lajes), suportando as forças atuantes (peso próprio do concreto, movimentação de operários e equipamentos dentre outros) e transmitindo-as ao piso ou ao pavimento inferior. Para tanto, deve ser dimensionado em

função da magnitude das ações a serem transferidas, do pé-direito e da resistência do material utilizado.

Para a execução de uma estrutura de concreto em perfeitas condições de uso, o construtor precisa ter uma preocupação especial com o projeto de escoramento e reescoramento das lajes e vigas de seus edifícios.

Estes elementos normalmente dividem-se em:

- Suporte: escoras e torres.
- Trama: vigotas principais (conhecidas também como longarinas) e vigotas secundárias (conhecidas também como barrotes).
- Acessórios: peças que unem, posicionam e ajustam as anteriores.

O escoramento é projetado e construído sob a responsabilidade da executante. Deve suportar com rigidez necessária todas as ações possíveis de ocorrer durante a fase construtiva e também garantir, na obra acabada, a geometria e os alinhamentos definidos no projeto (DER/PR, 2005).

O reescoramento é uma forma de escoramento usado para reduzir a quantidade de elementos do sistema na fase em que o concreto está adquirindo resistência para e auto suportar, possibilitando a utilização em outros pavimentos de parte do escoramento de forma mais rápida, em média, três dias após a concretagem. A fim de poder liberar o escoramento para novo uso em outra concretagem e liberar mais espaço, são retiradas algumas escoras. No caso da concretagem de lajes, parte das fôrmas também pode ser retirada.

Para isso, é necessário o uso de faixas específicas de fôrmas mais estreitas, sob as quais são posicionadas as linhas de escoramentos, de forma que seja permitida a retirada parcial das fôrmas de lajes e seja mantido o escoramento, pois o concreto está apenas parcialmente endurecido.

2.8.1 Materiais

De acordo com Freire e Araújo (2004), a escolha dos materiais para o escoramento deve ser baseada na sua capacidade resistente, no potencial de reutilização, na manuseabilidade,

na versatilidade e na interferência com os outros elementos do sistema de fôrmas. Os materiais mais empregados para o escoramento são os seguintes:

- Madeira: como escoramento, é utilizada tanto serrada com seção retangular, quanto na forma de peças roliças. Nos processos convencionais, o uso da madeira nas escoras é caracterizado pela falta de padronização, excesso de mão de obra, baixa precisão geométrica e grande volume de entulho gerado; contudo, ainda é muito utilizada na construção civil nacional. Os elementos de madeira industrializada constituem principalmente as vigas de perfil 'I', conhecidas comercialmente como H20. Essas peças têm a alma em chapa de madeira compensada ou aglomerada e mesas em madeira aparelhada. São caracterizadas pela boa relação peso/resistência e tem boa durabilidade, Figura 22.

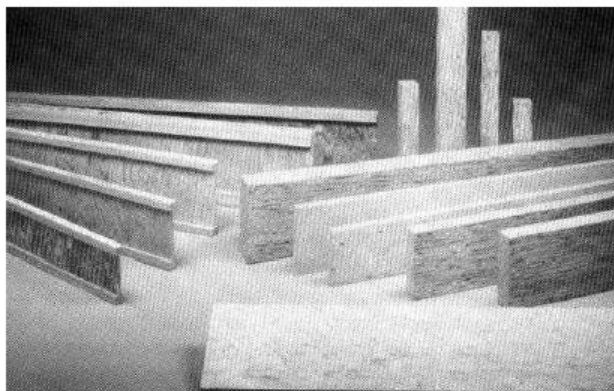


Figura 22 – Peças de madeira para suporte das fôrmas. Fonte: (HURD, 1995)

- Metal: bastante utilizado em escoras tubulares (de aço ou alumínio), fixas ou telescópicas – Figura 23 –, e em elementos de torres. Escoras tubulares e torres têm boa capacidade de carga, podendo ser selecionadas para o carregamento a que forem solicitadas; possuem grande durabilidade e boa precisão geométrica, além de serem de fácil manuseio e atingirem alturas superiores ao escoramento de madeira.



a) Aço



b) Alumínio



c) Escoramento metálico

Figura 23 – Tipos de escoras tubulares. Fontes: a) e b) Técnica (2009); c) EBM Construtora (2009)

2.9 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

Segundo Coimbra et al. (2006), o concreto, no que diz respeito à construção civil, é considerado o material mais amplamente utilizado no mundo e o seu desempenho (físico e mecânico) aumenta continuamente. É um material composto que consiste essencialmente de um meio contínuo aglomerante, dentro do qual estão mergulhadas partículas ou fragmentos de agregados. No concreto de cimento hidráulico, o meio aglomerante é formado por uma mistura de cimento hidráulico e água.

GARDNER et al. (1981), relatam que o concreto fresco pode ser visualizado como partículas de agregados inertes, as quais são suspensas numa matriz deformável de pasta de cimento e bolhas de ar. Dado o tempo e as condições próprias do ambiente, a pasta de cimento e água transformam-se numa massa homogênea de partículas.

O concreto fresco, sendo um sistema composto de partículas fragilmente interligadas e submetidas em meio fluído, possui resistência cisalhante resultante do atrito entre as partículas que o constituem, bem como entre elas e as superfícies da fôrma e da armadura. Essas forças podem ser denominadas atrito interno e atrito superficial, respectivamente.

Para Castro et al (2009), o concreto pode ser entendido como uma concentração de partículas sólidas em suspensão (agregados) em um líquido viscoso (pasta de cimento); porém, a pasta de cimento não se configura como um líquido homogêneo, sendo composta por partículas (grãos de cimento) e um líquido (água). Em uma escala macroscópica, o concreto fresco flui como um líquido.

As propriedades do concreto são inúmeras; dentre elas podemos destacar: resistência mecânica, retração, módulo de elasticidade, resistência à derrapagem e trabalhabilidade, Weidmann (2008) ressalta ainda que este último fator é influenciado pela demanda de água, que por sua vez influi na exsudação, facilidade de lançamento e acabamento do concreto, relevando que estas características influenciam tanto o concreto em estado fresco, quanto no mesmo em estado endurecido e é fundamental que o projetista tenha conhecimento destes pontos e que os leve em consideração ao colocar o concreto nas fôrmas, garantindo assim a qualidade da peça confeccionada.

O cálculo de uma estrutura de concreto é feito com base no projeto arquitetônico da obra e no valor de algumas variáveis, como por exemplo, a resistência do concreto que será utilizado na estrutura.

O valor da resistência (f_{ck}) é um dado importante e será necessário em diversas etapas da obra, como por exemplo, para cotar os preços do concreto junto ao mercado, pois o valor do m³ de concreto varia conforme a resistência (f_{ck}), o slump, o uso de adições dentre outros.

Como dito anteriormente, desde os primórdios, o concreto é utilizado e, com o passar dos anos e a incrementação tecnológica, houve uma melhoria de suas propriedades. Aditivos proporcionaram variação em suas propriedades fundamentais.

O concreto autoadensável é de elevada plasticidade. Em alguns casos, pode ter a sua reologia controlada com a utilização de aditivos de última geração e suas principais vantagens são: maior durabilidade, fácil aplicação, maior produtividade no lançamento, entre outros.

Para Pileggi et al. (2000), a técnica de bombeamento tem crescido em importância tecnológica na aplicação de concretos devido principalmente à possibilidade de se moldar peças que se encontram distantes do local de mistura de maneira rápida, eficiente, sem

desperdícios e com menor custo. Neste processo, o concreto é bombeado a altas taxas de cisalhamento através de uma tubulação, diretamente do misturador até o local de aplicação.

O tipo bombeável é utilizado na maioria das obras civis, sua dosagem é apropriada para utilização em bombas de concreto. A sua resistência varia de 10 MPa até 80 MPa.

Concreto colorido é aquele em que são adicionados pigmentos especiais, os quais conferem ao concreto várias cores com diferentes tonalidades: amarela, azul, vermelha, verde, marrom e preta; sua principal utilização é na marcação de áreas específicas.

O concreto com fibras é normalmente elaborado com fibras de nylon, polipropileno ou aço. Este tipo de concreto inibe os efeitos da fissuração por retração e suas principais vantagens são: diminuição do desgaste superficial e melhoria da resistência à tração do concreto.

Concreto convencional é utilizado na maioria das obras civis. Seu lançamento é feito por meio de carrinhos de mão, guias ou outros. A sua resistência é variada. Hoje em dia é comum o uso de concreto com resistência em torno de 25 MPa para obras convencionais. Esta resistência pode variar em função da característica da aplicação e do tipo de obra.

O concreto do tipo impermeável é aquele que a relação água-cimento é limitada para evitar o aparecimento de fissuras. É dosado com um cimento apropriado, tipo Portland de alto forno ou pozolânico. Sua principal vantagem é em relação ao custo, mas este tipo de concreto é mais utilizado em seções hidráulicas.

Já o concreto conhecido como leve é aquele que a massa específica varia de 800 kg/m³ a 2000 kg/m³. Os tipos mais comuns são o concreto celular espumoso, concreto com isopor e concreto com argila expandida. São mais utilizados em isolamentos térmicos e acústicos e quando a estrutura exige um peso específico menor.

De acordo com Aitcin (2000), o concreto moderno é mais do que simplesmente uma mistura de cimento, água e agregados. Este concreto contém componentes minerais, aditivos químicos, fibras, entre outros. O mercado convencional irá permanecer, mas o uso de “concretos inteligentes” também irá desenvolver. A evolução de concretos inteligentes propiciará uma nova ciência do concreto, uma nova ciência das misturas e o uso de aparelhos científicos sofisticados para desenvolver microestrutura de concreto e, até

mesmo, nanoestruturas de concreto. Na Figura 24 é mostrada a esquematização de uma obra em que são utilizadas as variações do concreto.



Figura 24 – Variação do concreto. Fonte: Engemix (2009)

É importante que ao manusear o concreto sempre se leve em consideração o acabamento da superfície, adensamento do concreto, cálculo do volume, consistência do abatimento, tempo de cura, tempo de manuseio, entre outros cuidados.

Cuidados simples no projeto, na montagem e desmoldagem das fôrmas geram estruturas geometricamente perfeitas, evitando desperdícios e garantindo uma vida funcional perfeita da construção (TÉCHNE, 1996, p.27-30).

CAPÍTULO 3

A REALIDADE REGIONAL

3.1 GENERALIDADES

Para conhecer as condições reais quanto aos sistemas utilizados e as considerações usadas efetivamente nas obras em três cidades da região Centro Oeste do Brasil – Goiânia, Uberlândia e Morrinhos – foram visitados 45 canteiros de obras. Embora isto represente uma região do Brasil, de outro lado, revela as condições de cidades de grande, médio e pequeno portes. Goiânia possui uma população de aproximadamente 1,3 milhões de habitantes; Uberlândia possui em torno de 645 mil habitantes, enquanto Morrinhos tem uma população de aproximadamente 41 mil habitantes.

Confirmando o que Fajersztain (1992) relata, 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. Sem projeto, as fôrmas podem ficar superdimensionadas ou subdimensionadas, o que é uma prática inaceitável.

A seguir, será feita uma breve descrição das visitas de campo em cada cidade mencionada, onde será enfatizado inicialmente cada característica encontrada nestes municípios.

3.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS CIDADES ESTUDADAS

Em Goiânia, capital do estado de Goiás, atualmente com uma população de 1 281 975 IBGE (2009), é hoje uma economia urbana diversificada e promissora, devido ao fato de fazer parte, juntamente com mais dez outros municípios, de uma região metropolitana de 1.639.516 habitantes e de um dos eixos econômicos de maior dinamismo e crescimento no país: o eixo Goiânia-Anápolis-Brasília. Além de contar com uma posição geográfica estratégica, já que o município está localizado no centro do país e da maior área agropastoril do mundo, a capital goiana, em comparação com outras capitais e cidades brasileiras de médio e grande porte, tem uma posição privilegiada no contexto do agronegócio. E é bom lembrar que o agronegócio constitui hoje uma força extraordinária

na região Centro Oeste e é sua principal vocação econômica dados estes afirmados pela Seplan-GO (2000).

Possui grande atividade na construção civil, trazendo consigo também um mercado muito acirrado neste segmento.

Empresas especializadas são contratadas para garantir a existência e execução de fôrmas e escoramentos das obras; as mesmas, quando contratadas, garantem o projeto de montagem, entrega e recolhimento de todo o material a ser utilizado para que a estrutura da obra possua fôrmas e escoramentos.

Contudo, mesmo sendo um serviço designado a empresas terceirizadas, observaram-se algumas falhas, que posteriormente serão detalhadas.

De acordo com a Prefeitura Municipal de Morrinhos – GO, este é um município brasileiro, que está localizado na região sul do estado de Goiás. Sua população estimada em 2009, era de 40.838 habitantes, segundo dados oficiais divulgados pelo IBGE. Ocupa uma área de 2.846,156 km². Hoje sua principal atividade econômica é a agropecuária, com cerca de 2 mil produtores, é responsável por 53% de geração de divisas do município. Além da agropecuária, a economia da região é integrada pelo setor industrial e comercial.

Nesta cidade, uma característica marcante foi a ausência de obras coordenadas por mão de obra especializada e qualificada, pois as mesmas contavam com auxílio de profissionais sem formação superior.

Uberlândia, situada na região do triângulo mineiro, cidade interiorana do estado de Minas Gerais, ainda segundo o IBGE (2009), tem um contingente populacional de 634 345 habitantes. Constatou-se que a construção civil está crescendo continuamente, porém contando com menor número de obras em relação à cidade de Goiânia situada no estado de Goiás. Um aspecto marcante na cidade de Uberlândia é que os sistemas de fôrmas e escoramentos envolvem equipamentos menos sofisticados, e a maioria era realizada pela mesma empresa terceirizada.

A seguir será apresentado um detalhamento das características das obras visitadas.

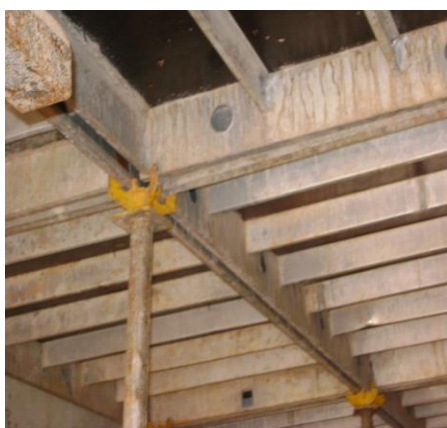
3.3 GOIÂNIA

Em Goiânia, a maioria das obras conta com projeto de fôrmas e escoramentos, contudo, essas obras não são executadas com total obediência a estes. Como exemplo, é o caso de se adotar distâncias menores que as especificadas e regulamentadas pelos projetos, justificado pela ilusão de estar aumentando a segurança. Se existe projeto, este deve ser seguido, entendendo que a segurança já está garantida. Ao não seguir exatamente o que especificam os projetos, muitas decisões são tomadas por profissionais leigos em relação aos parâmetros da norma técnica, como mestres de obra e encarregados de carpintaria.

Na grande maioria das obras visitadas, eram utilizados sistemas em que o aço é o principal material, utilizando madeira somente como chapa compensada, resinada ou plastificada, de 12 mm a 18 mm, para moldar lajes, vigas e pilares.

Nesses canteiros visitados em Goiânia, as obras eram executadas com sistemas de fôrmas e escoramentos em aço. As distâncias entre os elementos que compõem o sistema são bem semelhantes umas com as outras, pois os sistemas são basicamente os mesmos, com poucas alterações.

Os escoramentos das vigas são metálicos, reguláveis e contam com um triângulo em sua extremidade superior para garantir maior rigidez, demonstrado na Figura 25. A distância entre eles varia de 0,60 m a 1,00 m.



Escoramento de aço



Forma de triângulo

Figura 25 – Escoramento em aço e formato de triângulo

Os apoios das lajes contam com travessões, dois perfis de aço tipo C invertidos que são ligados entre si por aço também, em certos pontos espaçados. Entre esses perfis existem peças de madeira para preenchimento, cuja função é a fixação na madeira compensada que molda a laje, com pregos. A distância entre esses travessões varia de 0,50 m a 0,60 m. Para apoiar esses travessões são utilizados os mesmos perfis, denominados de guias que são espaçados de 1,00 m a 1,50 m. Estes se apoiavam nos escoramentos que são colocados ao longo destas guias a cada 0,80 m a 1,80 m.

Para a fixação das fôrmas dos pilares são colocados sarrafos (verticalmente) nos vértices de cada lado e no meio, sendo ajustados nos vértices com tensores feitos de barra rosqueada ou de ganchos de vergalhões, a uma distância não superior a 0,30 m. Em alguns casos são colocados os mesmos perfis utilizados para travessões e guias verticalmente no centro do maior lado, fixados com os mesmos tensores metálicos, para garantir maior rigidez quando o comprimento do pilar é muito grande.

Em outros casos são colocados – esses mesmos perfis – transversalmente ao longo da altura desses pilares e apertados no seu ponto médio, com os mesmos tensores. Também são feitos de sarrafos de um lado e de outro, apertados nas extremidades também com tensores, variando sua distância entre 0,35 m e 0,60 m.

A amarração da fôrma de um pilar, que conta com caibros nas extremidades de cada painel de madeira compensada, e com perfis metálicos no meio desses, para manter a distância inferior a 30 cm, foi feito com tensores a uma distância de 40 cm.

Para o travamento das fôrmas laterais das vigas, em algumas obras, são utilizados caibros no meio das vigas, no sentido longitudinal. Estes são apertados nos caibros do outro lado.

Em algumas obras, as fôrmas laterais das vigas são fixadas com sarrafos no sentido transversal da viga (travessas) ao longo de sua extensão com a distância variando de 0,20 m a 0,30 m. Estes são amarrados aos do outro lado com arame recozido.

Também há o caso da utilização de sarrafos ao longo de toda a viga, por baixo da madeira compensada, cobrindo todo o fundo para garantir a rigidez do painel de fundo. Estes sarrafos são ajustados lateralmente com os mesmos ganchos feitos de aço utilizados na amarração das fôrmas dos pilares.

Para dar mais agilidade ao andamento da obra, pode-se iniciar a montagem do sistema de fôrmas e escoramentos antes de completado o período necessário para que o concreto adquira a resistência de autoportante. Neste caso, é utilizado o reescoramento, depois de 5 a 8 dias da concretagem. Dependendo da obra e da empresa, os escoramentos são retirados em certos pontos, aumentando, na média, a distância ao dobro do que era anteriormente, tanto para lajes quanto para vigas. Algumas empresas adotam este procedimento somente para as lajes. Também foram encontradas empresas que no reescoramento utilizam eucalipto na forma roliça, de diâmetro de 0,08 m a 0,10 m, sendo escoradas somente o meio das lajes e das vigas.

Sistemas atuais, os quais contemplam materiais alternativos de fôrmas, foram encontrados durante as visitas. São fôrmas plásticas em forma de cumbuca para lajes nervuradas, a Figura 26 ilustra o processo construtivo através deste tipo de fôrmas.



Início da montagem



Preparo para o lançamento do concreto

Figura 26 – Fôrmas plásticas para lajes nervuradas

Em uma das obras foi encontrada a utilização de madeira para todos os componentes, resultando em sistema no qual o escoramento das vigas é feito por escoras pontuais com um sarrafo transversal na extremidade superior para apoiar o fundo da fôrma da viga, utilizando duas peças roliças de madeira, resultando numa forma do tipo garfo, como ilustrado na Figura 27. Estranhamente, as extremidades superiores das peças roliças são afastadas da fôrma, desta forma, as escoras servem apenas para apoiar o fundo da viga por meio desses sarrafos transversais fixados nas peças roliças. Isso reforça a falta de planejamento, uma vez que deixam de utilizar um recurso já presente que poderia diminuir o número de travessas necessárias nas laterais das vigas. A distância desses escoramentos é de 0,90 m para essas vigas; para as lajes, como estas eram pré-moldadas, havia somente guias (sarrafos colocados com sua dimensão maior sendo a altura) no sentido perpendicular às vigotas pré-moldadas, que se apoiavam nos escoramentos a cada 1,40 m, que por sua vez se apoiavam no solo. As escoras eram travadas ao meio e nas emendas com sarrafos do mesmo tipo dos utilizados para apoiar os painéis de fundo das vigas. Para a fixação das fôrmas dos pilares, foram feitas gravatas de amarração, que são sarrafos passados em volta dos pilares, no sentido transversal, em todas as quatro faces. Estes, amarrados uns aos outros com arame recozido número 12.



Figura 27 – Escoramento de viga em obra de Goiânia

Em algumas obras foi observada a não utilização da madeira, nem como fôrma para as lajes, como é ilustrado na Figura 28, pois em seu lugar são utilizadas chapas metálicas corrugadas de espessura 2 mm.



Figura 28 – Fôrma de laje de chapa metálica corrugada

A Figura 29 ilustra o travamento das fôrmas de um pilar, onde é empregado um sistema para o travamento das fôrmas do pilar composto de tensores metálicos. Não há travamento transversal.



Figura 29 – Travamento das fôrmas de um pilar (parafusado)

Na Figura 30 podem ser vistos alguns detalhes de apoio de lajes empregando-se sistemas metálicos.



Figura 30 – Guias e travessões metálicos em escoramento de laje

A Figura 31 ilustra uma laje nervurada ainda escorada – reescoramento – por postes de eucalipto em alguns pontos.



Figura 31 – Reescoramento em eucalipto de laje e viga

3.4 UBERLÂNDIA

Em Uberlândia, a maioria das obras não conta com o auxílio técnico de um engenheiro, que é contratado apenas para ser o responsável técnico, porém não permanece na obra.

Em muitos casos, o sistema de fôrmas e escoramentos, das obras visitadas, é terceirizado a um carpinteiro experiente que registra uma firma de prestação de serviços e tem sua equipe de funcionários. Normalmente emprega escoras metálicas vazadas de diâmetro de 3 cm, reguláveis com um encaixe em sua extremidade superior que recebe as guias e travessões constituídos por tábuas.

A superfície interna das fôrmas deve ser limpa e deve-se verificar a condição de estanqueidade das juntas, de maneira a evitar a perda de argamassa. Como confirmam Calil et al. (2007), ao nos relatar que as juntas das fôrmas devem ser fechadas no intuito de evitar o vazamento da nata de cimento que pode causar vazios na superfície do concreto. Pode ser utilizado mata juntas, fita adesiva e até mastiques elásticos. Nas fôrmas de paredes, pilares e vigas, devem ser deixadas aberturas provisórias, próximas ao fundo, para limpeza. Nas obras as quais foram visitadas e avaliadas notou-se que havia este espaço para auxiliar no momento que elas deveriam ser limpas, confirmando o que se encontrou na literatura.

As escoras se apoiavam diretamente no solo quando executadas nos primeiros pavimentos.

Como forma de ajustar e garantir a rigidez das fôrmas dos pilares, em algumas obras, são utilizadas gravatas de amarração, sarrafos de (8×8) cm, faceando as maiores dimensões, no sentido transversal. Nas menores, são apertados com barras de aço que servem de ganchos, adaptados a cada caso com cunhas de madeira. Em outras, utilizam essas mesmas gravatas de amarração, contudo com caibros faceando todas as dimensões dos pilares sendo amarrados com arame recozido número 12. A distância entre essas variam de 0,30 m a 0,50 m, dependendo da obra e das dimensões dos pilares, tudo feito empiricamente pelo empreiteiro.

Para garantir o travamento lateral das fôrmas das vigas, em algumas obras, as suas escoras contam com sistema como se fosse um “garfo”, que formam um U, travando assim a lateral e ao mesmo tempo apoiando o fundo. Em outras obras, utilizam caibros no sentido longitudinal das vigas, ao longo de seu comprimento, no meio e nas bordas, que são amarrados com os do outro lado com arames recozidos. O escoramento das vigas é feito a cada 0,60 m a 0,90 m.

Para as lajes, são utilizadas guias feitas de sarrafos de Pinus de 15 cm de largura e 2,5 cm de espessura. São colocadas com sua dimensão maior na vertical apoiando assim os travessões que são tábuas de 2,5 cm por 30,0 cm com sua dimensão maior na horizontal. Essas apoiam os painéis compensados que representam o fundo da laje. A distância entre as guias variam de 0,80 m a 1,20 m; a dos travessões entre 0,20 m e 0,40 m, enquanto que a distância dos escoramentos que apóiam diretamente as guias é de 0,90 m a 1,00 m.

Depois da concretagem, quando se acreditava que o concreto já tenha adquirido a resistência necessária para se autosuportar, faz-se a desmontagem e estes equipamentos são levados para outra obra.

A Figura 32 e a Figura 33 ilustram o sistema de escoramento de lajes encontrado na cidade de Uberlândia.



Figura 32 – Escoramentos metálicos, guias e travessões



Figura 33 – Escoramentos em obra na cidade de Uberlândia

3.5 MORRINHOS

Na cidade de Morrinhos, a disponibilidade de obras foi bastante reduzida. Não foram encontradas empresas especializadas do ramo e, portanto, o procedimento era bastante empírico e baseado na chamada “prática”. Somente foram encontrados sistemas formados por elementos de madeira, como pode ser visto na Figura 34 e Figura 35. Estes sistemas eram realizados com o material bastante rústico. Alguns, como é o caso dos escoramentos, estavam sendo utilizados da forma com que eram encontrados na natureza, sem nenhum tipo de trabalho para adaptação, apenas o corte ao longo do seu comprimento, conforme pode ser visualizado também na Figura 34 e Figura 35. Nessas obras não havia sequer a anotação de responsabilidade técnica e eram executadas por profissionais considerados experientes. Sem grandes preocupações com as técnicas, o material ficava em contato direto com o solo (somente obras de um ou dois pavimentos) e adaptadas com cunhas também de madeira.

Pode-se observar o descaso, pois não há a preocupação com a utilização do potencial que os elementos do sistema oferecem, como é o caso dos escoramentos das vigas que poderiam ter a extremidade superior das peças de madeira roliça utilizada para travar os painéis laterais. Isso promoveria a redução do número de travessas. Estas têm apenas uma contenção lateral por meio de sarrafos fixados por fios metálicos amarrados entre si. O apoio dos escoramentos é dado simplesmente pelo contato do painel de fundo sobre os sarrafos afixados nos escoramentos feitos de peças roliças.



Figura 34 – Fôrmas e escoramentos na cidade de Morrinhos

Um outro detalhe chama a atenção. São os apoios dos escoramentos, mostrados na Figura 35 para alguns casos. Em vez de estarem diretamente apoiados sobre o solo, têm seu comprimento aumentado por meio de duas peças de madeira de seção transversal retangular afixadas nos postes roliços, Figura 35a. É uma ligação bastante imprópria, pois a fixação da peça roliça com peça reta não permite um bom contato, o que prejudica significativamente a emenda que deve ter condições de receber forças provenientes das fôrmas das vigas.



Apoio de pontalete



Escoras

Figura 35 – Escoramentos na cidade de Morrinhos

Confirmando o que é sugerido por Barros e Melhado (2006), as tábuas empregadas em geral são de Pinus de 3ª linha industrial ou de construção, com as dimensões de 2,5 cm de espessura e 30 cm de largura, sendo que pode variar de 4 m o comprimento, pode ser alterado conforme a estrutura em que será utilizada.

As fôrmas das lajes foram confeccionadas de madeira compensada.

Como guias eram utilizados sarrafos derivados das tábuas, que ficavam com sua dimensão maior na vertical e apoiavam-se no meio do escoramento com entalhe para permitir o encaixe. Não eram utilizados travessões.

A distância entre essas guias variava de 0,50 m a 0,60 m. A distância entre os escoramentos, ao longo dessas guias, era de 0,70 m a 0,80 m, a mesma distância entre os escoramentos das vigas.

3.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A REALIDADE REGIONAL

Observa-se que as obras que contavam com projeto de fôrmas e escoramentos tinham os seus sistemas muito semelhantes aos utilizados nas obras sem esse recurso. Mesmo contando com os projetos de fôrmas e escoramentos, esses não eram seguidos de forma integral, adotando-se distâncias menores do que as especificadas, na ilusão de se estar a favor da segurança.

Outro fator que contribui para com essa semelhança são as decisões tomadas pelos mestres de carpintaria baseadas na experiência de outras obras que já executaram, uma vez que muitos trabalharam nas outras empresas, ou com os profissionais dessas, fazendo com que o meio, onde estas empresas concorrentes atuam, leve-as ao pensamento de que, adotando os procedimentos que as outras empresas utilizam, já seria satisfatório para uma equiparação.

Não se verifica, portanto, diferença de ordem técnica entre as obras que contam com os projetos de fôrmas e escoramentos e as que não. Desta forma, fica impossibilitada a observação real do quanto de melhorias traz um projeto de fôrmas e escoramentos concebido por um profissional especializado.

Nota-se que, o espaçamento dos escoramentos tem uma variação sem critério, comparando-se às obras, muitas vezes sendo confeccionados do mesmo material, porém adotando distâncias sem a avaliação técnica necessária, variando somente de acordo com as decisões dos mestres de carpintaria.

Do mesmo modo, encontram-se obras que contam com longarinas totalmente diferentes das de outras obras e, apesar disso, têm o espaçamento semelhante, ou com a mesma avaliação, prevalecendo a experiência do mestre de carpintaria.

Contudo, há uma maior diferença quando observamos as variações de cidade para cidade; incluem-se aqui as longarinas, pois existe uma tendência de se adotar o que está sendo mais utilizado pelas outras construtoras. É o caso de Uberlândia, em que, praticamente, todas as empresas terceirizam essa parte da execução a uma empresa que a executa e remove os materiais posteriormente, ficando as obras dessas primeiras com os mesmos materiais das de suas concorrentes, pois esta etapa é executada pelo mesmo colaborador.

Dentro de uma outra realidade, mas com a mesma influência do meio, na cidade de Goiânia, os escoramentos são alugados, com predominância dos sistemas metálicos. Logo, as diferenças encontradas foram as distâncias entre escoramentos e a utilização de outros elementos constituintes do sistema, tais como, longarinas, transversinas, escoras de vigas, reescoramentos e outros. Estes equipamentos são de propriedade da própria construtora e, portanto, estão sempre disponíveis e necessitam de poucas adaptações para a sua

reutilização. Isto tudo tem como intuito a redução de custos que, no entanto, é uma ideia distorcida, pois somente promovem uma variação dos recursos disponíveis.

O contexto construtivo em Uberlândia diferencia-se do que foi exposto anteriormente, uma vez que na maioria das obras, quem as executa, nesta etapa da construção, é uma mesma empresa, com os mesmos materiais, sem variação de acordo com a obra.

Houve pouca variação dentro de uma única cidade, pois um grupo preponderante de empresas optam pela utilização de um mesmo sistema, porém, existe uma diferença considerável quando a comparação é feita entre as três cidades.

Outro dado de extrema importância a ressaltar é que não há um crescente interesse em testar novos sistemas, a não ser que se prove que os mesmos sejam economicamente mais rentáveis.

Nota-se, claramente, que os sistemas ainda são entendidos como uma parte que pode ser desenvolvida empiricamente, sem planejamento e projeto.

As empresas que adotam projetos de fôrmas e escoramentos para a execução de suas obras cometem uma falha grave ao não obedecerem aos projetos em determinados pontos, destinando a parte de execução a profissionais não habilitados, que tomam decisões baseadas em sua experiência, adotando medidas e esquemas diferentes dos projetados, imaginando que estão a favor da segurança.

Quando os projetos não são seguidos e coordenados, estas falhas podem resultar em comprometimento de vários quesitos, principalmente quanto à produtividade desta obra.

Este dado acima descrito foi confirmado quando ao realizar o estudo de campo e encontraram-se obras que possuíam projetos de fôrmas e escoramentos com uma produtividade bem menor do que as obras que não contavam com esses projetos, demandando mais tempo para montar e desmontar estes sistemas. Esta falha poderia ser excluída com a correta administração do projeto.

Empresas que não utilizavam projetos se baseavam nas que utilizavam, sugestionando mais uma sequência de erros, alguns por competição capitalista de mercado, com o objetivo de oferecer aos clientes o mesmo serviço que a concorrente propõe, com mínimas variações.

Com a descoordenação, o processo encontra-se com o seu potencial de racionalização muito aquém do esperado, mesmo em obras que contam com os projetos de fôrmas e escoramentos.

Em relação ao consumo de materiais, muitas empresas não fazem o controle do consumo de materiais. Dentre aquelas que o fazem, pode-se notar que a existência de projeto não é sinônimo de eficiência, devido aos aspectos já comentados.

Esta equivocada conduta de não seguir o projeto acaba com um dos principais objetivos de um bom projeto – segurança aliada à economia.

As empresas, ao serem questionadas sobre quais as dificuldades que encontram ao executarem esta etapa da obra, apresentam respostas de que não havia dificuldade, pois os funcionários já estavam habituados a trabalhar com os materiais de forma convencional. Outra justificativa está vinculada à preocupação exclusiva com as dificuldades em se conseguir o prumo das peças, ou com o seu nivelamento, ou com a retirada das fôrmas para garantir um maior reaproveitamento.

Este fato remete à falta de conscientização dos benefícios que o controle do processo poderia trazer, uma vez que as preocupações e dificuldades se concentravam apenas em aspectos básicos como os citados acima, relevando que, com uma correta execução do projeto, inúmeras vantagens ressaltariam a sua importância, como exemplo a diminuição de consumo de materiais e garantia de segurança, através da diminuição de improvisações.

Em Uberlândia, pela terceirização na execução do processo, toda a responsabilidade é destinada ao locador do sistema, sem a preocupação da construtora com quesitos de qualidade no gerenciamento do processo.

Nota-se, na cidade de Goiânia, que apesar de contarem com os projetos, esses não são requeridos com o intuito de racionalização do processo de execução, pois ao alugar os elementos para utilização como escoramento, as empresas fornecedoras do material disponibilizam conjuntamente o projeto de locação dos mesmos, que por muitas ocasiões não são seguidos de maneira correta.

Houve, inclusive, empresas que relataram utilizar, depois de adquiridos estes elementos para a própria empresa, projetos de fôrmas e escoramentos de outras obras já executadas.

Já na cidade de Uberlândia, as construtoras relatam que não há dificuldades e nem preocupações com relação a esta etapa, já que está a cargo da empreiteira.

Na cidade de Morrinhos, foi relatado que as dificuldades encontradas concentram-se na aquisição dos materiais. Pois, na ilusão de se obter economia, são utilizadas peças na sua forma mais natural possível, derivadas do corte de árvores de diferentes espécies em fase de crescimento e, conseqüentemente, com caule de pequeno diâmetro, de forma rudimentar, com pouco preparo e adaptação para o uso, conforme se visualiza na Figura 36.



Figura 36 – Materiais utilizados para o escoramento de obra em Morrinhos

CAPÍTULO 4

ASPECTOS OBSERVADOS NAS OBRAS

4.1 DISCUSSÃO

Como pode ser observado, a reduzida existência de indicadores que permitiriam medir a situação setorial em termos de produtividade e, especificamente, mensurar padrões de confecção de fôrmas e escoramentos torna dificultosa a avaliação de desempenho, execução e presença destas fôrmas no processo de construção.

Nota-se ainda que a falta de projetos que norteiem o sistema de fôrmas é algo comum no campo da construção ainda hoje. É mais alarmante nas pequenas cidades, ou até mesmo em grandes centros nas obras de pequeno porte, como observado neste estudo.

Das 45 obras visitadas, nas três cidades escolhidas, constatou-se que apenas 48,89 % das obras contavam com projetos de fôrmas e escoramentos, enquanto que 51,11 % não apresentavam nenhum tipo de projeto ou especificação, ressaltando ainda que, na cidade de Morrinhos-GO, nenhuma obra estava sendo realizada com projetos para fôrmas e escoramentos.

Tabela 7 – Quantidade de obras com e sem projeto de fôrmas e escoramentos

Projetos de fôrmas e escoramentos	Goiânia	Uberlândia	Morrinhos
COM	21	1	0
SEM	9	11	3

Como se pode observar pela Tabela 7 algumas obras não possuem projetos, tanto para a montagem de fôrmas e escoramentos, quanto para a remoção dos mesmos. Isso é preocupante e reforça a necessidade de normas referentes ao problema. Felizmente a ABNT NBR 15696:2009, em vigor desde 15/05/2009, deverá contribuir e reforçar a

necessidade de projetos na área. Isso promoverá uma melhora também no quesito da fiscalização, pois a falta de normas e planejamentos podem trazer severas consequências, para a estrutura em si e, inclusive, para a segurança dos trabalhadores da construção civil, que podem estar atuando nestes canteiros, sem que sejam atendidos os padrões de segurança.

A ABNT NBR 14931:2004 prevê que fôrmas e escoramentos devem ser removidos de acordo com o plano, ou projeto de desenforma (retirada do material que foi utilizado para conferir a forma ao concreto). Este projeto deve ser previamente estabelecido, estruturado, e rigorosamente acompanhado, com o objetivo de não comprometer a segurança tanto da obra em sua estrutura, quanto dos funcionários que trabalham neste canteiro.

4.2 DISTÂNCIA DOS ESCORAMENTOS DAS LAJES

A Tabela 8 mostra, em termos percentuais, a frequência de utilização de espaçamentos entre escoramentos encontrados nas diferentes obras visitadas.

Tabela 8 – Distância dos escoramentos das lajes

Distância (d) m	Goiânia %	Uberlândia %	Morrinhos %
$d < 0,80$	6	17	0
$0,80 \leq d \leq 1,00$	24	0	67
$d : 1,00$	13	25	0
$d > 1,00$	57	58	33

Fonte: Elaborado pelo autor

As fôrmas das vigas podem ser montadas após a concretagem dos pilares ou conjuntamente com estes e lajes para serem concretadas ao mesmo tempo. Observou-se que o procedimento mais comum é montar as fôrmas de vigas a partir das cabeças dos pilares com apoios intermediários em garfos ou escoras.

A Figura 37 apresenta o gráfico representativo da situação relacionada com a distância entre apoios de vigas nas três cidades analisadas.

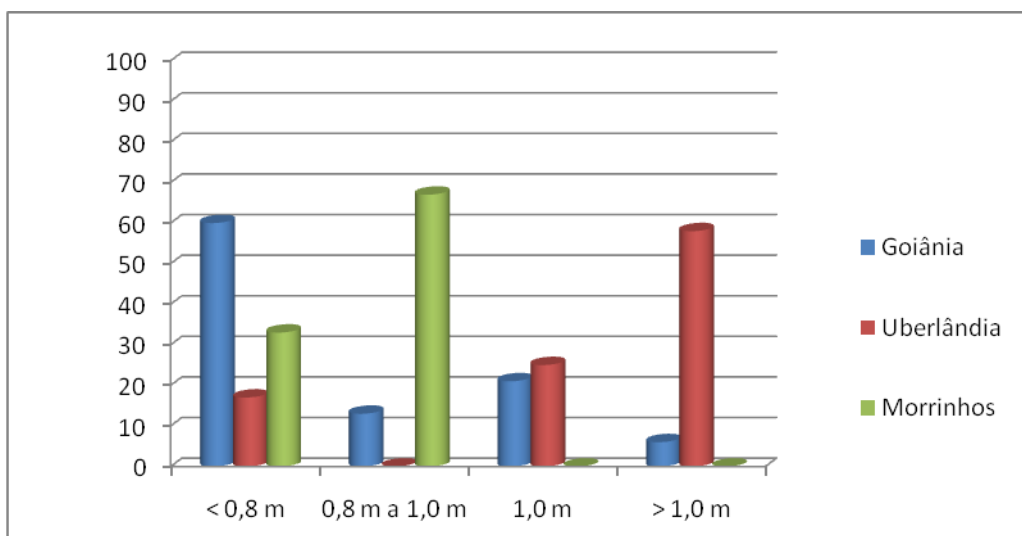


Figura 37 – Distâncias entre escoramentos de vigas. Fonte: Elaborado pelo autor

Durante as visitas, constatou-se que nem todas as obras utilizavam este recurso. No entanto, na cidade de Goiânia, todas as trinta obras utilizavam reescoramento, sendo que 80% utilizavam reescoramentos metálicos, enquanto apenas 20 % tinham madeira como matéria prima do reescoramento.

Na cidade de Uberlândia registrou-se que 33 % das doze obras visitadas utilizavam reescoramento, e que todos os reescoramentos eram constituídos por madeira, não encontrando assim nenhum reescoramento metálico.

Na cidade de Morrinhos nenhuma das três obras visitadas utilizava o reescoramento.

A Figura 38 resume o conjunto de informações associadas ao uso de reescoramentos.

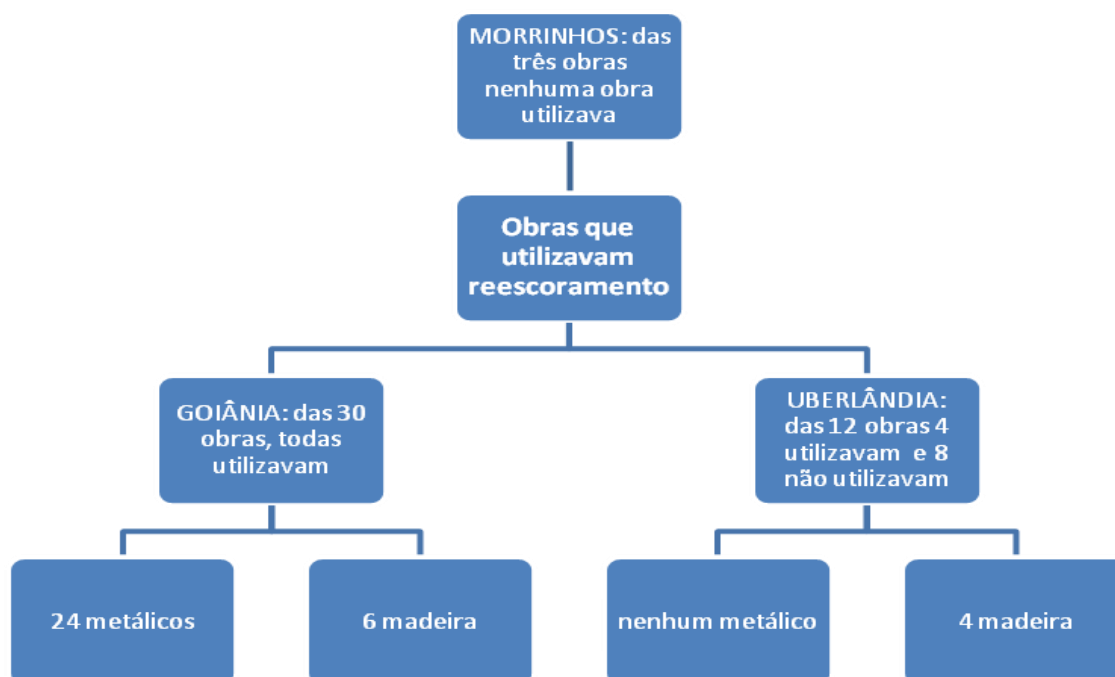


Figura 38 – Panorama do uso de reescoramentos. Fonte: Elaborado pelo autor

Dentre aspectos observados nas obras, alguns de relevância positiva, outros nem tanto, seria primordial, que as empresas especializadas investissem em determinados pontos, para solidificar e aperfeiçoar essa etapa construtiva, pontos estes elucidados posteriormente:

- Durante a execução da obra, acontecer assessoria de suporte técnico;
- Materiais que contemplem rapidez, segurança e qualidade;
- Primordialmente seguimentos em engenharia;
- Projetos de escoramento, reescoramento;
- Detalhamento das questões em engenharia;
- Desenhos especiais;
- Discriminação de aluguel e venda e termos do serviço;
- Em situações de aluguel, observar as questões de montagem;
- Limpeza e reparação tanto do local de trabalho, quanto dos equipamentos.

Também é importante ministrar palestras de formação para todos os profissionais envolvidos no processo construtivo, observando as áreas específicas.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES E CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO SEGUNDO NORMAS ESPECIALIZADAS

Inicialmente, o dimensionamento de fôrmas e escoramentos era realizado de acordo com procedimentos sugeridos por normas e consensos específicos, alguns de padrão internacional.

Com o objetivo de expor os critérios anteriormente adotados, este capítulo traz considerações feitas por estas normas, com suas respectivas peculiaridades; este será descrito de acordo com os estudos propostos por Nazar (2007) e Maranhão (2000).

5.1 Dimensionamento de acordo com a ABNT NBR 7190:1997

Esta norma é utilizada para o cálculo de estruturas de madeira, a mesma não foi desenvolvida para o cálculo de fôrmas e escoramentos.

Considerando que o material constituinte destas estruturas provisórias era a madeira, os coeficientes propostos por esta norma eram utilizados.

Coeficientes estes determinados como: coeficientes de ponderação (majoração das ações e minoração das resistências).

Para a caracterização destes coeficientes as ações são classificadas: permanentes, variáveis e excepcionais.

Ressaltando que, para fôrmas e escoramentos, são consideradas ações variáveis, mesmo o peso próprio é visto como ação variável.

Estes coeficientes, além de dependerem da natureza da ação, também dependem da combinação a ser realizada, sendo estas combinações normais, especiais ou de construção, e combinações excepcionais.

Outro ponto colocado são os coeficientes de minoração das resistências, que dependem se a solicitação é de compressão, tração, ou cisalhamento; estes coeficientes são diferenciados para estados limites últimos e estados limites de utilização.

Para estado limite de utilização adota-se somente $\gamma_w = 1,0$ para as diferentes solicitações.

Para estado limite último adota-se $\gamma_{wc} = 1,4$, $\gamma_{wt} = 1,8$ e $\gamma_{wv} = 1,8$.

Além dos coeficientes de minoração das resistências, a norma traz o coeficiente de modificação da madeira K_{mod} sendo este o produto de $k_{mod1} \times k_{mod2} \times k_{mod3}$; estes coeficientes levam em consideração outros fatores que não foram levados em consideração no coeficiente de minoração das resistências.

Para k_{mod1} : classe de carregamento e tipo de material.

Para k_{mod2} : classe de umidade e tipo de material.

Para k_{mod3} : tipo de madeira – 1ª e 2ª categoria.

A norma traz a maneira de se verificar as peças de acordo com a sua solicitação.

Verifica-se a flambagem, a ligação entre peças compostas, se a peça é tracionada, se é comprimida ou flexocomprimida, flexão oblíqua, flexão composta dentre outras.

A norma complementa com flechas limites, com o objetivo de manter uma boa qualidade na superfície da peça, a flecha é limitada em:

$$\frac{L}{200} \text{ (Para vão normal)}$$

$$\frac{L}{100} \text{ (Para balanço)}$$

5.2 PRESSÕES DO CONCRETO SEGUNDO O A.C.I.

As diretrizes utilizadas pelo ACI, de acordo com Nazar (2007), permitem definir a pressão do concreto em função da velocidade de concretagem na direção vertical.

Segundo esse, a pressão lateral é influenciada pelo peso do concreto, velocidade de concretagem, consistência do concreto, temperatura da mistura do concreto, uso de retardadores e pelo efeito da vibração.

O peso do concreto é considerado como: 2.400 kg/m^3 , e a velocidade de concretagem faz com que a pressão varie proporcionalmente a esta, até o limite de $2.400 \times h$.

A vibração do concreto faz com que aumente em 10 % a 20 % a pressão lateral.

A temperatura afeta o início da pega, influenciando assim a pressão.

Genericamente este instituto utiliza duas fórmulas para o cálculo da pressão lateral:

A primeira para os casos em que a velocidade de concretagem forem inferiores a 2,13 m (7 pés) por hora.

A outra para os casos em que a velocidade de concretagem não exceda 3,05 m (10 pés) por hora.

Para ambas as fórmulas, a pressão lateral é limitada a $2.400 \text{ kg/m}^3 \times h$.

Especificamente para os casos de pilares há a recomendação para que se considere a mesma fórmula utilizada para a velocidade de concretagem inferior a 2,13 m (7 pés) por hora, ou $2.400 \text{ kg/m}^3 \times h$, ou $24 \text{ kN/m}^3 \times h$, limitada ainda a $146,47 \text{ kN/m}^2$.

Para situações em que haja a adição de retardadores de pega, ou aditivos, como incorporadores de ar, usam-se fórmulas para limitar a pressão lateral.

A primeira situação é utilizada quando $v \leq 2m/h$, onde p sempre entre $28,7 \text{ kN/m}^2$ e $95,8 \text{ kN/m}^2$, ou $23,5 \times h$.

Para situações em que $2m/h \leq v \leq 3m/h$, e p sempre entre $28,7 \text{ kN/m}^2$ e $95,8 \text{ kN/m}^2$, ou $23,5 \times h$.

Para casos em que a velocidade seja superior a $3m/h$, p será igual a $23,5 \times h$, sempre $\leq 95,8 \text{ kN/m}^2$.

Os dados acima citados são utilizados para paredes.

Nos pilares, a fórmula será igual à utilizada para $v \leq 2m/h$, porém as pressões devem estar entre $28,7 \text{ kN/m}^2$ e 144 kN/m^2 , ou $23,5 \times h$.

Para lajes, o A.C.I considera além do peso próprio, um carregamento lateral horizontal, em função das diversas espessuras das lajes.

O cálculo de esforços nas lajes leva-se em relevância o peso próprio mais sobrecarga mínima de $2,44 \text{ kN/m}^2$.

Em vigas, o cálculo das pressões laterais segue os mesmos critérios das paredes, e em relação ao dimensionamento do fundo das vigas, recomenda-se o acréscimo de uma força distribuída mínima de $0,74 \text{ kN/m}$.

5.3 CRITÉRIOS PARA CÁLCULO DA PRESSÃO – NORMA DIN

De acordo com Nazar (2007), a norma DIN estabelece que a pressão do concreto fresco deve ser adotada em função da consistência e da velocidade de enchimento (v).

Em situações em que (v) for menor que $0,5 \text{ m/h}$ utiliza-se:

$$v \leq 0,5m/h \Rightarrow P_{\max} = 5v + 21$$

Para a velocidade de enchimento (v) maior que $0,5 \text{ m/h}$, a fórmula é estabelecida de acordo com a consistência do concreto; para tal, o valor da pressão varia de acordo com a velocidade.

Com a adoção de concretos com a massa específica diferente de 25 kN/m^3 , os valores das pressões devem ser corrigidos proporcionalmente por um fator multiplicador $f = \gamma_c/25$.

Em casos onde a temperatura seja superior a 15°C a norma alemã permite que se reduza a pressão em 3% para cada $^\circ\text{C}$. Esta ainda recomenda que no uso de aditivos de retardadores de pega, que a pressão seja aumentada, de acordo com a consistência e o início de pega.

A pressão é limitada em $P_{\max} \leq 80 \text{ kN/m}^2$ para muros e $P_{\max} \leq 100 \text{ kN/m}^2$ para pilares.

5.4 CONSIDERAÇÕES SEGUNDO CEB

Ainda segundo Nazar (2007), este comitê prevê que para ações variáveis, o valor varia entre 1,50 kN/m² e 3,50 kN/m², sendo determinado pela circunstância, como nos relata Maranhão (2000).

5.4.1 Carregamento em fôrmas devido à pressão do concreto de acordo com CEB

Em geral, os dados trazidos por este comitê ressalta que os mesmos serão utilizados em casos de concreto fabricados com cimento Portland sem aditivos, com densidade de massa de 24 kN/m³, levando-se em consideração três expressões, sendo adotado o menor resultado entre as pressões encontradas em kN/m².

$$P = 24 \times H$$

$$P = 24 kv + 5$$

Esse coeficiente k é um coeficiente que depende do slump e da temperatura do concreto.

Em casos em que a menor dimensão (b) da peça de concreto seja menor ou igual a 500 mm, calcular a pressão também por:

$$P = v \frac{b}{10} + 15$$

Quando a altura de lançamento for maior ou igual a 2 m, a pressão deve ser aumentada em 10 kN/m².

5.5 ESTUDO RELEVANTE CONSIDERANDO NORMAS ESPECÍFICAS

Maranhão (2000), no intuito de investigar a real pressão que o concreto exerce na parede das fôrmas, realizou experimentos in loco no conjunto de fôrmas de uma estrutura de concreto armado em uma construção. Comparou com os resultados teóricos, realizados de acordo com alguns métodos para o cálculo da pressão lateral do concreto, que são eles:

- Método do CEB;

- Método do ACI-347;
- Método da DIN 18218;
- Método da Teoria do Empuxo de Materiais Sólidos.

No estudo, os ensaios para a determinação da pressão lateral que o concreto exerce nas fôrmas, foram realizados utilizando-se extensômetros elétricos colados na superfície das barras de aço (tensores), para determinação das deformações locais. O pilar com 240 cm foi preenchido com concreto na temperatura de 15 °C, na velocidade de enchimento de 32 m/h. A profundidade de imersão do vibrador foi igual a 0,5 m, com altura de lançamento maior que 2 m e abatimento do concreto de 60 mm. No preparo do concreto não foram usadas escórias ou resíduos finos;

O gráfico da Figura 39 confronta os valores experimentais com os valores numéricos dos métodos estudados.

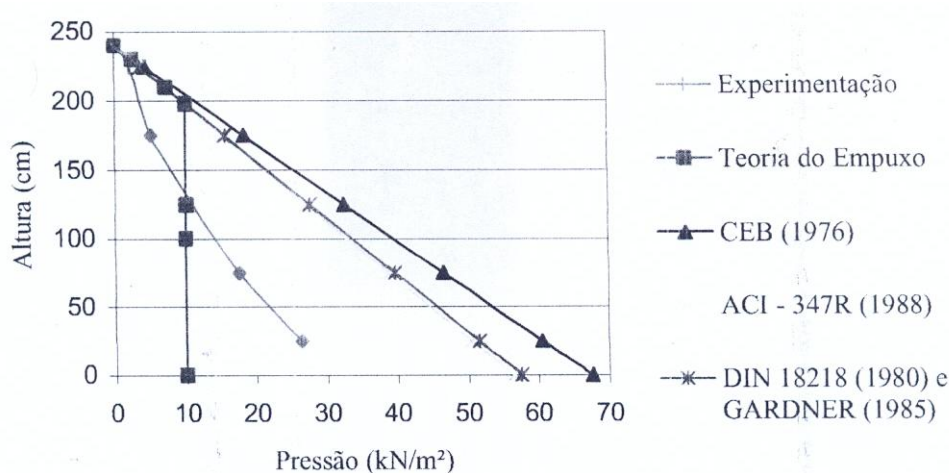


Figura 39 – Gráfico comparativo dos valores das pressões teóricas e experimental. Fonte: Maranhão (2000)

Conforme pode ser observado nesse gráfico, o valor da pressão exercida pelo concreto nas fôrmas, de acordo com o experimento foi de $Q_c = 27,24 \text{ kN/m}^2$.

Ainda segundo este pesquisador, os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento do concreto fresco são os de Coulomb e de Mohr dado pela expressão:

$$Q_C = (1 - \sin \theta) \cdot \lambda_c \text{ ou } Q_C = K_0 \cdot \gamma_C \cdot h \quad (\text{kN/m}^2) \quad (1)$$

Sendo:

γ_c o peso específico do concreto, igual a 24 kN/m³;

h a altura do nível do concreto;

ϕ o ângulo de atrito interno do concreto fresco;

K_0 o coeficiente de empuxo em repouso.

O gráfico da Figura 40 mostra a linearização da curva experimental através do Método dos Mínimos Quadrados, para que se possa determinar o valor do coeficiente de empuxo K experimentalmente.

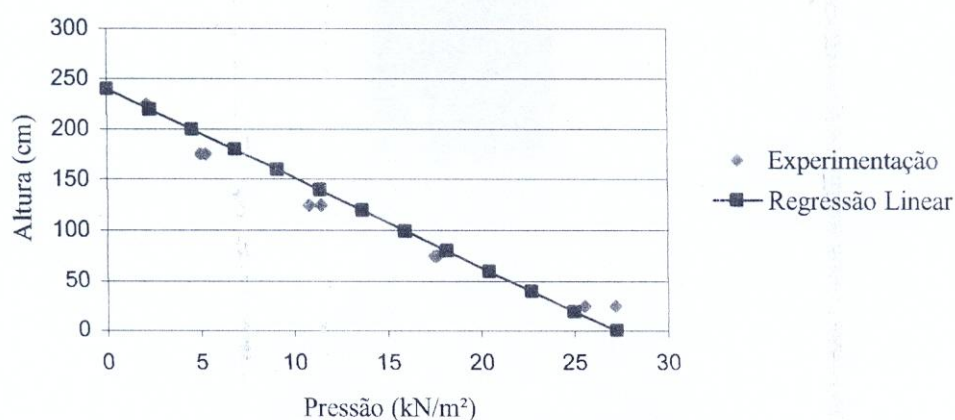


Figura 40 - Gráfico com a linearização da curva experimental. Fonte: Maranhão (2000)

O valor experimental obtido para o coeficiente de empuxo K através da regressão linear foi 0,47 ($Q_c = 27,24 \text{ kN/m}^2$), o que dá ao concreto, um ângulo de atrito interno ϕ igual a 32°.

Através da linearização da curva experimental feita, que se aproximou bastante dos resultados teóricos, encontra-se o valor de K e por meio da expressão anterior encontra-se que o valor do ângulo de atrito interno ϕ é igual a 32°. Para tal valor encontrado o autor ainda enfatiza que o resultado entra no padrão proposto pela literatura.

5.6 CONSIDERAÇÕES ACERCA DE NORMAS ESPECIALIZADAS

Por predominar peças de madeira no sistema de fôrmas e escoramentos, tem-se a ABNT NBR 7190:1997 como referência das publicações editadas até 2009, quando surgiu a ABNT NBR 15696:2009. A ABNT NBR 7190:1997 traz em seu contexto considerações somente quanto ao dimensionamento da estrutura, como por exemplo, combinações de ações, coeficientes para majoração dessas ações, minoração das resistências, verificação de

peças, porém a mesma não recomenda a estimativa de ações específicas para o caso de fôrmas e escoramentos, não recomendando, por exemplo, um critério a ser adotado para o cálculo da pressão do concreto.

Considerando a normatização específica de madeiras, para estruturas confeccionadas a partir deste material, esta norma traz como ponto de extrema importância as recomendações quanto à execução do sistema, recomendações estas que garantem uma boa execução do sistema.

O American Concrete Institute (ACI) não faz recomendações sobre o dimensionamento, porém coloca como ponto relevante, cálculos para estimar a pressão do concreto. Para tal, indica n variáveis, dentre elas temperatura, velocidade de enchimento, e adota o peso específico igual a 24 kN/m^3 .

A norma alemã (DIN) traz como ponto relevante os principais fatores influentes na pressão do concreto, diferentemente da norma brasileira; possibilita que se reduza a pressão em situações em que a temperatura do concreto for superior a 15°C (valor relevado somente por esta norma); para peso específico do concreto adota 25 kN/m^3 .

O comitê Europeu coloca três pontos importantes: a velocidade de enchimento, a consistência e a temperatura do concreto; para peso específico do concreto o valor adotado é 24 kN/m^3 .

Um fator comum às normatizações estrangeiras e à norma brasileira, é que todos limitam a pressão máxima à altura (h) pela densidade (γ_{conc}), ou seja, $\gamma_{\text{conc}} \times h$.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES SOBRE ABNT NBR 15696:2009 – COMPARAÇÃO COM PROCEDIMENTOS CONVENCIONAIS

6.1 PROJETO E DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS PROVISÓRIAS DE FÔRMAS E ESCORAMENTOS

A ABNT NBR 15696:2009 (Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos), especifica que o sistema de fôrmas e escoramentos deve ser projetado e construído obedecendo à sua Seção 6 e às prescrições das ABNT NBR 7190:1997 e ABNT NBR 8800, quando se tratar de estruturas de madeira ou metálicas, respectivamente.

Em caso de uso de outro material, utilizar a norma correspondente.

6.2 REQUISITOS PARA OS PROJETOS

A norma propõe que vários critérios e requisitos devem ser seguidos em relação à etapa de fôrmas e escoramentos em uma obra. Dentre estes podemos destacar: detalhamento das solicitações e seus respectivos equipamentos, detalhando especificamente os componentes e local em que se situarão; discriminar através de plantas e cortes o projeto, o peso de toda estrutura e de suas partes separadamente, outras ações subjacentes de peças acessórias que estiverem em contato com o concreto, dentre outros tópicos.

Com o objetivo de tratar de forma prática as recomendações sugeridas pela norma ABNT NBR 15696:2009, será apresentado, a seguir, um exemplo de cálculo de um projeto de fôrmas e escoramentos de uma laje para um reservatório, mostrado na Figura 41. Escolheu-se este exemplo para permitir a comparação com o apresentado por Calil et al. (2007), no

qual foi detalhado o cálculo de fôrmas e escoramentos com base nas considerações da ABNT NBR 7190:1997.

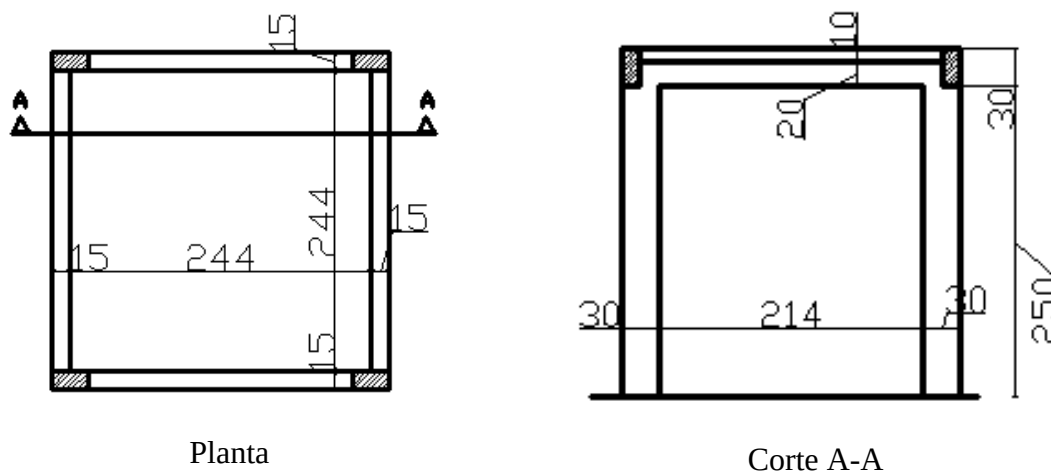


Figura 41 – Dimensões das peças usadas no exemplo de cálculo. Fonte: Calil et al. (2007)

6.3 DETALHAMENTO DO EXEMPLO DE CÁLCULO

Foi considerado um concreto de $f_{ck} = 20$ MPa e peso específico $\gamma_{conc} = 25$ kN/m³. Madeira maciça da classe C25 (conífera), que de acordo com ABNT NBR 7190:1997 corresponde à densidade aparente de 5,50 kN/m³ e $E_{C0m} = 850$ kN/cm².

As informações sobre a chapa de madeira compensada são visualizadas na Tabela 9.

Tabela 9 – Informações do fabricante sobre a chapa de madeira compensada. Fonte: Catálogo Madeirit apud Calil et al. (2007)

Espessura Normal (mm) / Número de Lâminas	12/09
Tensão de Ruptura à flexão – σ_{rup} = (kgf/cm ²)	// 650,36 ⊥ 401,12
Tensão admissível à flexão – σ_{rup} = (kgf/cm ²)	// 180,02 ⊥ 100,92
Módulo de elasticidade à flexão – E (kgf/cm ²)	// 87156 ⊥ 41080
Bitola Média para efeito de cálculo (mm)	12,00
Tolerância (mm)	0,50
Módulo de Resistência em 1 cm ² - W (cm ³)	0,240
Módulo de Inércia em 1 cm ² - I (cm ⁴)	0,144

As informações sobre a madeira compensada em forma de chapas de 122 cm × 244 cm, de espessura 12 mm, foi obtida a partir do catálogo do fabricante que indica o peso específico de $\rho_{comp} = 5,5 \text{ kN/m}^3$ e resistência média obtida em ensaios $f_{c,m,comp} = 3 \text{ kN/cm}^2$, módulo de elasticidade à flexão $E=871,56 \text{ kN/cm}^2$ (paralela às fibras) e $E=410,80 \text{ kN/cm}^2$ (perpendicular às fibras).

As solicitações consideradas são: peso próprio dos elementos da estrutura de fôrmas e escoramentos, peso de todos os elementos de concreto e sobrecarga mínima de $2,0 \text{ kN/m}^2$. A ABNT NBR 15696:2009 prescreve que a solicitação estática total não pode ser inferior a $4,0 \text{ kN/m}^2$. Outro dado importante que a norma traz é que o cálculo deve ser realizado pelo método dos estados limites.

Como sobrecarga será adotado o valor $q_{circ} = 2 \text{ kN/m}^2$ para verificação do Estado Limite Último e $q_{circ} = 1 \text{ kN/m}^2$ para o Estado Limite de Utilização.

$$q_{vib} = (10\%) g_c$$

Tal valor (q_{vib}) foi adotado, pois quando o lançamento ultrapassar 20 cm de altura do nível acabado, de acordo com a ABNT NBR 15696:2009, deve-se levar em conta ações adicionais. Como não há um meio de garantir que na execução o concreto não será lançado a uma altura maior, considera-se esta sobrecarga adicional.

6.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Usualmente, o peso próprio é considerado como uma ação permanente. No entanto, a Seção 4.3.1 da ABNT NBR 15696:2009 indica que embora este sistema seja de caráter provisório, as combinações de carregamento serão consideradas como combinações normais, admitindo-se o peso próprio como ação variável. Este conceito também é enfatizado por Calil et al. (2007). O autor complementa que o peso próprio da fôrma e o peso próprio do concreto também são variáveis, pois estas estruturas são provisórias no processo construtivo.

Para o exemplo em questão, têm-se as seguintes solicitações:

- Peso do concreto armado: $q_{conc} = \gamma_{conc} \times h_{laje} = 25 \times 0,10 = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio da chapa: $q_{comp} = \gamma_{comp} \times e = 5,5 \times 0,012 = 0,07 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga (circulação): $q_{circ} = 2,00 \text{ kN/m}^2$ (valor mínimo proposto)
- Sobrecarga (vibração e impacto): $q_{vi} = (10 \%) q_{conc} = 0,1 \times 2,50 = 0,25 \text{ kN/m}^2$

6.5 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

A norma estabelece que u_{total} é a máxima flecha, calculada com a ação de peso próprio do concreto e sobrecarga de $1,0 \text{ kN/m}^2$, ressaltando que não há coeficiente de segurança e deve atender à condição: $u_{total} \leq u_{lim}$. A máxima flecha (deformação limite) é dada por:

$$u_{lim} = 1 + \frac{L}{500} \text{ (em milímetros)}$$

onde L é a distância entre os apoios.

Para o exemplo: $F_{d,uti} = 2,5 + 1,0 = 3,5 \text{ kN/m}^2$

6.6 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Como já dito, a recomendação proposta é que mesmo as fôrmas e os escoramentos sejam estruturas provisórias, as combinações de ações a serem consideradas devem ser provenientes de combinações normais variáveis, dadas por:

$$F_d = \gamma_q \left[q_{Q1,k} + \sum_{j=2}^m \Psi_{0j,ef} q_{Qj,k} \right]$$

Os coeficientes de majoração do carregamento são indicados como sendo iguais a: $\gamma_q = 1,4$ e $\Psi_{0j,ef} = 1,0$. Simplificadamente a expressão torna-se igual a:

$$F_d = 1,4 \times \sum F_{qj,k}$$

Para o exemplo proposto:

$$F_d = 1,4 \times \sum F_{qj,k} = 1,4 \times [2,5 + 0,07 + 2 + 0,25] = 6,748 \text{ kN} / \text{m}^2$$

(valor $\geq 4,0 \text{ kN/m}^2$ como recomenda a norma)

A resistência de cálculo da madeira é obtida através de:

$$f_d = k_{\text{mod}} \times \frac{f_k}{\gamma_w}$$

Para $k_{\text{mod}} = k_{\text{mod}1} \times k_{\text{mod}2} \times k_{\text{mod}3}$ (Coeficiente de modificação da madeira)

Sendo que estes valores são recomendados pela nova norma como:

$$k_{\text{mod}1} = 0,9$$

$$k_{\text{mod}2} = 0,8 \text{ (madeira maciça) e } 1,0 \text{ (madeira industrializada)}$$

$$k_{\text{mod}3} = 0,8$$

Para madeira maciça o valor de k_{mod} será:

$$k_{\text{mod}} = 0,9 \times 0,8 \times 0,8 = 0,58$$

Os coeficientes de ponderação recomendados pela norma são $\gamma_w = 1,4$, para compressão, e $\gamma_w = 1,8$ para tração e cisalhamento.

Em situações em que o material for o aço ou o alumínio, a recomendação é $\gamma_m = 1,1$, e para situações de compressão e flambagem $\gamma_m = 1,5$.

Para o exemplo em questão a resistência média à compressão do compensado fornecida pelo fabricante é igual a $f_{cm,comp} = 3,0 \text{ kN/cm}^2$. De acordo com a ABNT NBR 7190:1997 o valor característico pode ser obtido a partir do valor médio pela aplicação de um redutor igual a 0,7. Então:

$$f_{c,k,comp} = 0,7 \times 3,00 = 2,1 \text{ kN/cm}^2$$

De acordo com a ABNT NBR 15696:2009, a chapa de madeira compensada é classificada como madeira industrializada, tendo como fórmula para obtenção da resistência de cálculo a seguinte:

$$f_d = 0,514 \times f_{ck} \text{ (para o caso de tração e compressão paralela às fibras)}$$

Portanto, $f_{d,comp} = 0,514 \times 2,1 = 1,08 \text{ kN/cm}^2$ (compressão e tração paralela às fibras)

6.7 DETERMINAÇÃO DA DISTÂNCIA ENTRE TRANSVERSINAS

Como a flecha usualmente é o ponto crítico do sistema, então, o cálculo do espaçamento das transversinas é feito inicialmente para a flecha máxima permitida (Estado Limite de Utilização). Posteriormente, verifica-se o Estado Limite Último. As peças serão consideradas como vigas biapoiadas, apesar da continuidade dos elementos envolvidos.

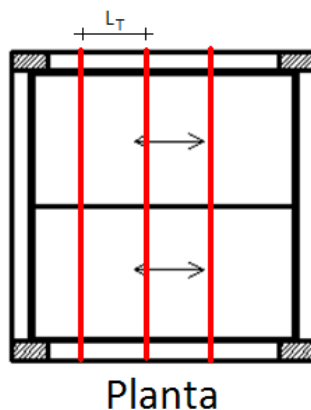
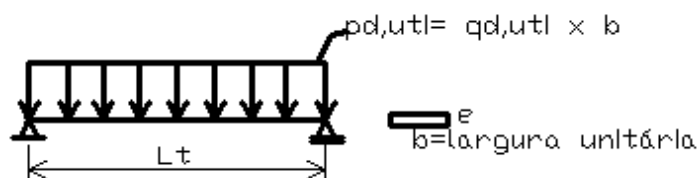


Figura 42 – Distâncias entre transversinas indicadas por L_T

Estado Limite de Utilização:



$$u_{total} = \frac{5 \times p_{d,util} \times L_T^4}{384 \times E \times I} \leq u_{lim}$$

$$u_{total} = \frac{5 \times p_{d,util} \times L_T^4}{384 \times E \times I} \leq 1mm + \frac{L_T}{500}$$

$$I = \frac{b \times e^3}{12}$$

$$u_{total} = \frac{5 \times 3,5 \times 10^{-4} \times L_T^4 \times b \times 12}{384 \times 871,56 \times (1,2)^3 \times b} \leq 0,1 + \frac{L_T}{500}$$

$$L_T = 48cm$$

Para tal cálculo, a quantidade de transversinas será:

$$Esp. = \frac{244}{48} = 5,08 \text{ (aproximadamente 6 espaços)}$$

$$Dist. = \frac{244}{6} = 40,7 \text{ cm} \quad (5 \text{ transversinas}) - \text{ver Figura 43}$$

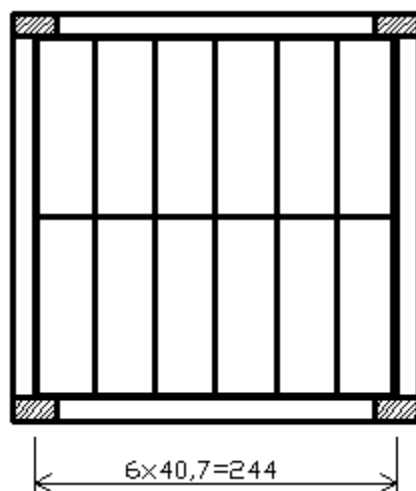
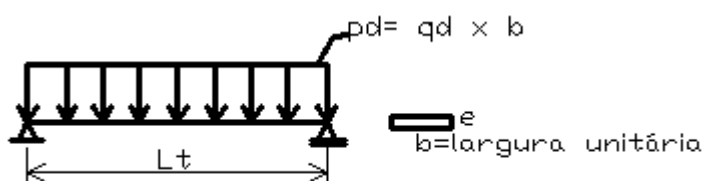


Figura 43 – Distâncias entre transversinas

Verificação do Estado Limite Último



$$p_d = 6,748 \times 10^{-4} \times b \quad \text{unidades : } kN/cm$$

$$M = \frac{p_d \times L^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M}{I} \times \frac{e}{2}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{\frac{q_d \times b \times L_T^2}{8}}{\frac{b \times e^3}{12}} \times \frac{e}{2}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{6,748 \times 10^{-4} \times (40,7)^2 \times 3}{4 \times (1,2)^2}$$

$$\sigma_{Md} = 0,582 \text{ kN/cm}^2 \leq f_{c,d,comp} = 1,08 \text{ kN/cm}^2$$

Como as dimensões da laje são pequenas, não haverá a utilização de longarinas para apoiar as transversinas, então será feito na sequência o cálculo do espaçamento entre os pontaletes. Caso fosse considerada a existência de longarinas, seria necessário definir a solicitação sobre as transversinas para a qual seria definido o máximo vão que representaria a distância entre as longarinas, semelhante ao cálculo do espaçamento entre transversinas.

6.8 CÁLCULO DE ESPAÇAMENTO ENTRE PONTALETES

Para o cálculo do espaçamento entre pontaletes, levam-se em consideração as transversinas como vigas, semelhante ao cálculo do espaçamento entre as transversinas. Neste caso é necessário definir a solicitação sobre as transversinas para a qual será definido o máximo vão que representará a distância entre pontaletes. Esta solicitação será feita pela área de influência como indicado na Figura 44.

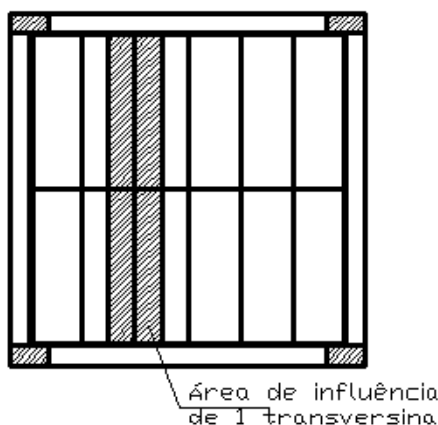
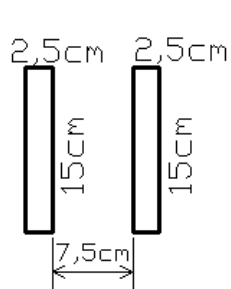


Figura 44 – Área de influência de uma transversina

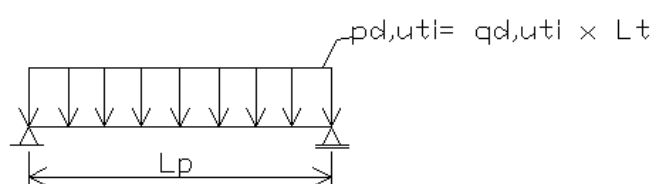
Para tal, será adotado como transversinas, 2 sarrafos de 2,5 cm × 15 cm, espaçados de 7,5 cm, com sua maior dimensão na vertical, como adotado no exemplo de Calil et al. (2007).



$$A = 2 \times 2,5 \times 15 = 75 \text{ cm}^2$$

$$I = 2 \times \frac{b \times h^3}{12} = 2 \times \frac{2,5 \times 15^3}{12} = 1406,25 \text{ cm}^4$$

Estado Limite de Utilização:

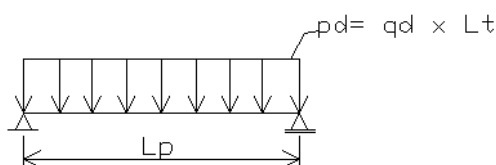


$$u_{total} = \frac{5 \times p_{d,util} \times L_p^4}{384 \times E_{c25} \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{L}{500}$$

$$u_{total} = \frac{5 \times (3,5 \times 10^{-4} \times 40,7) L_p^4}{384 \times 850 \times 1406,25} \leq 0,1 + \frac{L}{500}$$

$$L_p = 249 \text{ cm}$$

Verificação do Estado Limite Último:



$$p_d = q_d \times L_T$$

$$p_d = 6,748 \times 10^{-4} \times 40,7 = 0,0275 \text{ kN/cm}$$

$$M_d = \frac{P_d \times L_p^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{P_d \times L_p^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{0,0275 \times (249)^2 \times 7,5}{8 \times 1406,25} = 1,14 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

A recomendação para o cálculo do coeficiente de modificação para estruturas de fôrmas e escoramentos é: $k_{mod,1} = 0,9$; $k_{mod,2} = 0,8$ e $k_{mod,3} = 0,8$

$$k_{mod} = 0,9 \times 0,8 \times 0,8 = 0,58$$

De acordo com a norma, $f_d = 0,411 \times f_{ck}$, ou

$$f_{c0,d,C25} = k_{mod} \times \frac{f_{c0,k,C25}}{\gamma_w} = 0,58 \times \frac{2,5}{1,4} = 1,04 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Como, $\sigma_{Md} > f_{c0,d}$, o espaçamento calculado para a flecha limite não foi o suficiente, pois com este se atinge o Estado Limite Último, portanto, com a resistência de cálculo $f_{c0,d,C25}$, será encontrado o espaçamento necessário para que este Estado não seja atingido.

$$\frac{0,0275 \times (L_p)^2 \times 7,5}{8 \times 1406,25} \leq f_{c0,d,C25}$$

$$\frac{0,0275 \times (L_p)^2 \times 7,5}{8 \times 1406,25} \leq 1,04$$

$$L_p \leq 238,17 \text{ cm}$$

Como a laje tem a dimensão de 244 cm e as transversinas também, adota-se o espaçamento de 122 cm (transversinas apoiadas no meio do vão) – Figura 45. Lembrando que nas extremidades as transversinas já são apoiadas nas guias fixadas nos garfos.

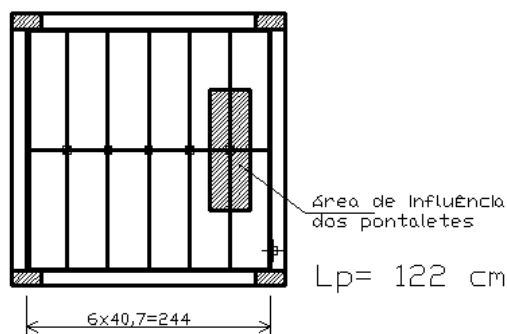


Figura 45 – Posicionamento de transversinas e área de influência de pontaletes

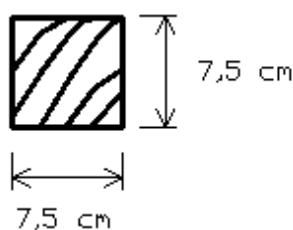
6.9 VERIFICAÇÃO DOS PONTALETES

Com o espaçamento dos pontaletes, pode-se verificar a força aplicada em cada um deles.

A norma recomenda que a verificação da flambagem nos postes de escoramento deve ser feita segundo normas específicas para o material escolhido, sendo que para a madeira a ABNT NBR 7190 e para o aço ABNT NBR 8800. Como, no exemplo, escolhemos a madeira, esta verificação será feita conforme a ABNT NBR 7190.

$$\text{Ações: Força} = A_{\text{influência}} \times q_d = 122 \times 40,7 \times 6,748 \times 10^{-4} = 3,351 \text{ kN}$$

Adotando caibros de $7,5 \text{ cm} \times 7,5 \text{ cm}$



$$A = 7,5 \times 7,5 = 56,25 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{7,5 \times (7,5)^3}{12} = 263,67 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{263,67}{56,25}} = 2,165 \text{ cm}$$

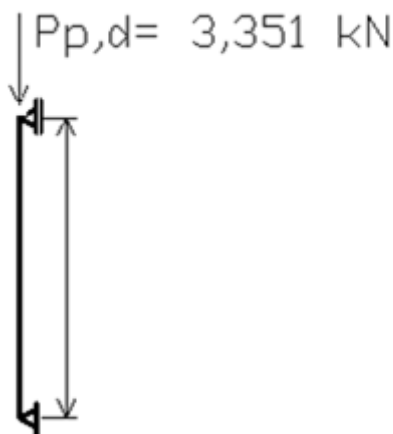
$$L = H_{\text{pé-direito}} - H_{\text{laje}}$$

$$L = 280 - 10 = 270 \text{ m}$$

Segundo a ABNT NBR 7190:1997 o valor de L_0 é $L_0 = L$ (para o caso de barra articulada-

articulada, como no exemplo):
$$\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{270}{2,165} = 124,7$$

E ainda segundo a ABNT NBR7190:1997 a peça é classificada como esbelta ($80 < \lambda \leq 140$) e, sendo assim, a verificação deve ser feita como adiante:



$$F_E = \frac{\pi^2 \times E_{co,m} \times I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \times 850 \times 263,67}{(270)^2} = 30,35 \text{ kN}$$

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c$$

$$e_i = 0 \text{ (não tem momento inicial), mas deve ser } \geq \frac{h}{30} = \frac{7,5}{30} = 0,25$$

$$e_c = 0 \text{ (sendo fôrmas e escoramentos não se tem ações permanentes)}$$

$$e_a = \frac{L_0}{300} \geq \frac{h}{30} = \frac{270}{300} \geq \frac{7,5}{30} = 0,9 \geq 0,25, \text{ portanto } e_a = 0,9$$

$$e_{1,ef} = e_i + e_a + 0 = 0,25 + 0,9 = 1,15$$

$$M_d = N_d \times e_{1,ef} \times \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) = 3,351 \times 1,15 \times \left(\frac{30,35}{30,35 - 3,351} \right) = 4,33 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$\frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{4,33}{263,67} \times \frac{7,5}{2} = 0,06 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} = \frac{3,351}{56,25} = 0,06 \text{ kN/cm}^2$$

Portanto, $\frac{0,06}{1,04} + \frac{0,06}{1,04} = 0,1154 \leq 1$ (uso de apenas 11,54 % da capacidade)

6.10 DIMENSIONAMENTO DAS FÔRMAS E ESCORAMENTOS DAS VIGAS

Será adotado para o escoramento das vigas, peças com o formato de garfos, com dois caibros de 7,5 cm × 7,5 cm, assim como os pontaletes utilizados para escorar as lajes; sendo assim, esses caibros além de suportarem as forças verticais provenientes das vigas, ainda servem de travamento para as faces laterais das fôrmas das vigas – Figura 46.

No cálculo e dimensionamento das fôrmas e escoramentos, é feito o cálculo do espaçamento entre garfos, considerando a rigidez das fôrmas do fundo da viga e também das laterais, que por terem carregamentos, geometrias e rigidez diferentes, requerem espaçamentos entre garfos diferentes, porém adota-se o menor valor para que possa ser adotado somente um espaçamento.

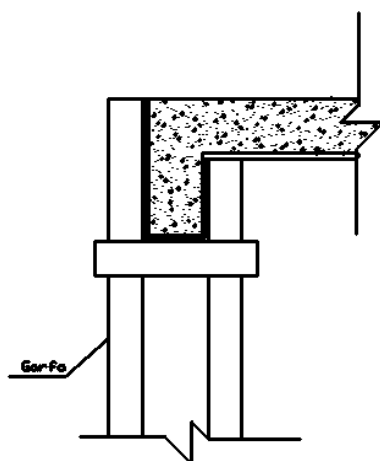


Figura 46 – Detalhe do garfo para apoiar o fundo da viga

q_v – pressão vertical ($q_{v,d}$ e $q_{v,d,uti}$)

Considerando que a norma recomenda que a pressão máxima possível é $P_b = \gamma \times h$, esta será a adotada, e sendo a máxima; nesta situação específica não é necessário levar em consideração a vibração (que no caso seria a da altura total), a temperatura do concreto (que seria de 25°C), a temperatura ambiente (que também seria de 25°C , apesar de comumente ser maior, a norma não permite que se reduza a pressão devido a esse fator), a presença de aditivos (é notório relevar que esse fator influi basicamente na consistência do concreto e no seu tempo de endurecimento, e no caso deste exemplo não há aditivos), a consistência do concreto, o peso específico do concreto (que no exemplo é do tipo normal, ou seja, $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$). Há a recomendação para a consideração destes fatores; no exemplo, será considerada a pressão estabelecida pela norma como sendo a máxima possível e não será levado em conta esses fatores.

Portanto, a pressão a ser considerada é de $P_b = \gamma_{conc} \times h = 25 \times 0,30 = 7,5 \text{ kN/m}^2$.

Caso não se relevasse a pressão máxima, e como parâmetro a seguir fosse o gráfico para encontrar a pressão atuante, para tal, adotar-se-ia um slump de 8 cm a 14 cm, o concreto se enquadraria na classe de consistência C3, a velocidade seria de 5 m/h, a pressão de acordo com o gráfico resultaria em $62,5 \text{ kN/m}^2$ e a altura hidrostática 2,50 m. Conforme pode ser

observado, seria um valor maior do que a norma considera como máximo, ou seja, $P_b = \gamma_{conc} \times h$.

Pressão vertical:

$$q_{v,d,uti} = q_{conc} + \psi_1 \times (q_{vib} + q_{sob})$$

$$q_{vib} = (10\%) q_{conc}$$

Como a norma recomenda que no caso de lançamento do concreto para alturas maiores que 20 cm seja considerado sobrecargas adicionais de lançamento e vibração, e não se pode garantir que na execução o concreto seja lançado a uma altura inferior a essa, considerar-se-á uma sobrecarga adicional q_{vib} , e ainda de acordo com a norma, $\psi_1 = 1,0$ e uma sobrecarga de $q_{sob} = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

Portanto,

$$q_{v,d,uti} = q_{conc} + 1,0 \times (q_{vib} + q_{sob})$$

$$q_{v,d,uti} = 7,5 + 0,75 + 1,0$$

$$q_{v,d,uti} = 9,25 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{v,d} = 1,4 \sum_{j=1}^n F_{qj,k}$$

$$q_{v,d} = 1,4 \times (7,5 + 0,75 + 2,0) \text{ (considerando a sobrecarga mínima segundo a norma)}$$

Estado Limite Último:

$$q_{sob} = 2,0 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_{v,d} = 14,35 \text{ kN/m}^2$$

Para o cálculo da pressão lateral em vigas, é preciso levar-se em consideração o ângulo de atrito interno do concreto que é de $\phi = 15^\circ$, portanto,

$$k = \frac{1 - \sin 15^\circ}{1 + \sin 15^\circ} = 0,6$$

$$q_{h,d,uti} = q_{v,d,uti} \times k$$

$$q_{h,d} = q_{v,d} \times k$$

$$q_{h,d,uti} = 9,25 \times 0,6 = 5,55 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{h,d} = 14,35 \times 0,6 = 8,61 \text{ kN/m}^2$$

Será adotada a seção de fundo da viga como indicado na Figura 47.

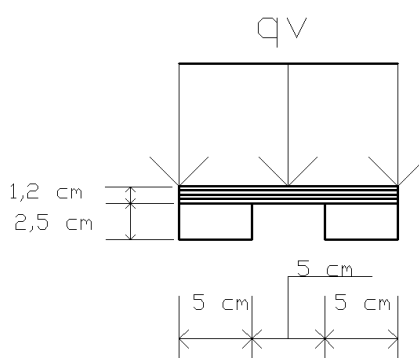


Figura 47 – Seção do fundo da viga

$$p_{v,d,uti} = 9,25 \times 0,15 = 1,39 \text{ kN/m} = 0,0139 \text{ kN/cm}$$

$$p_{v,d} = 14,35 \times 0,15 = 2,153 \text{ kN/m} = 0,02153 \text{ kN/cm}$$

Dados da seção transversal:

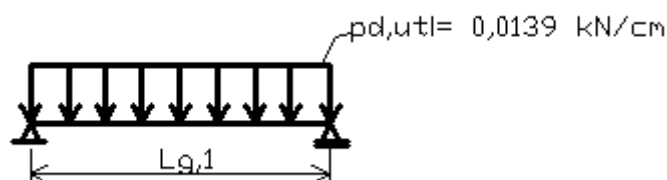
$$y_{C.G.} = \frac{(1,2 \times 15 \times 0,6) + (2 \times 2,5 \times 5 \times 2,45)}{(1,2 \times 15) + (2 \times 2,5 \times 5)} = 1,68 \text{ cm}$$

$$I = \frac{(1,2)^3 \times 15}{12} + 1,2 \times 15 \times (0,6 - 1,68)^2 + 2 \times \left[\frac{5 \times (2,5)^3}{12} + 5 \times 2,5 \times (2,45 - 1,68)^2 \right] = 51 \text{ cm}^4$$

$$E_{comp} = 871,56 \text{ kN/cm}^2; E_{C25} = 850 \text{ kN/cm}^2$$

Estado Limite de Utilização:

Esquema:



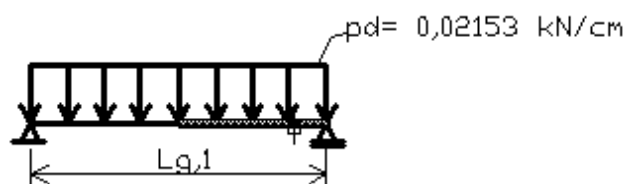
$$u_{total} = \frac{5 \times p_{d,uti} \times L_{G,1}^4}{384 \times E \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{L_{G,1}}{500}$$

$$\frac{5 \times 0,0139 \times L_{G,1}^4}{384 \times 850 \times 51} \leq 0,1 + \frac{L_{G,1}}{500}$$

$$L_{G,1} = 90,5 \text{ cm}$$

Verificação do Estado Limite Último:

Esquema:

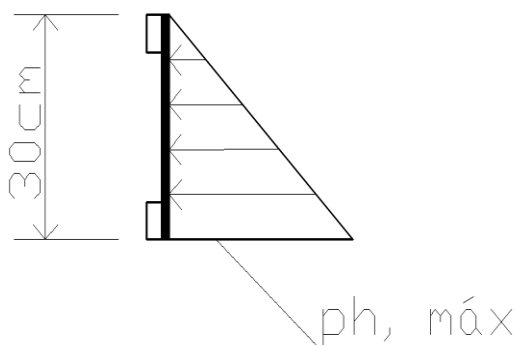


$$M_d = \frac{p_{v,d} \times L_{G,1}^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_{v,d} \times L_{G,1}^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{0,02153 \times L_{G,1}^2}{8 \times 51} \times 1,85 = 0,8 \text{ kN/cm}^2$$

Portanto, $\sigma_{Md} \leq f_{c0,d,comp} \text{ e } f_{c0,d,C25} \text{ OK}$

6.11 ESPAÇAMENTO DOS GARFOS DEVIDO À PRESSÃO LATERAL



$$p_{h,d,uti} = q_{h,d,uti} \times b = 5,55 \times 0,30 = 1,67 \text{ kN/m} = 0,0167 \text{ kN/cm}$$

$$p_{h,d} = q_{h,d} \times b = 8,61 \times 0,30 = 2,58 \text{ kN/m} = 0,0258 \text{ kN/cm}$$

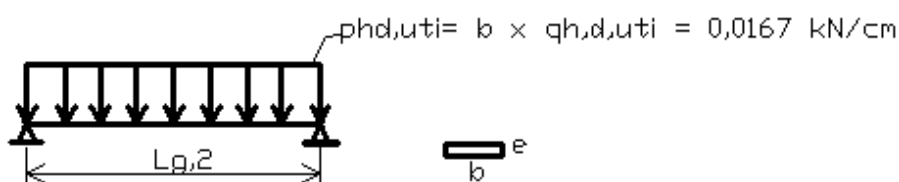
Seção transversal:

$$I = \frac{h \times e^3}{12} = \frac{30 \times (1,2)^3}{12} = 4,32 \text{ cm}^4$$

$$E_{comp} = 871,56 \text{ kN/cm}^2$$

Estado Limite de Utilização

Esquema:



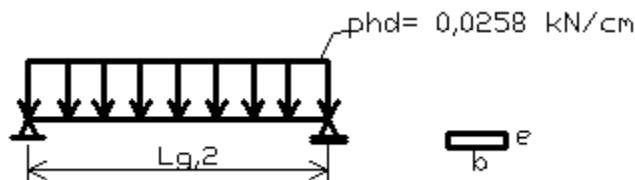
$$u_{total} = \frac{5 \times p_{h,d,uti} \times L_{G,2}^4}{384 \times E_{comp} \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{L_{G,2}}{500}$$

$$\frac{5 \times 0,0167 \times L_{G,2}^4}{384 \times 871,56 \times 4,32} \leq 0,1 + \frac{L_{G,2}}{500}$$

$$L_{G,2} = 42 \text{ cm}$$

Verificação do Estado Limite Último

Esquema:



$$M_d = \frac{p_{h,d} \times L_{G,2}^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_{h,d} \times L_{G,2}^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{0,0258 \times (42)^2 \times 0,6}{8 \times 4,32} = 0,79 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Md} \leq f_{c0,d,comp} \quad (\text{OK})$$

Espaçamento entre garfos adotado: 42 cm.

Como o volume de influência para cada garfo é igual ao espaçamento do garfo (42 cm), multiplicado pela seção transversal da viga 30 cm × 15 cm, ou seja, $V = 0,42 \times 0,30 \times 0,15 = 0,0189 \text{ m}^3$, a força a ser suportada por cada garfo é de $P = 0,0189 \times \gamma_{conc} = 0,473 \text{ kN}$. E como no exemplo foi adotado garfos que contam com 2 caibros iguais aos usados como pontaletes da laje e essa força atuante em cada caibro utilizado para compor os garfos dos escoramentos das vigas é muito menor do que aquela usada para verificar a estabilidade dos pontaletes da laje (que passaram na verificação), os utilizados para o escoramento das vigas também passam na verificação.

6.12 DIMENSIONAMENTO DAS FÔRMAS DOS PILARES

É realizado na primeira parte, o cálculo do espaçamento entre sarrafos e, depois, o cálculo do espaçamento entre tensores.

Considerando que a norma recomenda que a pressão máxima possível é $P_b = \gamma \times h$, e sendo adotada a máxima, não é necessário que se leve em consideração a vibração (que no caso deste exemplo seria a da altura total), a temperatura do concreto (que seria de 25 °C), a temperatura ambiente (que também seria de 25 °C, apesar de comumente ser maior, a norma não permite que se reduza a pressão devido a esse fator), a presença de aditivos (é notório releva que esse fator influi basicamente na consistência do concreto e no seu tempo de endurecimento, neste caso não há aditivos), a consistência do concreto, o peso específico do concreto (que neste exemplo é do tipo normal, ou seja, $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$). Apesar da recomendação de se considerar estes fatores, no exemplo será levando em conta a pressão estabelecida pela norma como sendo a máxima possível, não ponderando esses outros fatores.

Caso a pressão máxima não fosse relevada, e como parâmetro a seguir fosse o gráfico para encontrar a pressão atuante, para tal seria adotado um slump de 8 cm a 14 cm. O concreto se enquadraria na classe de consistência C3 e a velocidade seria de 5 m/h. A pressão de acordo com o gráfico resultaria em 62,5 kN/m² e a altura hidrostática 2,50 m, conforme pode ser observado a seguir. Seria o mesmo valor já adotado e que a norma considera como máximo, $P_b = \gamma_{conc} \times h$.

Como a norma recomenda que, no caso de lançamento do concreto a alturas maiores que 0,20 m, seja considerado sobrecargas adicionais de lançamento e vibração, e não se pode garantir que na execução o concreto seja lançado a uma altura inferior, para tal pondera uma sobrecarga adicional q_{vib} , e ainda de acordo com a norma, $\psi_1 = 1,0$ e uma sobrecarga de $q_{sob} = 1,0 \text{ kN/m}^2$.

Como o pilar é concretado até a altura do fundo da viga, então:

$$H_{pilar} = H_{pé-direito} - H_{viga}$$

$$H_{pilar} = 2,80 - 0,30 = 2,50 \text{ m}$$

$$q_{h,d,conc} = \gamma_{conc} \times h = 25 \times 2,50 = 62,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{h,vib} = (10\%)q_{h,d,conc} = 0,1 \times 62,5 = 6,25 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Portanto:

$$q_{h,d,uti} = q_{h,d,conc} + q_{h,d,vib} + q_{sob} = 62,5 + 6,25 + 1,0 = 69,75 \text{ kN} / \text{m}^2 = 69,75 \times 10^{-4} \text{ kN} / \text{cm}^2$$

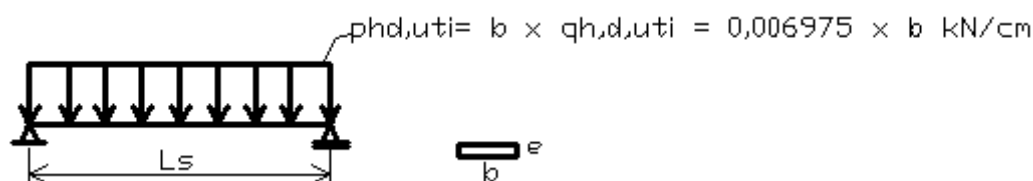
$$q_{h,d} = 1,4 \times (q_{h,d,conc} + q_{h,d,vib} + q_{h,d,sob})$$

Ressaltando-se que, no caso da verificação do Estado Limite Último, a norma recomenda que seja utilizada uma sobrecarga de $2,0 \text{ kN} / \text{m}^2$.

$$q_{h,d} = 1,4 \times (62,5 + 6,25 + 2,0) = 99,05 \text{ kN} / \text{m}^2 = 99,05 \times 10^{-4} \text{ kN} / \text{cm}^2$$

6.13 CÁLCULO DE ESPAÇAMENTO ENTRE SARRAFOS

Esquema



$$u_{total} = \frac{5 \times p_{h,d,uti} \times L_s^4}{384 \times E_{comp} \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{L_s}{500}$$

Neste caso, a chapa de madeira compensada terá flexão perpendicular às fibras, devido ao posicionamento dos sarrafos ser paralelo ao maior comprimento da chapa de compensado. Por isso, deve ser considerado o módulo de elasticidade perpendicular, obtido no catálogo do fabricante. É usado o valor unitário da inércia, ou seja, o módulo de inércia em 1 cm^2 , fornecido pelo fabricante em seu catálogo.

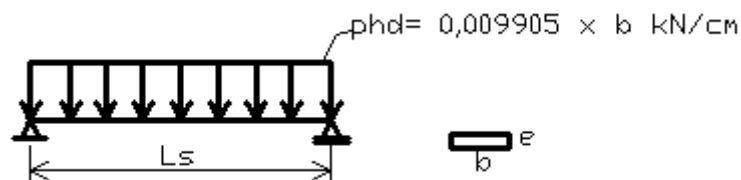
$$\frac{5 \times 69,75 \times 10^{-4} \times L_s^4 \times b}{384 \times 410,80 \times 0,144 \times b} \leq 0,1 + \frac{L_s}{500}$$

$$L_s = 17,2 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

Verificação do Estado Limite Último

Esquema



$$M_d = \frac{p_{h,d} \times L_s^2}{8}$$

$$\sigma_{M_d} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_{h,d} \times L_s^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{99,05 \times 10^{-4} \times b \times L_s^2 \times 0,6}{0,144 \times b \times 8} = 1,491 \text{ kN/cm}^2 > f_{c0,d,comp}$$

Fazendo $\sigma_{M_d} \leq f_{c0,d,comp}$

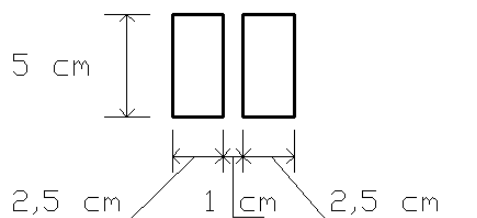
$$\frac{99,05 \times 10^{-4} \times b \times L_s^2 \times 0,6}{0,144 \times b \times 8} \leq 1,08$$

$$L_s \leq 14,47 \text{ cm}$$

Para garantir que a tensão não ultrapasse a resistência, o espaçamento máximo entre sarrafos tem que ser de 14,47 cm, e considerando que o pilar tem dimensões de 15 cm × 30 cm, e que o conjunto de apoio sarrafos/tensores tem 6 cm, o lado menor dos pilares não precisa ter apoio, pois tem dimensão de 15 cm e conta com sarrafos de 2,5 cm × 5,0 cm nas bordas do painel, como o painel de fundo das vigas, ficando o pilar, nessa face, com o compensado sem apoiar apenas em uma faixa de 5 cm, e no lado maior será adotado 3 linhas de apoio sarrafos/tensores, 1 em cada borda e 1 no meio, ficando assim, 12 cm de distância da face externa do apoio no outro apoio, o que é aceitável, pois se considerarmos que a largura de cada apoio tem 6 cm e não é pontual, como se admite teoricamente.

6.14 CÁLCULO DO ESPAÇAMENTO DOS TENSORES

Seção transversal do conjunto de apoio sarrafo/tensor:

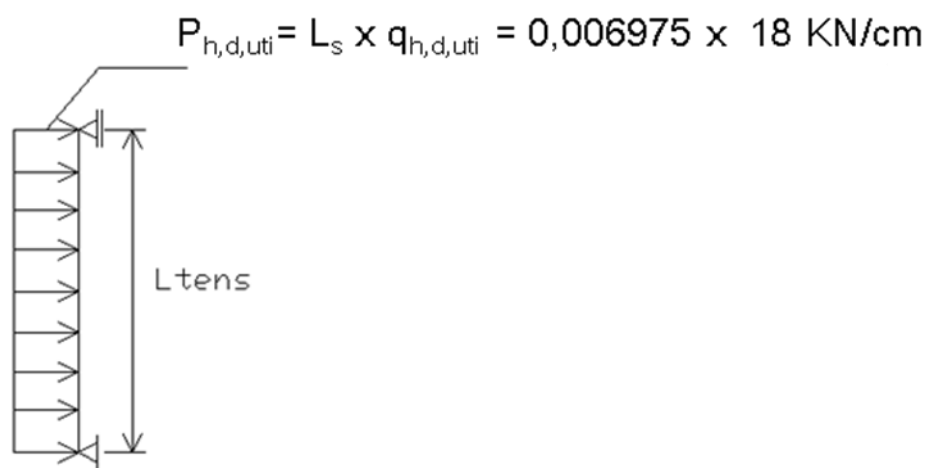


$$I = 2 \times \frac{2,5 \times (5)^3}{12} = 52,1 \text{ cm}^4$$

Considerando que a largura de influência máxima de cada tensor é a distância entre os sarrafos mais a largura do apoio; $12 \text{ cm} + 6 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$.

Estado Limite de Utilização

Esquema:



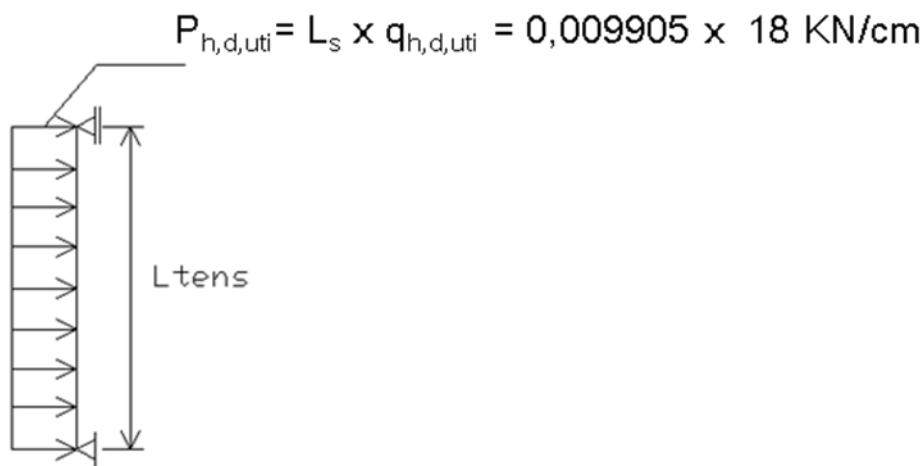
$$u_{total} = \frac{5 \times p_{h,d,uti} \times L_{Tens}^4}{384 \times E_{C25} \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{L_{Tens}}{500}$$

$$\frac{5 \times 69,75 \times 10^{-4} \times 18 \times L_{Tens}^4}{384 \times 850 \times 52,1} \leq 0,1 + \frac{L_{Tens}}{500}$$

$$L_{Tens} = 48 \text{ cm}$$

Verificação do Estado Limite Último

Esquema:



$$M_d = \frac{p_{h,d} \times L_{Tens}^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_{h,d} \times L_{Tens}^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{0,178 \times (48)^2}{52,1 \times 8} \times \frac{5}{2} = 2,46 \text{ kN/cm}^2 > f_{c0,d,C25} = 1,04 \text{ kN/cm}^2$$

Fazendo $\sigma_{Md} \leq f_{c0,d,C25}$

$$\frac{0,178 \times L_{Tens}^2}{52,1 \times 8} \times \frac{5}{2} \leq f_{c0,d,C25}$$

$$\frac{0,178 \times L_{Tens}^2}{52,1 \times 8} \times \frac{5}{2} \leq 1,04$$

$$L_{Tens} \leq 31,21 \text{ cm}$$

$$L_{Tens} = 30 \text{ cm}$$

Adotando $L_{Tens} = 30 \text{ cm}$ $n^\circ \text{ de espaços} = \frac{250}{30} = 8,33 \approx 9 \text{ espaços}$

Portanto, 8 tensores.

6.15 VERIFICAÇÃO DOS TENSORES

Considerando que a área de influência de cada tensor é de no máximo $18\text{ cm} \times \left(30 + \frac{30}{2}\right)\text{ cm} = 810\text{ cm}^2$ (primeiro tensor na parte superior do painel do pilar), e a pressão do concreto sendo de $q_{h,d} = 99,05 \times 10^{-4}\text{ kN/cm}^2$

$$P_{Tens} = 99,05 \times 10^{-4} \times 810 = 8,02\text{ kN}$$

Adotando para o tensor uma barra de aço de $\phi = 10\text{ mm CA-50A}$

$$\sigma_{Tens} = \frac{P_{Tens}}{A_{Tens}} = \frac{8,02}{0,713} = 11,25\text{ kN/cm}^2$$

Sendo o $f_{y,k} = 500\text{ MPa} = 50\text{ kN/cm}^2$, e de acordo com a norma, o coeficiente de ponderação do aço é de $\gamma_m = 1,1$, o valor de cálculo da resistência para o aço passa a ser de

$$f_{y,d} = \frac{50}{1,1} = 45,45\text{ kN/cm}^2.$$

Ainda de acordo com a ABNT NBR 15696:2009, a verificação de tirantes/tensores tem que garantir um coeficiente de segurança igual ou superior a 2,0.

Portanto,
$$\frac{f_{y,d}}{\sigma_{Tens}} \geq 2,0$$

$$\frac{45,45}{11,25} = 4,04 \geq 2,0 \text{ OK}$$

No exemplo, não será adotado o reescoramento ou escoramento remanescente, uma vez que a norma limita que, no caso de se utilizar esse sistema, a distância máxima entre os elementos verticais seja de $2,0\text{ m} \times 2,0\text{ m}$ para os que permanecerem, e a distância entre eles, calculada no exemplo, ficou de $1,22\text{ m}$, com uma linha de escoras somente no meio do vão e, se fossem retirados alguns elementos, esta distância limite seria ultrapassada.

6.16 RECOMENDAÇÕES COMPLEMENTARES

A norma ainda faz recomendações sobre critérios adotados para a escolha dos fornecedores dos equipamentos para fôrmas e escoramentos, escolha dos equipamentos industrializados, em que o fabricante deve fornecer todas as informações necessárias para o cálculo e dimensionamento dos sistemas, informações estas baseadas em normas específicas para cada material, e critérios utilizados para ensaiar equipamentos.

O último parâmetro a ser observado é que todas as informações para o manuseio dos materiais para a montagem do sistema de fôrmas e escoramentos seja repassado, com o objetivo de excluir todas as possibilidades de dúvidas em relação ao trabalho a ser desempenhado. Logo, este parâmetro é desenvolvido na parte prática, através da elaboração de uma lista de materiais necessários para a montagem, que será aqui omitida.

6.17 COMPARAÇÕES ENTRE PROCEDIMENTOS ADOTADOS POR CALIL ET AL. (2007) E PELA ABNT NBR 15696:2009

Para Calil et al. (2007), o dimensionamento das fôrmas e escoramentos de lajes deve seguir um roteiro lógico, resumido em: posicionamento das chapas de madeira compensada; dimensionamento dos espaçamentos entre transversinas; espaçamento entre longarinas, em situações específicas; dimensionamento entre pontaletes; e verificação da estabilidade dos pontaletes.

Este autor, em seu estudo, considerou as medidas para uma laje de dimensões 2,44 m × 2,44 m, com vigas de 15 cm × 30 cm nas bordas da laje e 4 pilares de 15 cm × 30 cm nos vértices, ou seja, os mesmos dados do exemplo feito nesta dissertação, e foram adotados os seguintes materiais:

Concreto: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ e $\gamma_{conc} = 25 \text{ kN/m}^3$

Madeira: maciça classe C25: $\rho_{c25} = 5,5 \text{ kN/m}^3$ e $E_{C25} = 850 \text{ kN/cm}^2$

Madeira: compensada 12 mm (122 cm × 244 cm) $\rho_{comp} = 5,5 \text{ kN/m}^3$ e $f_{c,m,comp} = 3,00 \text{ kN/cm}^2$.

Para o dimensionamento das fôrmas da laje foi desprezado o peso próprio das chapas, pois são de pequena magnitude, diferenciando do exemplo dimensionado neste trabalho, no qual o peso próprio é considerado.

A sobrecarga inclui os efeitos de circulação de $2,0 \text{ kN/m}^2$, valor adotado também no cálculo desta dissertação (para combinações de estado limite último). Já para estado limite de utilização a sobrecarga utilizada é de $1,0 \text{ kN/m}^2$, como prescrito na ABNT NBR 15696:2009, enquanto Calil et al. (2007) utiliza o mesmo valor de $2,0 \text{ kN/m}^2$ para os dois estados limites.

Para as combinações de ações, utilizam-se as de construção adotando-se: $\gamma_q = 1,2$ e $\psi_0 = 0,7$ (no Estado Limite Último) e $\psi_1 = 0,6$ (Estado Limite de Utilização), diferenciando do exemplo proposto nesta dissertação que segue as recomendações da ABNT NBR 15696:2009, onde os valores são $\gamma_q = 1,4$ e $\psi_0 = 1,0$ (Estado Limite Último) e, para Estado Limite de Utilização, as ações sejam tomadas somente com o peso próprio do concreto com mais uma sobrecarga de $1,0 \text{ kN/m}^2$, sem coeficiente de segurança.

A flecha limite é calculada através de $L/500$, enquanto que norma editada em 2009 propõe que, para flecha limite, o cálculo seja estabelecido através de $1+L/500$ (mm), o que é utilizado nesta dissertação; esta alteração resulta em uma flecha maior.

Os coeficientes de modificação da madeira são os mesmos tanto para o trabalho proposto em 2001, quanto para esta dissertação, com base na nova norma publicada em 2009, sendo estes:

$$k_{\text{mod}1} = 0,9 \text{ (carregamento de curta duração)}$$

$$k_{\text{mod}2} = 0,8 \text{ (classe de umidade 4 } U \geq 85 \% \text{ fôrmas)}$$

$$k_{\text{mod}3} = 0,8 \text{ (sem prévia classificação das peças)}$$

Ambos os trabalhos adotam o mesmo valor de coeficiente de modificação para madeira maciça; já para a chapa de madeira compensada, que na norma nova é classificada como madeira industrializada, os dois exemplos se diferenciam neste ponto, pois de acordo com ABNT NBR 15696:2009 o valor de $K_{\text{mod}2} = 1,0$, e em Calil et al. (2007) continua sendo

$K_{mod2}=0,8$, resultando em um coeficiente de modificação diferente, permitindo a consideração da resistência da chapa de compensado um pouco maior, quando do uso da nova norma.

Os coeficientes de minoração das resistências são iguais, sendo estes $\gamma_w = 1,4$ (compressão paralela às fibras).

No cálculo do espaçamento entre as transversinas, os dois exemplos consideram vigas bi-apoiadas, porém o espaçamento encontrado por Calil et al. (2007) é 37,3 cm, e o encontrado no cálculo nesta dissertação é 48 cm. Esta diferença é devida ao fato de a norma recomendar o uso da flecha limite de, $L/500 + 1$ mm, e também porque de acordo com a nova norma, o carregamento ficou menor. Isso pode ser evidenciado nos dois exemplos em que o fator limitante foi o Estado Limite de Utilização e quando verificados no Estado Limite Último, no qual o exemplo proposto por esta dissertação embasado pela ABNT NBR 15696:2009 tenha um carregamento maior, adotados os mesmos espaçamentos, ou seja, distância entre apoios (devido ao tamanho da chapa de compensado ser do mesmo tamanho 244 cm, para a distribuição das transversinas achou-se o mesmo espaçamento) de 40,7 cm. No exemplo atual, a tensão se aproxima mais da resistência.

No dimensionamento do espaçamento entre os pontaletes, assim como para as transversinas, são considerados vigas bi-apoiadas, com suas respectivas áreas de influência, que são iguais (distância entre as transversinas iguais), pois os espaçamentos adotados para as transversinas são iguais, e a seção das transversinas para ambos são adotadas, 02 sarrafos de 2,5 cm $\times$ 15 cm, com o lado maior na vertical.

Com isso, Calil et al. (2007) encontra que o espaçamento entre os pontaletes deve ser de 230 cm e como a laje tem 244 cm de vão, para tal, os autores adotam uma linha de pontaletes no meio do vão com espaçamento de 122 cm.

Já a atual dissertação traz que o espaçamento encontrado é de 249 cm, diferença devida ao carregamento calculado no exemplo atual ser menor (os outros autores fazem uma combinação de construção também para o Estado Limite de Utilização). Neste exemplo, de acordo com a norma, é considerado apenas o peso próprio do concreto com uma sobrecarga de 1,0 kN/m² sem coeficientes de segurança), e também pela norma permitir que a flecha seja um pouco maior ($1+L/500$). No entanto, na verificação do Estado Limite

Último, o exemplo proposto por eles não atingiu o Estado Limite, portanto passou na verificação; já este atual estudo não passou na verificação, porque pela recomendação da norma, o carregamento utilizado, para verificação deste Estado, ficou maior que o carregamento utilizado por Calil et al. (2007), e com um espaçamento/vão maior encontrado (249 cm), o exemplo que segue as recomendações propostas em 2009 atinge esse Estado Limite. Então, após garantido que a tensão não ultrapasse esse estado, o espaçamento encontrado foi de 238,17 cm valor ainda maior do que o proposto pelos autores, este valor ainda fica maior pois para Calil et al. (2007), o fator limitante é a flecha que é menor do que a permitida pela norma editada em 2009, não atingindo assim, o Estado Limite Último, e neste exemplo, como o fator limitante é este Estado, a tensão é limitada pela tensão deste.

Contudo, para os dois exemplos é adotada uma linha de pontaletes no meio do vão; como o vão da laje é de 244 cm, considera-se uma linha de escoramentos no meio, ou seja, um espaçamento de 122 cm.

Na verificação da estabilidade dos pontaletes, os autores adotam os parâmetros da ABNT NBR 7190:1997 e adotam-se como pontaletes caibros de 7,5 cm × 7,5 cm, com altura de 270 cm. Como a ABNT NBR 15696:2009 prevê que os escoramentos sejam verificados quanto à flambagem, casos estes sejam de madeira, a recomendação é que se siga a norma ABNT NBR 7190:1997, pois deve-se adotar parâmetros propostos pela norma de madeira. Para os dois exemplos estudados, as peças se enquadram como esbeltas, e em ambas as situações, passam na verificação.

É válido ressaltar que as alturas dos postes de escoramentos, a seção e a área de influência dos pontaletes (122 cm × 40,7 cm) são as mesmas, pois o espaçamento entre transversinas e pontaletes é o mesmo.

Como o carregamento utilizado na verificação é o do Estado Limite Último, que neste exemplo é maior, o exemplo realizado neste estudo ficou mais próximo do limite.

As vigas nos dois exemplos, em relação aos painéis das laterais e do fundo das vigas, são considerados como independentes e são adotados garfos, pois além de apoiarem o fundo, travam as laterais das vigas.

A diferença para vigas, entre os exemplos, é que nas combinações de ações os pesquisadores em 2007 utilizam combinações de construção com seus respectivos coeficientes e agora se utiliza somente a ação proveniente do concreto e uma ação devido à vibração deste. No exemplo proposto nesta pesquisa concordando com a nova norma há a inclusão de uma sobrecarga de 2,0 kN/m² para Estado Limite Último e sobrecarga de 1,0 kN/m² com peso próprio do concreto para Estado Limite de Utilização, sem coeficiente de segurança neste último.

A pressão vertical nas vigas é calculada em ambos os exemplos e, posteriormente, através do coeficiente de empuxo lateral do concreto, calcula-se a pressão horizontal. A diferença é que Calil et al. (2007) considera como pressão atuante não a máxima (correspondente à altura total $\gamma \times h$) e, sim, a correspondente à $\frac{2}{3}$ da altura. Como na ABNT NBR 15696:2009 não faz consideração sobre este ponto, adotou-se neste estudo a pressão máxima correspondente à altura total.

Como painel de fundo da viga, as seções adotadas são as mesmas com sarrafos de 2,5 cm × 5 cm nas bordas do painel, estabelecendo assim características geométricas idênticas.

Nos dois exemplos realiza-se a verificação do espaçamento entre garfos para a pressão no fundo da viga e na lateral da viga, adotando-se o menor valor, e em ambos os estudos adotam-se o esquema estático de vigas bi-apoiadas.

Por eles, ainda há a realização da combinação de construção, porém Calil et al. (2007) não utilizam a sobrecarga para os carregamentos, e tanto para Estado Limite de Utilização, quanto para Estado Limite Último, os carregamentos ficam menores do que os deste exemplo, tanto para pressão vertical, quanto para pressão horizontal, este último onde os autores ainda utilizam o valor da pressão a $\frac{2}{3}$ da altura.

Mesmo com carregamentos menores, devido à pressão no fundo da viga, o estudo proposto em 2001 encontrou que os garfos devem ficar espaçados no máximo de 81,5 cm, enquanto que no estudo atual este espaçamento é de 90,5 cm.

No exemplo aqui avaliado, em que são consideradas ações maiores, o espaçamento pode ser maior, fato explicado pela flecha limite, pois ainda que a alteração seja de 1 mm, uma vez que o fator limitante foi o Estado Limite de Utilização, passando em ambos exemplos

na verificação através do Estado Limite Último, mesmo porque a tensão calculada pelos autores nesta verificação se encontra mais distante da tensão limite para este estado.

Já para espaçamento entre garfos devido à pressão lateral, o primeiro estudo realizado encontrou 39 cm, já o novo estudo traz 42 cm, diferente também devido à diferença na consideração da flecha limite, pois o fator limitante foi o Estado Limite de Utilização.

O dimensionamento das fôrmas dos pilares traz como principal diferença, a utilização da fórmula de Janssen para cálculo da pressão do concreto, realizando também as combinações de ações de construção e não levando em consideração as sobrecargas, somente o efeito do concreto e da vibração do mesmo, Calil et al. (2007). Já para o outro exemplo, as combinações contam com as sobrecargas recomendadas pela ABNT NBR 15696:2009, além do peso próprio do concreto e da vibração deste, para os Estados Limites, e para o cálculo da pressão, utilizando-se como pressão, a máxima possível; de acordo com esta norma $p_{\max} = \gamma_{conc} \times h_{pilar}$, essa diferença no cálculo da pressão, faz com que os valores encontrados em 2001 seja da ordem de 10% sobre os valores encontrados atualmente.

Inicialmente é realizado o cálculo do espaçamento entre os sarrafos e, posteriormente, o cálculo do espaçamento entre tensores.

Para o espaçamento entre sarrafos, Calil et al. (2007) encontrou 23 cm, enquanto que 14,47 cm foi o encontrado neste estudo. Esta discrepância se deve à diferença de carregamentos (pressão do concreto), ressaltando que os pilares têm seções transversais iguais. Curiosamente, para esta verificação, o estado limite último foi o fator limitante. Para a comparação, o valor encontrado para o estado limite de utilização foi igual a 17 cm, de qualquer forma menor que o obtido por Calil et al. (2007). Foi adotado neste exemplo o valor de 12 cm.

Para o cálculo do espaçamento entre tensores, nos dois estudos, adotaram-se as mesmas seções, 2 sarrafos de 2,5 cm × 5,0 cm com espaçamento de 1,0 cm entre eles. Os pesquisadores, em 2001, encontraram um valor de 78 cm e, para o mesmo, encontrou-se nesta dissertação um valor de 31,21 cm, valor bastante inferior, justificado pela diferença de carregamento. O valor adotado foi de 30 cm.

Essa diferença no espaçamento ficou da ordem de apenas duas vezes, enquanto a diferença no carregamento é da ordem de 10 vezes; logo, a diferença no espaçamento poderia ser ainda maior, caso não houvesse a dessemelhança para o valor da flecha limite e para as fórmulas utilizadas nos cálculos.

A norma editada em 2009 recomenda que sejam verificados também os tirantes/tensores. Esta verificação não foi realizada por Calil et al. (2007). No entanto, ao se fazer esta verificação, constata-se que eles resistem ao carregamento aplicado, com as distâncias encontradas e ainda ficam com um coeficiente de segurança maior que 2,0 (valor este recomendado pela nova norma, no caso de tirantes de aço).

Finalmente, ressalta-se que na comparação dos exemplos, com materiais adotados de características idênticas, inclusive para as seções das componentes das estruturas de fôrmas e escoramentos também iguais, todos os resultados ficaram próximos, com algumas diferenças, considerando ainda que anteriormente não houvesse uma norma específica para estas estruturas. A diferença principal foi no dimensionamento para pilares, ressaltando ainda que Calil et al. (2007), com a ausência de uma normatização específica para a estimativa da pressão do concreto, adotou a fórmula de Janssen, a qual resultou em resultados bem menores dos que os propostos pelo ANEXO D da ABNT NBR 15696:2009, valores estes que são da ordem de grandeza de métodos internacionais para a estimativa dessa pressão como exemplo o boletim nº 15 do CEB, ACI e Norma DIN 18.218.

6.18 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A existência de uma norma específica para o dimensionamento de fôrmas e escoramentos representa um grande avanço para o setor, pois traz maior organização do processo tanto para quem fabrica, quanto para quem irá utilizar. Representa um grande avanço, pois a existência de uma norma específica transmite mais confiança e confere mais importância ao processo.

CAPÍTULO 7

ESTUDO DE CASO

COMPARAÇÃO ENTRE UM CASO REAL E O CÁLCULO PELA ABNT NBR 15696:2009 DO SISTEMA DE FÔRMAS E ESCORAMENTOS

7.1 DESCRIÇÕES DA OBRA

Com o objetivo de aplicar, de forma prática, o que se encontra atualmente nas construções, foi escolhida uma obra, e verificados os elementos utilizados e suas respectivas distâncias.

Para tal, foi realizado todo o cálculo destes mesmos elementos de acordo com o que recomenda a nova norma ABNT NBR 15696:2009, para um edifício residencial, com uma laje de $4,80\text{ m} \times 3,60\text{ m}$, onde foi empregada a madeira compensada de 12 mm para fôrma das lajes, vigas e pilares.

Neste edifício, as vigas têm dimensões de $20\text{ cm} \times 50\text{ cm}$, e os pilares de $20\text{ cm} \times 60\text{ cm}$ com altura de 2,4 m. As transversinas são formadas por caibros de $6,5\text{ cm} \times 6,5\text{ cm}$ espaçados de 36 cm. A Figura 48 evidencia o detalhe das transversinas.



Figura 48 – Transversinas adotadas na obra

Para longarinas, ilustradas na Figura 49, utilizam-se dois sarrafos derivados de tábuas de 2,5 cm × 20,0 cm espaçados entre si de 8 cm, com o lado maior na direção vertical. A distância entre essas longarinas é de 80 cm, que por sua vez apoiam-se em peças roliças de eucalipto de 8 cm de diâmetro, espaçados de 80 cm.



Figura 49 – Longarinas apoiando as transversinas

A Figura 50 demonstra que para o travamento do painel de fundo das vigas utilizam-se dois sarrafos de 2,5 cm × 7,0 cm, um em cada borda.



Figura 50 – Painel de fundo das vigas

Em painéis laterais, três sarrafos de mesmo formato dos anteriores, um em cada borda e um no meio, ao longo de toda viga.

Para escorar estas vigas utilizam-se peças roliças de eucalipto que contam com caibros de 6,5 cm × 6,5 cm em sua extremidade superior para o apoio total do fundo das vigas. Estes escoramentos estão espaçados em 45 cm.

Existem travessas para travar os painéis laterais das vigas colocados ao mesmo espaçamento das escoras, feitos dos mesmos sarrafos de borda dos painéis, contando ainda com mãos francesas, as quais se apóiam nos caibros da parte superior dos escoramentos, e em sarrafos da borda superior das vigas. A Figura 51 ilustra os escoramentos e as laterais das vigas.



Figura 51 – Fôrmas e escoramentos das vigas

Para fôrmas dos pilares, utiliza-se na menor face dois sarrafos de 2,5 cm $\times$ 7,0 cm nas bordas dos painéis, e na maior face 4 linhas desses mesmos sarrafos, 2 no meio e 2 nas bordas, com a dimensão de 7 cm paralela à face do pilar, espaçados de 11 cm de face a face.

Ao longo da altura dos pilares têm-se caibros de 6,5 cm $\times$ 6,5 cm, transversalmente ao eixo dos pilares, faceando a maior dimensão desses, amarrados aos do outro lado com arame recozido de número 12. A distância dessas gravatas de amarração é de 30 cm. A Figura 52 ilustra as fôrmas dos pilares.



Figura 52 – Fôrmas dos pilares

A madeira compensada é de 12 mm de espessura, os caibros e sarrafos são de madeira maciça de *Pinus Elliotti* da classe C30, e os escoramentos são de *Eucalypto Grandis* da classe C40.

Concreto de $f_{ck} = 25$ MPa e peso específico $\gamma_{conc} = 25$ kN/m³. Madeira maciça da classe C30 (conífera), que de acordo com ABNT NBR 7190:1997 corresponde à densidade aparente de 6 kN/m³ e $E_{C0m} = 1450$ kN/cm². Peças roliças da classe C40 (dicotilidônea), densidade aparente de 9,5 kN/m³ e $E_{C0m} = 1950$ kN/m³.

As informações sobre a madeira compensada em forma de chapas de 122 cm × 244 cm, de espessura 12 mm, foram obtidas a partir do catálogo do fabricante que indica o peso específico de $\rho_{comp} = 5,5$ kN/m³ e resistência média obtida em ensaios $f_{c,m,comp} = 3$ kN/cm², módulo de elasticidade à flexão $E = 871,56$ kN/cm² (paralela às fibras) e $E = 410,80$ kN/cm² (perpendicular às fibras).

7.2 DIMENSIONAMENTO

7.2.1 LAJE

- Forças atuantes:

Peso próprio do concreto: $q_{conc} = \gamma_{conc} \times h_{laje} = 25 \times 0,12 = 3,00$ kN/m²

Peso próprio da chapa de compensado: $q_{comp} = \gamma_{comp} \times e = 5,5 \times 0,012 = 0,07$ kN/m²

Sobrecarga de vibração e impacto: $q_{vib} = (10\%) q_{conc} = 0,3$ kN/m²

Sobrecarga de utilização: $q_{circ} = 2$ kN/m² (Estado Limite Último) e $q_{circ} = 1$ kN/m² (Estado Limite de Utilização)

- Combinação de ações

Estado Limite de Utilização

$$F_{d,uti} = 3,0 + 1,0 = 4,0 \text{ kN/m}^2$$

Estado Limite Último

$$F_d = 1,4 \times \sum F_{qj,k} = 1,4 \times [3 + 0,07 + 0,3 + 2] = 7,52 \text{ kN/m}^2$$

- Resistência de projeto

$$f_d = 0,411 \times f_{ck} \text{ (madeira maciça)}$$

$$f_d = 0,514 \times f_{ck} \text{ (madeira compensada)}$$

Portanto: $f_{c,m,comp} = 3,00$ kN/cm²

$$f_{c,k,comp} = 0,7 \times 3,00 = 2,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = 0,411 \times f_{ck} \text{ (madeira maciça)}$$

$$f_{c0,k,C30} = 3,0 \text{ kN/cm}^2 \text{ (pinus)}$$

$$f_{c0,k,C40} = 4,0 \text{ kN/cm}^2 \text{ (eucalipto)}$$

$$f_{c0,d,C30} = 0,411 \times 3,0 = 1,23 \text{ kN/cm}^2 \text{ (pinus)}$$

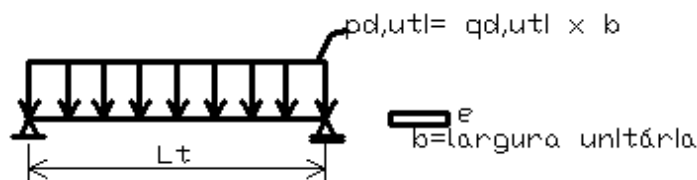
$$f_{c0,d,C40} = 0,411 \times 4,0 = 1,64 \text{ kN/cm}^2 \text{ (eucalipto)}$$

$$f_d = 0,514 \times f_{ck} \text{ (madeira compensada)}$$

$$f_{d,comp} = 0,514 \times 2,1 = 1,08 \text{ kN/cm}^2 \text{ (compressão e tração paralela às fibras)}$$

- Cálculo do espaçamento entre transversinas

Estado Limite de Utilização:



$$u_{total} = \frac{5 \times p_{d,UTI} \times L_T^4}{384 \times E \times I} \leq u_{lim}$$

$$u_{total} = \frac{5 \times p_{d,UTI} \times L_T^4}{384 \times E \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{L_T}{500}$$

$$I = \frac{b \times e^3}{12}$$

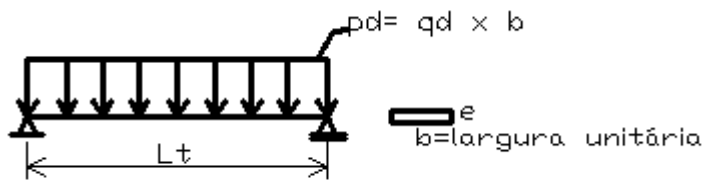
$$u_{total} = \frac{5 \times 4,0 \times 10^{-4} \times L_T^4 \times b \times 12}{384 \times 871,56 \times (1,2)^3 \times b} \leq 0,1 + \frac{L_T}{500}$$

$$L_T = 46 \text{ cm}$$

Para tal cálculo, a quantidade de transversinas será:

$$Esp. = \frac{480}{46} = 10,43 \text{ (aproximadamente 11 espaços)}$$

$$Dist. = \frac{480}{11} = 43,64 \text{ cm (10 transversinas)}$$

Verificação do Estado Limite Último

$$p_d = 7,52 \times 10^{-4} \times b \quad \text{unidades : } kN/cm$$

$$M = \frac{p_d \times L_T^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M}{I} \times \frac{e}{2}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{\frac{q_d \times b \times L_T^2}{8}}{\frac{b \times e^3}{12}} \times \frac{e}{2}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{7,52 \times 10^{-4} \times (43,64)^2 \times 3}{4 \times (1,2)^2}$$

$$\sigma_{Md} = 0,746 kN/cm^2 \leq f_{c,d,comp} = 1,08 kN/cm^2$$

- Cálculo do espaçamento entre longarinas

$$A_T = 6,5 \times 6,5 = 42,25 cm^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{6,5 \times 6,5^3}{12} = 148,76 cm^4$$

- Estado Limite de Utilização:

$$u_{total} = \frac{5 \times p_{d,UTI} \times L_L^4}{384 \times E_{C30} \times I} \leq 1mm + \frac{L_L}{500}$$

$$u_{total} = \frac{5 \times (4,0 \times 10^{-4} \times 43,64) \times L_L^4}{384 \times 1450 \times 148,76} \leq 0,1 + \frac{L_L}{500}$$

$$L_L = 137 cm$$

Na direção perpendicular ao sentido das longarinas, a laje tem 360 cm de comprimento, portanto será adotado um espaçamento de 120 cm para estas longarinas, com duas linhas de longarinas no meio da laje e mais duas laterais, uma em cada borda.

Verificação do Estado Limite Último:

$$p_d = q_d \times L_L$$

$$p_d = 7,52 \times 10^{-4} \times 43,64 = 0,033 \text{ kN/cm}$$

$$M_d = \frac{p_d \times L_L^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_d \times L_L^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{0,033 \times (120)^2 \times 3,25}{8 \times 148,76} = 1,3 \text{ kN/cm}^2$$

Como, $\sigma_{Md} > f_{c0,d,C30}$, o espaçamento calculado para a flecha limite não foi suficiente, pois o mesmo atinge o Estado Limite Último. Portanto, com a resistência de cálculo $f_{c0,d,C30}$, será encontrado o espaçamento necessário para que este Estado não seja atingido.

$$\frac{0,033 \times (L_L)^2 \times 3,25}{8 \times 148,76} \leq f_{c0,d,C30}$$

$$\frac{0,033 \times (L_L)^2 \times 3,25}{8 \times 148,76} \leq 1,23$$

$$L_L \leq 116,83 \text{ cm}$$

Para que não se atinja o Estado Limite Último, é necessário adotar um espaçamento máximo de 116,83 cm. Sendo assim, o valor adotado foi 120 cm de espaçamento entre os eixos de apoios (longarinas) para o encaixe de duas linhas de longarinas. Isso é perfeitamente possível ao se observar que a largura dos apoios (longarinas) é de 13 cm e não pontual, como se admite teoricamente.

Portanto, as longarinas têm 13 cm de largura apoiando as transversinas, e não é apenas pontual como é admitido no cálculo.

$L_L = 120 \text{ cm}$ (Adotado)

- Cálculo do espaçamento entre pontaletes

$$A_L = 2 \times 2,5 \times 20 = 100 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 2 \times \frac{2,5 \times 20^3}{12} = 3333 \text{ cm}^4$$

Estado Limite de Utilização:

$$u_{total} = \frac{5 \times p_{d,UTI} \times L_p^4}{384 \times E_{C30} \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{L_p}{500}$$

$$u_{total} = \frac{5 \times (4,0 \times 10^{-4} \times 120) \times L_p^4}{384 \times 1450 \times 3333} \leq 0,1 + \frac{L_p}{500}$$

$$L_p = 263 \text{ cm}$$

Verificação do Estado Limite Último:

$$p_d = q_d \times L_L$$

$$p_d = 7,52 \times 10^{-4} \times 120 = 0,09 \text{ kN/cm}$$

$$M_d = \frac{p_d \times L_p^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_d \times L_p^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{0,09 \times (263)^2 \times 10}{8 \times 3333} = 2,33 \text{ kN/cm}^2$$

Como $\sigma_{Md} > f_{c0,d,C30}$, o espaçamento calculado para a flecha limite não foi o suficiente, pois com este se atinge o Estado Limite Último, portanto, com a resistência de cálculo $f_{c0,d,C30}$, será encontrado o espaçamento necessário para que este Estado não seja atingido.

$$\frac{0,09 \times (L_p)^2 \times 10}{8 \times 3333} \leq f_{c0,d,C30}$$

$$\frac{0,09 \times (L_p)^2 \times 10}{8 \times 3333} \leq 1,23$$

$$L_p \leq 190,9 \text{ cm}$$

O comprimento da laje ao longo das longarinas é de 480 cm, e adota-se uma distância entre os pontaletes de 160 cm. Portanto, cada longarina apoia-se em 4 pontaletes, 2 no meio e 1 em cada extremidade.

- Verificação dos pontaletes

$$\text{Ações: Força} = A_{\text{infl uência}} \times q_d = 160 \times 120 \times 7,52 \times 10^{-4} = 14,44 \text{ kN}$$

Adotando pontaletes de peças roliças de eucalipto tratado de 8 cm de diâmetro.

$$A = \pi \times r^2 = \pi \times 4^2 = 50,27 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{\pi \times d^4}{64} = 201,06 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{201,06}{50,27}} = 2,0 \text{ cm}$$

$$L = H_{\text{pé direito}} - H_{\text{laje}} = 290 - 12 = 278 \text{ cm}$$

Segundo a ABNT NBR 7190:1997, o valor de L_0 é L (para o caso de barra articulada-articulada, como no exemplo): $\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{278}{2,0} = 139$

E, ainda segundo a norma acima citada, a peça é classificada como esbelta ($80 < \lambda \leq 140$), e sendo assim, a verificação deve ser feita como adiante:

$$F_E = \frac{\pi^2 \times E_{co,m} \times I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \times 1950 \times 201,06}{(278)^2} = 50,07 \text{ kN}$$

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c$$

$$e_i = 0 \text{ (não tem momento inicial), mas deve ser } \geq \frac{h}{30} = \frac{8}{30} = 0,27$$

$$e_c = 0 \text{ (sendo fôrmas e escoramentos não se tem ações permanentes)}$$

$$e_a = \frac{L_0}{300} \geq \frac{h}{30} = \frac{278}{300} \geq \frac{8}{30} = 0,93 \geq 0,27, \text{ portanto } e_a = 0,93$$

$$e_{1,ef} = e_i + e_a + 0 = 0,27 + 0,93 = 1,20$$

$$M_d = N_d \times e_{1,ef} \times \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) = 14,44 \times 1,20 \times \left(\frac{50,07}{50,07 - 14,44} \right) = 24,35 \text{ kN} \times \text{cm}$$

$$\frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{24,35}{201,06} \times \frac{8}{2} = 0,48 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} = \frac{14,44}{50,27} = 0,29 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Portanto, $\frac{0,48}{1,64} + \frac{0,29}{1,64} = 0,47 \leq 1$ (uso de apenas 47 % da capacidade)

7.2.2 VIGAS

Para os escoramentos das fôrmas das vigas utilizam-se escoras com o formato de garfos, que servem de travamento para os painéis laterais e para escorar os painéis de fundo dessas vigas.

Contudo, na obra visitada encontraram-se escoras pontuais utilizadas apenas para escorar os painéis de fundo, e travessas para travar as laterais dessas.

Os dados acima citados remetem ao cálculo do espaçamento das escoras e o espaçamento entre travessas.

- Cálculo do espaçamento entre escoras

q_v – pressão vertical ($q_{v,d}$ e $q_{v,d,uti}$)

Adotando o que a nova norma recomenda como pressão máxima possível, ou seja,

$$P_b = \gamma_{conc} \times h = 25 \times 0,50 = 12,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{v,d,uti} = q_{conc} + 1,0 \times (q_{vib} + q_{sob})$$

$$q_{v,d,uti} = 12,5 + 1,25 + 1,0$$

$$q_{v,d,uti} = 14,75 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{v,d} = 1,4 \sum_{j=1}^n F_{qj,k}$$

$$q_{v,d} = 1,4 \times (12,5 + 1,25 + 2,0) \text{ (considerando a sobrecarga mínima segundo a}$$

norma)

Estado Limite Último:

$$q_{sob} = 2,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{v,d} = 22,05 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Para o cálculo da pressão lateral em vigas, é preciso levar-se em consideração o ângulo de atrito interno do concreto que é de $\phi = 15^\circ$, sendo assim, obtemos os seguintes valores:

$$k = \frac{1 - \text{sen}15^\circ}{1 + \text{sen}15^\circ} = 0,6$$

$$q_{h,d,uti} = q_{v,d,uti} \times k$$

$$q_{h,d} = q_{v,d} \times k$$

$$q_{h,d,uti} = 14,75 \times 0,6 = 8,85 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{h,d} = 22,05 \times 0,6 = 13,23 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$p_{v,d,uti} = 14,75 \times 0,20 = 2,95 \text{ kN} / \text{m} = 0,03 \text{ kN} / \text{cm}$$

$$p_{v,d} = 22,05 \times 0,20 = 4,41 \text{ kN} / \text{m} = 0,04 \text{ kN} / \text{cm}$$

Dados da seção transversal:

$$y_{C.G.} = \frac{(1,2 \times 20 \times 0,6) + (2 \times 2,5 \times 7 \times 2,45)}{(1,2 \times 20) + (2 \times 2,5 \times 7)} = 1,7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{(1,2)^3 \times 20}{12} + 1,2 \times 20 \times (0,6 - 1,7)^2 + 2 \times \left[\frac{7 \times (2,5)^3}{12} + 7 \times 2,5 \times (2,45 - 1,7)^2 \right] = 69,84 \text{ cm}^4$$

$$E_{comp} = 871,56 \text{ kN/cm}^2; E_{C30} = 1450 \text{ kN/cm}^2$$

Estado Limite de Utilização:

$$u_{total} = \frac{5 \times p_{d,UTI} \times L_E^4}{384 \times E \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{L_E}{500}$$

$$u_{total} = \frac{5 \times 0,03 \times L_E^4}{384 \times 871,56 \times 69,84} \leq 0,1 + \frac{L_E}{500}$$

$$L_E = 79 \text{ cm}$$

Verificação do Estado Limite Último:

$$M_d = \frac{p_{v,d} \times L_E^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_{v,d} \times L_E^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{0,04 \times L_E^2}{8 \times 69,84} \times 1,85 = 0,83 \text{ kN/cm}^2$$

Portanto, $\sigma_{Md} \leq f_{c0,d,comp} \text{ e } f_{c0,d,C30}$ OK

$$L_E = 79 \text{ cm}$$

Para as escoras das vigas não é necessário a verificação da estabilidade, pois as escoras são as mesmas utilizadas como pontaletes para a laje, e a força aplicada a cada escora é menor do que a aplicada a cada pontalete (devido à área de influência ser menor), e a altura dessas escoras é menor. Consequentemente, as escoras também passariam na verificação, uma vez que os pontaletes passaram.

- Cálculo do espaçamento entre travessas

$$p_{h,d,uti} = q_{h,d,uti} \times b = 8,85 \times 0,50 = 4,43 \text{ kN/m} = 0,04 \text{ kN/cm}$$

$$p_{h,d} = q_{h,d} \times b = 13,23 \times 0,50 = 6,62 \text{ kN/m} = 0,07 \text{ kN/cm}$$

Seção transversal:

$$I = \frac{h \times e^3}{12} = \frac{50 \times (1,2)^3}{12} = 7,2 \text{ cm}^4$$

$$E_{comp} = 871,56 \text{ kN/cm}^2$$

Estado Limite de Utilização

$$u_{total} = \frac{5 \times p_{h,d,UTI} \times L_{Trav}^4}{384 \times E_{comp} \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{L_{Trav}}{500}$$

$$u_{total} = \frac{5 \times 0,04 \times L_{Trav}^4}{384 \times 871,56 \times 7,2} \leq 0,1 + \frac{L_{Trav}}{500}$$

$$L_{Trav} = 38 \text{ cm}$$

Verificação do Estado Limite Último

$$M_d = \frac{p_{h,d} \times L_{Trav}^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_{h,d} \times L_{Trav}^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{0,07 \times (38)^2 \times 0,6}{8 \times 7,2} = 1,05 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{Md} \leq f_{c0,d,comp} \text{ (OK)}$$

O espaçamento entre travessas necessário é de 38 cm, e o adotado na obra foi de 45 cm. Isso justifica o rompimento dos painéis laterais e, por este erro de cálculo, foram

necessárias improvisações durante a concretagem e, conseqüentemente, uma falta de agilidade do processo.

7.2.3 PILARES

Em primeiro momento, realiza-se o cálculo do espaçamento entre sarrafos, posteriormente, o cálculo do espaçamento entre gravatas de amarração.

Caso a pressão máxima não fosse relevada, e o parâmetro utilizado para obter a pressão atuante fosse o diagrama para cálculo da pressão do concreto, inserido no anexo D da ABNT NBR 15696:2009, seriam adotados os seguintes valores:

- Slump de 8 cm a 14 cm;
- Concreto se enquadraria na classe de consistência C3;
- Velocidade seria de 5 m/h;
- Pressão de acordo com o diagrama resultaria em 62,5 kN/m² ;
- Altura hidrostática 2,50 m.

Observa-se abaixo que o valor seria maior do que o que a norma recomenda como sendo a máxima, $P_b = \gamma_{conc} \times h$. Portanto, adota-se o que a norma recomenda como máxima.

O pilar é concretado até a altura do fundo da viga, então:

$$H_{pilar} = H_{pé-direito} - H_{viga}$$

$$H_{pilar} = 2,90 - 0,50 = 2,40m$$

$$q_{h,d,conc} = \gamma_{conc} \times h = 25 \times 2,40 = 60,0kN / m^2$$

$$q_{h,vib} = (10\%)q_{h,d,conc} = 0,1 \times 60,0 = 6,0kN / m^2$$

Portanto:

$$q_{h,d,uti} = q_{h,d,conc} + q_{h,d,vib} + q_{sob} = 60,0 + 6,0 + 1,0 = 67,0kN / m^2 = 67,0 \times 10^{-4} kN / cm^2$$

$$q_{h,d} = 1,4 \times (q_{h,d,conc} + q_{h,d,vib} + q_{h,d,sob})$$

É válido mencionar que no caso da verificação do Estado Limite Último a ABNT NBR 15696:2009 recomenda que seja utilizada uma sobrecarga de $2,0 \text{ kN/m}^2$.

$$q_{h,d} = 1,4 \times (60,0 + 6,0 + 2,0) = 95,2 \text{ kN/m}^2 = 95,2 \times 10^{-4} \text{ kN/cm}^2$$

- Cálculo do espaçamento entre sarrafos

$$u_{total} = \frac{5 \times p_{h,d,UTI} \times L_s^4}{384 \times E_{comp} \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{L_s}{500}$$

$$u_{total} = \frac{5 \times 67,0 \times 10^{-4} \times L_s^4 \times b}{384 \times 410,80 \times 0,144 \times b} \leq 0,1 + \frac{L_s}{500}$$

$$L_s = 17,3 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

Verificação do Estado Limite Último

$$M_d = \frac{p_{h,d} \times L_s^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_{h,d} \times L_s^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{95,2 \times 10^{-4} \times b \times L_s^2 \times 0,6}{0,144 \times b \times 8} = 1,43 \text{ kN/cm}^2 > f_{c0,d,comp}$$

Fazendo $\sigma_{Md} \leq f_{c0,d,comp}$

$$\frac{95,2 \times 10^{-4} \times b \times L_s^2 \times 0,6}{0,144 \times b \times 8} \leq 1,08$$

$$L_s \leq 14,76 \text{ cm}$$

Para os valores referentes à tensão, é necessário que a mesma não ultrapasse a resistência; o espaçamento máximo entre sarrafos tem que ser de 14,76 cm, considerando que o pilar tem dimensões de 20 cm × 60 cm, e que os sarrafos tem 7 cm, o lado menor dos pilares não precisa ter apoio, pois tem dimensão de 20 cm, e possui sarrafos de 2,5 cm × 7,0 cm nas

bordas do painel, se igualando com o painel de fundo das vigas, ficando o pilar, nessa face, com o compensado sem apoiar apenas em uma faixa de 6 cm. No lado maior, serão adotadas quatro linhas de apoio/sarrafos, uma em cada borda e duas no meio, ficando assim, 10,67 cm de distância da face externa de um apoio ao outro, o que é aceitável, pois se for considerada que a largura de cada apoio (sarrafos) tem 7 cm e, não é pontual, como se admite teoricamente.

- Cálculo do espaçamento entre gravatas de amarração

Considerando que a largura de influência máxima de cada sarrafo é a distância entre os sarrafos mais a largura do apoio; $10,67 \text{ cm} + 7 \text{ cm} = 17,67 \text{ cm}$.

$$I = \frac{7 \times (2,5)^3}{12} = 9,11 \text{ cm}^4$$

Estado Limite de Utilização

$$u_{total} = \frac{5 \times p_{h,d,UTI} \times L_{Grav}^4}{384 \times E_{C30} \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{L_{Grav}}{500}$$

$$u_{total} = \frac{5 \times 67,0 \times 10^{-4} \times 17,67 \times L_{Grav}^4}{384 \times 1450 \times 9,11} \leq 0,1 + \frac{L_{Grav}}{500}$$

$$L_{Grav} = 34 \text{ cm}$$

Verificação do Estado Limite Último

$$M_d = \frac{p_{h,d} \times L_{Grav}^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_{h,d} \times L_{Grav}^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} =$$

$$\frac{95,2 \times 10^{-4} \times 17,67 \times (34)^2}{9,11 \times 8} \times \frac{2,5}{2} = 3,34 \text{ kN/cm}^2 > f_{c0,d,C30} = 1,23 \text{ kN/cm}^2$$

Fazendo $\sigma_{Md} \leq f_{c0,d,C30}$

$$\frac{0,168 \times L_{Grav}^2}{9,11 \times 8} \times \frac{2,5}{2} \leq f_{co,d,C30}$$

$$\frac{0,168 \times L_{Grav}^2}{9,11 \times 8} \times \frac{2,5}{2} \leq 1,23$$

$$L_{Grav} \leq 20,66 \text{ cm}$$

$$L_{Grav} = 20,5 \text{ cm}$$

- Verificação das gravatas de amarração

$$A_T = 6,5 \times 6,5 = 42,25 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{6,5 \times 6,5^3}{12} = 148,76 \text{ cm}^4$$

- Estado Limite de Utilização

$$u_{total} = \frac{5 \times p_{h,d,UTI} \times C_{Grav}^4}{384 \times E_{C30} \times I} \leq 1 \text{ mm} + \frac{C_{Grav}}{500}$$

$$u_{total} = \frac{5 \times 67,0 \times 10^{-4} \times 20,5 \times C_{Grav}^4}{384 \times 1450 \times 148,76} \leq 0,1 + \frac{C_{Grav}}{500}$$

$$1,07 \leq 2,2 \text{ OK}$$

- Estado Limite Último

$$M_d = \frac{p_{h,d} \times C_{Grav}^2}{8}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_{h,d} \times C_{Grav}^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} =$$

$$\frac{95,2 \times 10^{-4} \times 20,5 \times (60)^2}{148,76 \times 8} \times \frac{6,5}{2} = 1,91 \text{ kN/cm}^2 > f_{c0,d,C30} = 1,23 \text{ kN/cm}^2$$

Calcula-se agora com uma amarração no meio dos caibros usados como gravatas de amarração, travando estes ao do outro lado, pois assim diminui o comprimento, diminuindo a flecha e a tensão no Estado Limite Último.

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \times \frac{h}{2} = \frac{\frac{p_{h,d} \times C_{Grav}^2}{8}}{I} \times \frac{h}{2} =$$

$$\frac{95,2 \times 10^{-4} \times 20,5 \times (30)^2}{148,76 \times 8} \times \frac{6,5}{2} = 0,50 kN/cm^2 \leq f_{c0,d,C30} \quad \text{OK}$$

7.3 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS TEÓRICOS E UTILIZADOS NA PRÁTICA

7.3.1 LAJE

7.3.1.1 Transversinas

Para apoiar as chapas da fôrma da laje foram utilizadas, na obra, transversinas confeccionadas de caibros com as dimensões de 6,5 cm × 6,5 cm espaçadas de 36 cm. No cálculo realizado de acordo com a ABNT NBR 15696:2009 encontrou-se um espaçamento de 46 cm. No entanto, devido ao vão real e, para ficar com um espaçamento igual entre elas, foi adotado 43,6 cm. Isso significa que poderia ser economizado 30% de material, pois seria necessário apenas 10 transversinas contra 13 efetivamente utilizadas.

Para as longarinas foram adotados 2 sarrafos de 2,5 cm × 20 cm com sua dimensão maior na vertical, espaçados de 8 cm para o encaixe das escoras. O espaçamento entre essas longarinas na obra é de 80 cm, enquanto que no cálculo encontrou-se que seria necessário um espaçamento de 120 cm. A economia nesse quesito seria de 50%, uma vez que necessitar-se-iam de quatro longarinas, duas no meio da laje e duas nas bordas, foram utilizadas seis: quatro no meio e duas nas bordas.

7.3.1.2 Escoras

Foi verificada a utilização de escoras de eucalipto na forma de peças roliças de 8 cm de diâmetro para apoiar as longarinas, espaçadas entre si de 80 cm. E, no cálculo, encontrou-se que seria necessário que as longarinas se apoiassem a cada 190,9 cm. Analisando as dimensões da laje seria adotado um espaçamento de 160 cm. Assim haveria uma economia de 162,5%, pois de acordo com o cálculo necessita-se de 4 (quatro) longarinas apoiadas em quatro escoras cada, ou seja, 16 escoras. Foram usadas seis longarinas apoiadas em sete escoras cada, totalizando 42 escoras.

7.3.2 VIGAS

As seções de fundo e laterais das vigas adotadas no cálculo são iguais às encontradas nas obras, assim como a seção e tipo de madeira dos escoramentos, e calculou-se o espaçamento entre escoras e entre travessas.

No caso do espaçamento entre escoras, o adotado na obra foi de 45 cm, enquanto que o calculado foi de 79 cm, resultando em uma necessidade de 18 escoras para apoiar todas as quatro vigas do contorno da laje estudada.

O utilizado, efetivamente, foi de 34 escoras, portanto a economia seria de 89% dessas escoras.

Com relação ao espaçamento entre travessas, foi encontrada a utilização a cada 45 cm entre elas, e o cálculo demonstrou que seria necessário um espaçamento de 38 cm. Portanto, a utilização do projeto de fôrmas e escoramentos não traria uma economia de forma direta, porque o que foi efetivamente utilizado na obra foi menor do que o necessário.

Esse projeto traria segurança e agilidade na execução, pois ocorreu que os painéis laterais de certas vigas cederam devido a esse equívoco na utilização das travessas, e foi necessário improvisações, paralisações e trocas de peças defeituosas e com deformações excessivas.

7.3.3 PILARES

Os sarrafos utilizados para enrijecer os painéis laterais dos pilares encontrados foram de 2,5 cm × 7,0 cm, com seu lado maior faceando o painel do pilar, e adotando esses mesmos sarrafos, o cálculo traz que a distância necessária entre esses sarrafos seria de 14,76 cm e foi adotado 10,67 cm de face a face de um apoio em outro, resultando em 4 linhas de apoio (sarrafos), 2 no meio e 1 em cada borda, assim como o utilizado efetivamente.

A maior diferença notada é que na obra utiliza-se, como gravatas de amarração dos painéis dos pilares, caibros de 6,5 cm × 6,5 cm faceando as maiores dimensões dos pilares, apertados aos do outro lado com arame recozido nº 12. Isso apenas nas bordas desses caibros.

O espaçamento entre essas gravatas de amarração era de 30 cm entre eixos, ou ainda de 23,5 cm de face a face, enquanto que na teoria, adotando os mesmos caibros, foi encontrado que seria necessário um espaçamento de apenas 20,5 cm de face a face e ainda, que seria necessário que fossem amarradas também no meio para que não haja ruptura.

Na Tabela 10, pode-se observar as diferenças encontradas entre o que foi utilizado na prática e o que a utilização de um projeto baseado na ABNT NBR 15696:2009 recomendaria que se utilizasse.

Tabela 10 – Resultados teóricos × utilizados na prática

Elementos	Prática	Teoria (ABNT NBR 15696:2009)	Economia de material %
Transversinas	$L_T=36$ cm	$L_T=43,6$ cm	30
Longarinas	$L_L=80$ cm	$L_L=120$ cm	50
Escoras da laje	$L_P=80$ cm	$L_P=160$ cm	162,5
Escoras das vigas	$L_E=45$ cm	$L_E=79$ cm	89
Travessas	$L_{Trav}=45$ cm	$L_{Trav}=38$ cm	Rompimento de painéis laterais. (improvisações e atrasos)
Sarrafos	$L_S=11$ cm	$L_S=10,67$ cm (face a face)	Igualdade de consumo de materiais
Gravatas de amarração	$L_{Grav}=30$ cm	$L_{Grav}=20,5$ cm	Possível rompimento dos sarrafos e também de gravatas de amarração

7.4 COMENTÁRIOS

Pode-se observar que, com um projeto adequado de fôrmas e escoramentos, a segurança necessária é obtida, como foi o caso das fôrmas para as laterais das vigas e também nas gravatas de amarração dos painéis dos pilares. Isso traz uma economia não apenas na utilização de uma quantidade menor de materiais, mas evita acidentes, improvisações e possíveis paralisações do processo construtivo.

É essencial que se utilize e que sejam seguidas regras e condutas técnicas. Entende-se que a existência da ABNT NBR 15696:2009 é um meio apropriado para a conscientização, servindo de referência para procedimentos normatizados.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÃO

A concorrência no mercado da construção civil tem levado construtoras e projetistas a uma constante busca por soluções que, além de eficazes, tragam diminuição de custos, rapidez e versatilidade de aplicações.

Mediante a esta competitividade, é exigido que os sistemas de fôrmas e escoramentos tenham maior produtividade, facilidade de montagem, melhor qualidade, menor custo e envolvam sistemas inteligentes. Pensar em longo prazo, planejar se faz fundamental, bem como crescer continuamente e com sustentabilidade.

O sistema de fôrmas e escoramentos sofreu grandes transformações nas últimas décadas, cuja evolução foi justificada pela grande diversidade de materiais disponíveis, prazos de obras menores e com exigência de qualidade.

De modo geral, as fôrmas deixaram de ser produzidas exclusivamente pela carpintaria, apenas com base nos projetos estruturais, primeiramente em regiões mais desenvolvidas economicamente, como o observado na população do estudo.

Posteriormente, nos grandes polos, surgiram projetos específicos de fôrmas, elaborados por profissionais especializados, que ao dimensionar os sistemas, geram redução de desperdícios e aumento do reaproveitamento dos materiais.

Para os dias atuais e, principalmente para o futuro, o grande desafio é definir critérios para projetos, dimensionamento de fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto, que contemplem os diversos sistemas, com seus coeficientes e variações específicos.

Embora as normas vigorem com o objetivo de padronizar uma demanda de sincronização de processos, cálculos, procedimentos para projetos de fôrmas e escoramentos, é cada dia mais necessário capacitar profissionais que nesta área atuam, essencialmente com conhecimentos técnicos corretos e devidamente aplicados.

Em busca de estratégias empresariais e adoção de sistemas construtivos mais viáveis ao mercado, o construtor deve aprofundar o estudo e a pesquisa na hora da escolha do material e sistema de fôrma, para que se possa optar pelo mais viável e seguro, visando à otimização do emprego de materiais para que não haja desperdício, perda de tempo e de recursos.

Portanto, é importante que se use um material de preço acessível, ambientalmente correto e com versatilidade comparada aos outros materiais usados para o mesmo fim.

As questões ambientais devem ser criteriosamente seguidas e respeitadas, tanto na extração do material componente para fôrmas e escoramentos, quanto no resíduo final após o trabalho executado, seja na reciclagem, ou no correto depósito e descarte destes materiais.

Pode ser observado que o fator principal que preocupa as construtoras é a concorrência com o meio no qual estão inseridas, visto que o ponto determinante na escolha do sistema acaba sendo o que as outras empresas adotam. A própria experiência também é considerada. Dá-se continuidade ao que vem dando certo, sem maiores preocupações com a racionalização do processo. Como foram verificados *in loco*, os casos das empresas que alugam os equipamentos e recebem o projeto de fôrmas e escoramentos, deixam de usufruir do verdadeiro potencial desses ao não os obedecerem integralmente, sem a consciência de que isso poderia lhes trazer a segurança desejada com uma economia muito satisfatória. Da mesma forma, para os casos onde os equipamentos são alugados e toda responsabilidade fica a cargo da empreiteira que executa esta fase do processo construtivo, tem-se a ilusão da diminuição de uma etapa, ao se repassar a responsabilidade a uma empresa habituada a executar este serviço e que tem seus próprios materiais e funcionários. A falta de técnicas e preocupações com a qualidade do sistema de fôrmas e escoramentos é fato concreto e preocupa bastante.

Na cidade de Morrinhos, por sua vez, a evolução do processo não está aliada à concorrência, uma vez que essa é muito pequena, sem maiores preocupações como nos outros centros.

Desta forma, pode-se avaliar que uma maior conscientização é bastante necessária e válida, necessitando de ações em estágios diferentes de acordo com a região, em que os esforços devem ser de maior magnitude em regiões específicas, e de menor escala em outras nas

quais o processo já caminhe, mesmo que muito lentamente, para um melhor aproveitamento de recursos disponíveis e de técnicas construtivas.

O aprimoramento em tecnologia para utilização de fôrmas e escoramentos pode ser uma forma de divulgar a necessidade de projetos para estas estruturas para garantir o sucesso da obra.

Em determinadas cidades, as empresas em construção civil, em geral de pequeno porte, são as grandes fontes geradoras de emprego e renda. Assim, é de fundamental importância o aparecimento de políticas públicas destinadas ao fortalecimento destas empresas, evidenciando o campo da construção civil como grande porta de trabalho.

Para uma maior conscientização e acessibilidade a conhecimentos técnicos, as instituições mencionadas neste trabalho norteiam os profissionais ligados à área e oferecem subsídios para um correto aperfeiçoamento, contribuindo inclusive com a exata avaliação dos esforços solicitantes a cada peça correspondente do sistema e requisitos necessários para a padronização e, conseqüentemente, a minimização de improvisações e perdas no sistema, levando à racionalização do processo.

Contribui-se também, para a melhoria de informações, o exemplo de cálculo proposto neste trabalho, realizado de acordo com a ABNT NBR 15696:2009, foi apresentado na forma de um roteiro para aplicação em situações que se necessite de embasamento. Ainda traz uma comparação com um exemplo realizado em período anterior à edição desta nova norma, no qual se utilizou de outros recursos. Possibilita-se assim, um confronto e avaliação das melhorias advindas de um estudo específico destas estruturas tão importantes no processo construtivo.

Observa-se, ainda, que a utilização de um projeto de fôrmas e escoramentos possibilita uma exata execução, com economia em vários aspectos. Os materiais serão utilizados adequadamente, sem exageros e nem desperdícios, atendendo à particularidade de cada obra. Serão evitadas as improvisações que podem implicar em paralisação para o processo de reparos destas estruturas provisórias. Evitam-se também as necessidades de reparos e adaptações de peças defeituosas de concreto, causadas por imperfeições das fôrmas. A aplicação das recomendações prescritas na ABNT NBR 15696:2009 pode gerar a

verdadeira racionalização do sistema construtivo, sem que se deixe de lado a segurança em todos os aspectos.

Buscar o lucro sempre deve ser uma meta, mas é indispensável, que aliado a este ideal, esteja a qualidade do serviço e a segurança da estrutura.

A sugestão que fica é que os órgãos em engenharia estejam atentos a fiscalizar as obras, essencialmente na área de projetos, e que esses realizem campanhas junto aos empreiteiros com o objetivo de alertar sobre os benefícios que o projeto adequado de fôrmas pode trazer. A conscientização é fundamental para o crescimento do setor.

REFERÊNCIAS

ABCP. **Manual de Estruturas de Concreto Armado**. Associação Brasileira de Cimento Portland. Versão Preliminar. 2002.

AITCIN P. C. **Cements of yesterday and today: concrete of tomorrow**. Cement and Concrete Research, v. 30, n°:9, setembro, 2000.

ARAUJO, L.O.C.; FREIRE, T.M. **Tecnologia e gestão de sistemas construtivos de edifícios**. São Carlos. Universidade Federal de São Carlos, 2004. Apostila.

ARAUJO, L.O.C, et al. **Análise e aplicabilidade das ferramentas da qualidade no serviço de fôrmas como auxílio ao planejamento para produção**. (2001). Disponível em: <http://otavio.pcc.usp.br/Artigos/Artigo%20ENEGEP%202001%20%20Ferramentas%20da%20qualidade.pdf>. Acesso em: 07 de setembro de 2009, às 13h05min.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9531**: chapas de madeira compensada classificação. Rio de Janeiro, 1985.

_____. **NBR 9532**: chapas de madeira compensada especificação. Rio de Janeiro, 1985.

_____. **NBR 9533**: compensado – determinação da resistência à flexão estática – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1985

_____. **NBR 7190**: Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **NBR 6023**: informação e documentação: referências - elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 14724**: informação e documentação: trabalhos acadêmicos – apresentação. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 14931**: execução de estrutura de concreto. Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 15696**: Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE SERVIÇO DE CONCRETAGEM. ABESC. **Manual do concreto dosado**. Abril 2007. Disponível em: <http://www.abesc.org.br>. Acesso em 28 de agosto de 2009, às 18h03min.

BARROS, M.M. B.; MELHADO, B.S. **Recomendações para a produção de estruturas de concreto armado em edifícios**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de engenharia de construção civil, PCC – 2435. 2006

BEDIN, F.; MARCOLINA, C.; PALMA, G. **Reutilização de Fôrmas de Madeira**. XI Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira. Londrina, 2008.

BERNAUD, L. G. **Procedimento de descimbramento: Estudo de Caso**. Artigo de conclusão de curso Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul Faculdade de Engenharia Civil. Porto Alegre, 2008.

BORTOLETTO, G. Jr. GARCIA, J.N. **Propriedades de resistência e rigidez à flexão estática de painéis OSB e compensados**. Revista Árvore, Viçosa-MG, v.28, n.4, p.563-570, 2004.

BOTAMENT. **Agente desmoldante universal**. 2009. Disponível em: <http://www.empek.com.br>. Acesso em 06 de setembro de 2009, às 11h06min.

CALIL JÚNIOR, C.; OKIMOTO, F.; STAMOTO, G. C.; PFISTER, G. **Fôrmas de Madeira para Concreto Armado**. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 2007.

CASTRO A. L; LIBORIO J. B. L; PANDOLFELLI V. C. **Desempenho de concretos avançados para a construção civil, formulados a partir do método de dosagem computacional**. Cerâmica, vol.55, n°.335, São Paulo, jul./set. 2009;

CATÁLOGO TÉCNICO: compensado de Pinus. Catálogo n° 1, rev. 0, Programa Nacional de Qualidade da Madeira (PNQM), 2002.

CHADE, W.T. **Fôrmas pré-fabricadas de madeira**. Técnica, São Paulo, 151. ed., ano 17, p.75-80, out. 2009.

CIMENTO ITAMBÉ. **O tempo de vida útil das estruturas de concreto depende de cuidados na sua execução.** Publicado por: massa cinzenta em 1º de Setembro de 2008. Disponível em: <http://www.cimentoitambe.com.br>. Categoria artigos e pesquisas, acesso em: 28 de agosto de 2009, às 17h09min.

COIMBRA M. A; LIBARDI W; MORELLI M. R. **Estudo da influência de cimentos na fluência em concretos para a construção civil.** Cerâmica v.52, n.321. São Paulo jan./mar. 2006

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1976). **Manual de technologie coffrage. Bulletin d'Information**, n. 115.

CRUZ, R. M. **Pressão lateral em fôrmas para concreto.** Campinas. 1997. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1997.

DER/PR ES-OA 06/05, **Obras de Artes especiais: Escoramentos** /2005. Disponível em: <http://www.der.pr.gov.br>, Acesso em: 20 de agosto de 2009, às 17h33min.

DIAS, M.F. **Aplicação de resina poliuretana à base de mamona na fabricação de painéis de madeira compensada e aglomerada.** 2005. Tese (Doutorado) – Interunidades de Em Ciência e Engenharia de Materiais. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

FAJERSZTAJN, H. **Fôrmas para concreto armado: aplicação para o caso do edifício..** Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo ,1992.

FERREIRA, A.B.H. **Dicionário Aurélio Básico da Língua Portuguesa.** 1. ed. Rio de Janeiro: Nova Fronteira, 1988. 687 p.

FRAGIACOMO. M. Long-term behavior of timber–concrete composite beams. II: Numerical analysis and simplified evaluation. **Journal of Structural Engineering**, New York, v.132, n.1, p.13-22, 2006.

GARDNER, N, J. Pressure of concrete on formwork: A review. **ACI: Journal**, v. 82-69, p. 744-753, sept-oct.

GÓES, N. L.J. **A TRANSFORMAÇÃO DA MADEIRA E SEUS DERIVADOS**. Notas de aulas de Pós Graduação em Engenharia de estruturas, UNILINS, São Paulo, 2008.

GOUVEIA, D.A. **Reutilização de fôrmas para concreto armado**. Artigo para conclusão de curso de graduação em Engenharia Civil UNESP, 2008. Disponível em: <http://enaic.unaspec.edu.br/pdf/artigo%20para%20transforma%C3%A7%C3%A3o.pdf>. Acesso em: 05 de setembro de 2009, às 15h56min.

HASELEIN, C.R. HILLIG,E. SANTINI, E.J. **Propriedades mecânicas de chapas aglomeradas estruturais fabricadas com madeiras de pinus, eucalipto e acácia negra**. Ciência Florestal, Santa Maria, v. 12, n. 1, p. 59-70, 2002.

HENNRICHS, C. A. **Estudos sobre a modelagem de lajes planas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) em Estruturas apresentado na Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2003.

HURD, M.K. **Formwork for Concrete**. Michigan: American Concrete Institute, 1995.

IBGE, **Estimativas das Populações Residentes, em 1º de Julho de 2009, segundo os municípios**. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br>, Acesso em: 22 de agosto de 2009, às 12h: 32min.

JUNIOR, T.F.C. FILHO, A.F. **Emprego de fôrmas de madeira em estrutura de concreto**. Artigo (Graduação) - Escola de Engenharia, Universidade Católica do Salvador. 13p, 2008.

MARANHÃO, M. G. **Fôrmas para concreto: subsídios para otimização do projeto segundo a NBR 7190/ 97**. Dissertação (Mestrado em estruturas de madeira) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MASCARENHAS, A. C. **Fôrmas para Concreto**, Salvador: Centro Editorial e Didático da UFBA, 4ª tiragem, 1993.101p.

MENDES, L. M.; ALBUQUERQUE, C. E. C.; IWAKIRI, S. Compensados sarrafeados: qualidade da madeira, aspectos de produção e aproveitamento de resíduos. Disponível em: http://www.editora.ufla.br/site/_adm/upload/boletim/bol_39.pdf. Acesso em: 07 set. 2010.

MOLITERNO, A. **Escoramentos, Cimbramentos, Fôrmas para Concreto e Travessias em Estruturas de Madeira**. São Paulo: Edgard Blucher, 1989, 379p.

NAZAR, Nilton. **Fôrmas e escoramentos para edifícios: critérios para dimensionamento e escolha do sistema**. São Paulo: PINI, 2007.

OBATA, S.H. **Organização básica do serviço de concretagem das estruturas de concreto**. São Paulo: Exacta, v. 05, n° 1, p. 185-192, jan/jun, 2007.

PALMA, L. A. H. **Determinação de propriedades elásticas e de resistência em compensado de *Pinnus elliottii***. Scientia forestalis, n. 51, p 37-48, junho, 1997.

PFEIL, W. **Cimbramentos**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. 1987. 431p.

PILEGGI R. G; STUDART A. R; PAGLIOSA N. C; PANDOLFELLI V. C. **Caracterização reológica de concretos refratários bombeáveis**. Cerâmica v.46, n.300. São Paulo out./nov./dez. 2000;

POLIMIX CONCRETO. **Tipos de concreto**. Disponível em: [HTTP://www.polimix.com.br/tiposdeconcreto](http://www.polimix.com.br/tiposdeconcreto). Acesso em: 02 de novembro de 2009, às 11h:50min.

POLZL, B.W. **Eficiência produtiva e econômica do segmento industrial da madeira compensada no estado do Paraná**. Dissertação (Mestrado) Ciências Florestais. Pós graduação em engenharia florestal da Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2002.

QUALIPLÁS. **Fabricantes de chapas de compensado**. Disponível em: <http://www.formateccompensados.com.br/>. Acesso em: 20 maio 2010.

REQUENA, J.A.V. **Fôrmas e cimbramentos de madeira para edificações**. 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estrutura) – Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP. São Carlos, 1983.

SALOMÃO, N.B. **Sistematização da execução de estruturas de concreto armado em lajes planas moldadas no local e pré-vigas de borda**. Dissertação (Mestrado em Tecnologia em construção de edifícios) – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo. São Paulo, 2004.

SACHT, H. M. ROSSIGNOLO, J.A. SANTOS, W.N. **Avaliação da condutividade térmica de concretos leves com argila expandida.** Revista Matéria, Vol 15, nº1, 2010.

SANTIAGO, J.A. **Concepção de abertura em madeira na construção do espaço.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Produção – Universidade Federal de Santa Catarina. SC, 1996.

SILVA, C. C. **Análise teórica e experimental de vigas de madeira de secção transversal “I” para uso em fôrmas.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estrutura) – Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP São Carlos, 2010.

SEPLAN-GO. Ranking do PIB nos 25 primeiros municípios – 2000. Disponível em: <http://www.seplan.go.gov.br/sepin/pub/conj/conj3/03.htm>, acesso em 29 de Dezembro de 2010.

STAMATO, C.G. **Ligações em estruturas de madeira composta por chapa de madeira compensada.** Tese (Doutorado em Engenharia de Estrutura) – Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP São Carlos, 2002.

STAMATO, C.G. **Resistência ao embutimento da madeira compensada.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estrutura) – Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP São Carlos, 1998.

TÉCHNE: Revista de Tecnologia da Construção. **Fôrmas tipo túnel retornam ao país.** São Paulo: PINI, 15 abr. 2008, bimestral.

_____. São Paulo: PINI, Ano 4, jan/fev 1996, bimestral.

_____. São Paulo: PINI, ed. 120, Março 2007, bimestral.

_____. São Paulo: PINI, Outubro 2009, bimestral.

WEIDMANN, D. F. **Contribuição ao estudo da influência da forma e da composição granulométrica de agregados miúdos de britagem nas propriedades do concreto de cimento Portland.** Dissertação (Mestrado) apresentada no programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

APÊNDICE A

Neste apêndice apresenta-se o modelo do questionário aplicado às obras visitadas, que contém dados discriminativos das obras, empresas, tipo de construção e particularidades. Possui 25 perguntas objetivas, as quais foram aplicadas pelo pesquisador ao engenheiro responsável, ou ao responsável técnico pela obra.

MODELO DO QUESTIONÁRIO APLICADO

Empresa:

Obra:

Tipo:

Tamanho:

Número de pavimentos:

Particularidades observadas em cada caso:

- 1- Tem projeto de fôrmas e escoramentos?
- 2- Como se chama esse sistema adotado?
- 3- Qual a madeira utilizada?
- 4- Quais sistemas estão disponíveis atualmente no mercado?
- 5- O sistema é feito pela própria empresa ou por empresas especializadas?
- 6- Há um bom número de fornecedores no mercado?
- 7- Qual a distância dos elementos (travessões e longarinas etc)?
- 8- O escoramento é madeira serrada ou madeira roliça?
- 9- Qual a distância dos escoramentos?
- 10- Por que adotou esta distância?
- 11- Qual a distância da amarração das fôrmas dos pilares?
- 12- Qual é o número máximo de utilizações (reaproveitamento) deste sistema?
- 13- Adotam o esquema de reescoramento de lajes?
- 14- Já foram testados outros sistemas?
- 15- Quais foram as diferenças notadas?
- 16- A empresa utiliza uma padronização para esta etapa da construção?
- 17- A empresa tem banco de dados para controle dos resultados?
- 18- Para outros tipos de obras são utilizados outros sistemas?
- 19- Quais as dificuldades encontradas neste sistema?
- 20- Quais as dificuldades de executar esta etapa de uma obra?
- 21- O que você gostaria que contemplasse um roteiro para cálculo?
- 22- Qual o consumo de materiais para montar?
- 23- Qual o consumo de horas/homens para montar?
- 24- Qual o quantitativo de horas/homens para desmontar?
- 25- Tem interesse de testar outros sistemas novos?