

The logo consists of the letters 'SH' in a bold, white, sans-serif font, set against a yellow rectangular background.

Fundamentos de Escoramentos, Fôrmas e Andaimes

Práticas da Construção Civil



SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos

por:

Amanda Serejo

Erick Barros

Miguel Costa

Nurya Lima

SH Fundamentos de Escoramentos, Fôrmas e Andaimos

Práticas da Construção Civil

1ª Edição

Rio de Janeiro

2024

Os autores, a editora e a SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos, empenha-se para citar de forma adequada e garantir o devido crédito a todos os titulares dos direitos autorais, de qualquer material ou informação incluída neste livro. Estamos disponíveis a possíveis acertos caso a identificação de algum deles, tenha sido omitida.

Não é de responsabilidade da editora, nem dos autores, eventuais danos ou perdas às pessoas ou bens que tenham origem no uso desta publicação.

Copyright © 2024.

Conteúdo:

Amanda Serejo

Erick Barros

Miguel Costa

Nurya Lima

Revisão:

Avelino Garzoni

Erick Barros

Michael Rock

Miguel Costa

Mônica Reis

Diagramação e capa:

Gabriele Cardoso

Imagem de capa:

Freepik

Agradecimentos

Este livro é um testemunho do compromisso da SH com a excelência e a inovação na engenharia civil, e esperamos que ele sirva como um recurso valioso para profissionais e acadêmicos por muitos anos vindouros. Nossa missão foi transpor o vasto conhecimento prático acumulado ao longo de mais de meio século de atuação no mercado para o domínio acadêmico, enriquecendo assim o conhecimento nesta disciplina especializada.

Agradecemos a persistência e o compromisso inabalável de nossa equipe da SH para concretização deste livro de referência para a engenharia brasileira. Este projeto nasceu da necessidade de preencher uma lacuna no meio acadêmico, onde os temas de escoramento, fôrmas para concreto e andaimes, apesar de sua relevância crítica, têm sido historicamente subexplorados.

Cada capítulo deste livro representa uma síntese meticulosa de dados, informações técnicas e conhecimentos especializados, oferecendo insights valiosos que terão um impacto significativo na trajetória profissional dos leitores e na prática da engenharia civil como um todo. Cada palavra, cada conceito e cada ilustração incorpora o conhecimento coletivo e as habilidades refinadas de nossa equipe, frutos de anos de dedicação e aperfeiçoamento contínuo.

Em nome da SH, expressamos nossa mais profunda gratidão a todos os colaboradores que contribuíram para a realização deste projeto. Gostaríamos de reconhecer especificamente as contribuições de:

- Adenildo Gomes, Luis Loyola, Matheus Verdan, Paulo Bezerra, Ridley Silva e Wallace Souza, pela elaboração meticulosa dos desenhos técnicos e modelos tridimensionais;
- Amanda Serejo, Nurya Lima, Mônica Reis e Thiago Lopes, pela pesquisa diligente, compilação de referências e compartilhamento de experiências práticas;
- Erick Barros, pelo suporte técnico e revisão criteriosa das estruturas de cálculo, modulações e informações técnicas;
- Miguel Costa, pela contribuição fundamental em bases tecnológicas, desenvolvimento de conteúdo e formulação de critérios de cálculo;
- Luis Claudio, cuja determinação foi o catalisador para o início deste projeto e sua persistência foram fundamentais para a conclusão deste livro.
- A todos os engenheiros, projetistas e assistentes técnicos da SH, cujas contribuições coletivas ao longo dos anos foram instrumentais na consolidação do conhecimento apresentado nesta obra.

Alinhado ao nosso valor “Aprenda Sempre”, ao final do livro você encontrará um QRCode que entregará ao leitor as próximas atualizações desse livro.

Boa leitura

Ruth Castro e Michael Rock

Sobre a SH Fôrmas, Andaimes e Escoramentos

Somos uma empresa brasileira, com 55 anos de experiência, especialista em soluções em engenharia para execução de estruturas e disponibilizamos sistemas de fôrmas, andaimes e escoramentos metálicos para locação e venda através de onze unidades no Brasil e uma no Paraguai. Juntas, elas permitem à SH ser a empresa com a mais ampla distribuição do Brasil e de maior presença na América Latina.

O investimento em tecnologia é uma política constante na SH. Nossos engenheiros estão sempre pesquisando novas tecnologias nos principais mercados de construção civil do mundo, e todo o nosso time encara o desafio permanente de seguir pesquisando e desenvolvendo novos sistemas e serviços que proporcionem economia, agilidade e satisfação aos nossos clientes.

Com base em nossos valores mais fundamentais de transparência e segurança, fomos a primeira empresa do setor a possuir um sistema de logística que planeja e controla o fluxo e armazenagem dos equipamentos, reduzindo significativamente o tempo requerido para o atendimento, e a oferecer a nossos clientes uma plataforma digital completa de consulta e gestão de contratos de qualquer lugar e dispositivo, o SH Digital.

Nos últimos anos, investimos em internacionalização de nossas operações na América do Sul, aumentando nossa abrangência e o impacto de nossa atividade em novos mercados. Em 2015, inauguramos nossa primeira unidade fora do Brasil, em Bogotá, na Colômbia, descontinuada por questões estratégicas em 2023. E em 2017, em continuidade ao processo de expansão, inauguramos a SH Paraguai, sediada em Assunção, capital paraguaia, e que segue dando suporte às construtoras de todo o país em suas empreitadas. Esse movimento de internacionalização é também a consolidação do trabalho comprometido da empresa e de nossos colaboradores, e dessa inquietude para seguir fazendo a diferença para mais e mais clientes e parceiros pelo mundo.

A SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos

Missão

Oferecer soluções em estrutura e acesso com excelência em qualidade, atendendo com eficiência e confiabilidade, gerando valor e admiração para seus clientes e colaboradores. A SH poderá atuar em todas as fases da cadeia de valor de seus clientes, sempre em benefício da relação ou solução ofertada.

Visão

A SH será reconhecida como a maior e melhor empresa de soluções de engenharia para estruturas.

A SH Indústria de Metalurgia e Serviços

Missão

Desenvolver e industrializar soluções em fôrmas para concreto, atendendo com eficiência e confiabilidade, gerando valor e admiração.

Visão

Ser o líder de mercado, maximizar o marketshare e garantir retorno aos acionistas

Valores

- Vise o lucro sustentável. Não olhe somente o curto prazo.
- Seja correto com o cliente. Queremos uma relação boa e duradoura com ele.
- Quanto mais simples, melhor.
- Críticas construtivas são bem-vindas.
- Ouça, respeite e valorize pessoas, opiniões e ideias.
- O sucesso de cada um depende do nosso sucesso.
- Encare e resolva logo os problemas. Não deixe para depois.
- A humildade é fundamental. Cuidado com o “salto alto”.
- Você passa mais tempo no trabalho do que em casa, torne-o agradável e divertido.
- Aprenda sempre.
- Segurança como valor fundamental, para nossos colaboradores e clientes.

Padrões de Atendimento

Inspiramos nosso time a encantar clientes

Segurança: Prezar pela segurança é priorizar constantemente a segurança de todos. Cuidar de forma ativa e pró ativa, sempre se antecipando e tomando ações pela proteção de colaboradores, colegas e clientes.

Transparência: Ser transparente é comunicar com clareza no tempo certo, sempre alinhando as expectativas de todas as partes envolvidas. Manter-se ético e ciente que até mesmo o óbvio precisa ser dito.

Compromisso: Ser compromissado é entregar tudo aquilo que foi alinhado. Honrando o comprometimento em trazer a confiança do cliente, aumentando a credibilidade da marca SH.

Apoio: Apoiar é entender como o outro quer ser tratado, ser empático e escutar ativamente. Encantar com um sorriso no rosto, através da presença e constante disponibilidade, além de eventualmente antecipar apoio antes de ser solicitado.

Agilidade: Ser ágil é atuar de forma eficaz e eficiente, entregando o resultado necessário no momento certo. Atender acima da média, sempre de prontidão e com foco na resolução da demanda, superando as expectativas do cliente.

Nossos Prêmios

Prêmio PINI – Melhores da Construção: Desde 1998, a SH vem anualmente arrebatando o 1º lugar na categoria Fôrmas e Escoramentos Metálicos deste prêmio de grande importância no cenário da construção civil brasileira. Em 2011 a empresa conquistou o 1º lugar em duas novas categorias: Andaime Fachadeiro e Fôrmas de Alumínio.

Prêmio: 500 Grandes da Construção Civil “O Empreiteiro”: Por diversos anos consecutivos, a SH figura no 500 Grandes da Construção Civil, prêmio concedido às maiores empresas do Brasil em diversas áreas de atuação.

Prêmio Rio Export 2005: Em 2005 a SH recebeu o prêmio Rio Export 2005 na categoria destaque Exportador CIN. O prêmio é um reconhecimento conjunto da FIRJAN, Banco do Brasil, SEBRAE/RJ e a Secretaria e Comércio Exterior pelo esforço exportador da empresa.

Prêmio EC – Fornecedores do Ano: Em 2005 e 2006, a SH conquistou o primeiro lugar na categoria Fôrmas Metálicas, ao apresentar o maior índice de preferência como fornecedor da indústria da construção civil de Curitiba, no prêmio organizado pela revista Engenharia e Construção.

Prêmios de Fornecedores: Habitualmente a SH é premiada por clientes em seu rankings de melhores do ano. Assim, a SH já recebeu prêmios como fornecedora da BKO Construtora e Incorporadora do grupo Gafisa, entre outros.

La Gran Gala de La Construcción 2023: Em 2023 a SH recebeu o prêmio TOP de Marcas de Construção na categoria Empresa de Aluguel de Andaimos, Fôrmas e Equipamentos de Acesso. Este prêmio é um reconhecimento das principais

Somos GPTW!

O selo GPTW, ou “Great Place to Work”, é uma certificação criada em 1980 que reconhece empresas que oferecem um excelente ambiente de trabalho para seus colaboradores. A avaliação é realizada por meio de uma pesquisa com os funcionários, que avaliam aspectos como clima organizacional, cultura, oportunidades de desenvolvimento e qualidade das lideranças.

Além da pesquisa com os funcionários, a GPTW também analisa práticas e políticas da empresa para garantir que ela promova um ambiente de trabalho positivo e inclusivo. Empresas que obtêm o selo GPTW geralmente são vistas como modelos em termos de boas práticas de gestão e engajamento dos colaboradores.

A metodologia chegou ao Brasil no ano de 1997 e atualmente é aplicada em 98 países impactando 12 milhões de colaboradores anualmente. São mais de 10 mil empresas participantes.

Saiba Mais

Quer saber mais sobre a SH? Acesse nosso site: www.sh.com.br e conheça todos nossos cases de sucesso.

Prefácio

O livro SH - Fundamentos de Escoramentos, Fôrmas e Andaimes – Práticas da Construção Civil é uma obra essencial para profissionais da área de construção civil, engenheiros civis, arquitetos e estudantes que desejam aprofundar seus conhecimentos sobre técnicas de construção com concreto, escoramento e fôrmas metálicas.

O livro aborda detalhadamente os processos envolvidos na utilização de escoramento, fôrmas, andaimes metálicos e também madeira, desde a escolha dos materiais adequados até a execução correta das estruturas. Além de explorar melhores práticas no uso de escoramentos metálicos, garantindo segurança e eficiência nas obras.

Com uma abordagem didática e ilustrativa, oferece informações fundamentais sobre diferentes tipos de soluções disponíveis no mercado, características dos materiais, considerações de projeto, suas aplicações específicas e os cuidados necessários durante o processo construtivo. Da mesma forma oferece orientações precisas sobre dimensionamentos e montagens de escoramentos, fôrmas e andaimes através de cálculos, normas e imagens criadas para ilustrar esse livro.

Junto com uma equipe de especialistas na área, a leitura fornece ricos detalhes de quem vivencia na prática os desafios de escoramento dentro da construção civil. Combinando teoria e prática de forma equilibrada, ilustrado com exemplos reais de obras executadas por todo Brasil.

Introdução

No mundo em constante evolução da engenharia civil, encontramos um trio de diversas possibilidades e materiais: escoramentos, fôrmas e andaimes de acesso.

Esse livro nasce da necessidade de termos um guia acessível e abrangente para as práticas fundamentais da área. Ele busca fornecer uma base sólida desde conceitos até estratégias para os profissionais que enfrentam diariamente os desafios de executar uma estrutura segura, eficiente e esteticamente atraente.

Nos próximos capítulos exploraremos materiais, roteiro de cálculos e aplicações práticas que garantiram sucesso de obras reais e proporcionaram conhecimento para desenvolver este livro. Nossa meta é equipar o profissional sendo engenheiro civil, arquiteto ou um construtor experiente, com conhecimento e habilidades necessárias para enfrentar os desafios do mundo da construção com confiança e excelência.

Convidamos você a mergulhar nas páginas deste livro, explorar suas ideias e descobrir como o escoramento, fôrmas e andaimes não são apenas elementos de suporte, mas pilares essenciais dentro da obra.

A equipe SH deseja uma boa leitura, que cada página o conduza mais perto da excelência na arte e ciência em construção civil.

Sumário

1 Fôrma e Escoramento para Laje	23
1.1 Observações gerais	23
1.2 Dimensionamento	24
1.2.1 Método de cálculo	24
1.2.2 Considerações de cargas	25
1.2.3 Cargas horizontais	26
1.2.4 Cargas verticais.....	28
1.2.5 Compensado.....	28
1.2.6 Perfil secundário.....	37
1.2.7 Perfil primário	45
1.2.8 Postes de escoramento.....	49
1.3 Equipamentos	58
1.3.1 Escoramento convencional com torre e escora	58
1.3.2 Sistema de torre LTT SH.....	61
1.3.3 Sistema de torre LTT Extra SH	63
1.3.4 Perfis	64
1.3.5 Sistema Topec® SH.....	68
1.3.6 Mesa voadora e mesa deslizante	78
1.3.7 Mesa voadora	78
1.3.8 Mesa deslizante	83
1.4 Casos especiais	88
1.4.1 Pé direito alto	88
1.4.2 Lajes planas	92
1.4.3 Lajes nervuradas.....	96
1.4.4 Lajes pré-moldadas.....	99
1.4.5 Lajes protendidas	100
1.4.6 Lajes com Capitel.....	101
1.4.7 Lajes inclinadas – estaiamento	102
1.5 Laje em balanço	104
1.5.1 Método de cálculo.....	106
2 Fôrma e Escoramento para Viga	111
2.1 Observações Gerais	111
2.1.1 Dimensionamento	112
2.1.2 Método de Cálculo.....	112
2.1.3 Considerações de Carga.....	112
2.2 Cargas Horizontais	112
2.2.1 Cálculo da lateral de viga	115
2.2.2 Cálculo da madeira de estruturação - sarrafo 50x25 mm	117
2.3 Cargas Verticais	120
2.3.1 Cálculo do fundo de viga.....	121

Sumário

2.4 Fôrma metálica	129
2.4.1 Cálculo da carga nas ancoragens	131
2.5 Fôrma mista de madeira com travamento metálico	132
2.5.1 Cálculo da altura entre os travamentos	133
2.5.2 Cálculo do perfil de travamento	134
2.6 Tipos de ancoragem	137
2.7 Escoramento de vigas	137
2.7.1 Garfos de madeira	138
2.7.2 Pontaletes de madeira	140
2.7.3 Escoras metálicas	145
2.7.4 Torres metálicas e escoras	146
2.8 Cálculo para dimensionamento de escoramento de vigas	147
2.9 Sequência de montagem	157
2.10 Tipos de vigas	162
2.10.1 Vigas invertidas e semi-invertidas	162
2.10.2 Vigas de transição	163
2.10.3 Vigas baldrames	164
2.10.4 Vigas pré-moldadas	165
2.11 Comportamento de vigas	167
3 Reescoramento e Desforma	171
3.1 Observações gerais	171
3.2 Responsabilidades	172
3.3 Projeto de reescoramento	173
3.3.1 Reforço no reescoramento	174
3.4 Normas	175
3.4.1 ABNT NBR 6118:2023	176
3.4.2 ABNT NBR 14931:2023	178
3.4.3 ABNT NBR 15696:2009	179
3.4.4 ABNT NBR 8522:2021	180
3.4.5 ACI 347.2R-05	181
3.5 Processo de desforma	182
4 Fôrmas para concreto	187
4.1 Observações gerais	187
4.2 Fôrmas de madeira	188
4.3 Fôrmas metálicas	191
4.3.1 Fôrma metálica de 40 kN/m ²	192
4.3.2 Acessórios fôrma metálica 40 kN/m ² SH	194
4.3.3 Fôrma metálica de 60 kN/m ²	201
4.3.4 Acessórios fôrma metálica 60 kN/m ² SH	203
4.3.5 Fôrmas metálicas para vigas pré-moldadas	211

Sumário

4.4 Fôrmas especiais	211
4.5 Fôrmas de PVC	213
4.6 Fôrmas de papelão	214
4.7 Fôrmas deslizantes	215
4.8 Fôrmas de poliestireno expandido (EPS)	220
4.9 Fôrmas trepantes - Console de trabalho AS 240	221
5 Fôrma para pilares	226
5.1 Observações gerais	226
5.2 Dimensionamento	226
5.2.1 Premissas do concreto.....	226
5.2.2 Critérios de cálculo.....	227
5.2.3 Consistência do concreto.....	228
5.2.4 Velocidade de concretagem.....	228
5.2.5 Pressão do concreto fluido.....	229
5.2.6 Aditivos retardadores de pega	230
5.2.7 Temperatura	231
5.2.8 Vibração	231
5.2.9 Cargas atuantes	231
5.3 Considerações de carga – empuxo	232
5.4 Fôrma de madeira para pilar	234
5.5 Travamento com perfil metálico e ancoragem	238
5.5.1 Cálculo para dimensionamento do travamento	241
5.5.2 Carga no perfil metálico - horizontal	242
5.5.3 Cálculo de carga da barra.....	244
5.6 Fôrma para pilares com painel modular	245
5.7 Equipamentos	248
5.7.1 Multiform® SH para pilares	248
5.7.2 Acessórios MF	249
5.7.3 Fôrmas circulares com painéis metálicos	253
5.8 Arranque de montagem	255
5.9 Soluções para prumo	256
5.10 Casos especiais	257
5.10.1 Pilar contra-parede.....	257
5.10.2 Pilar parede	259
5.10.3 Pilar inclinado	259
5.10.4 Pilar na junta de concretagem	261
6 Fôrmas para Paredes	265
6.1 Observações gerais	265
6.2 Dimensionamento	265
6.2.1 Considerações de carga - empuxo	265

Sumário

6.2.2	Calculo fôrma de madeira	268
6.3	Concreto aparente.....	273
6.4	Equipamentos.....	275
6.4.1	Tirantes de travamento	275
6.4.2	Luvas de vedação	276
6.5	Fôrmas para paredes – painel 40 kN/m² SH	277
6.5.1	Alinhamento.....	278
6.5.2	Arremates.....	279
6.5.3	Solução para cantos	280
6.6	Fôrmas para paredes – painel 60 kN/m² SH	281
6.6.1	Alinhamento.....	282
6.6.2	Arremates.....	282
6.6.3	Solução para Cantos.....	282
6.7	Travamento de parede com fôrma Multiform® SH	283
6.7.1	Componentes.....	284
6.7.2	Montagem.....	284
6.7.3	Soluções.....	285
6.8	Fundação	286
6.8.1	Fôrma para fundação	286
6.8.2	Blocos	286
6.8.3	Blocos com fôrmas de madeira.....	287
6.8.4	Blocos com fôrmas metálicas	287
6.8.5	Vigas baldrames	289
6.8.6	Parede de diafragma.....	290
6.8.7	Muros de contenção.....	290
6.8.8	Muros de arrimo	290
6.9	Fôrma contra-talude.....	291
6.9.1	Cálculo das cargas atuantes	291
7	Andaimes de acesso.....	297
7.1	Observações gerais.....	297
7.2	Dimensionamento.....	297
7.2.1	NR - 18.....	297
7.2.2	Cargas atuante em andaimes	298
7.2.3	Fixação da fachada	301
7.3	Andaime Fachadeiro® SH.....	302
7.3.1	Componentes.....	303
7.3.2	Montagem básica	306
7.3.3	Posição das diagonais.....	307
7.3.4	Soluções para aparalixo	309
7.3.5	Soluções especiais.....	310

Sumário

7.4 Andaime Fachadeiro® 105 SH	311
7.4.1 Componentes.....	312
7.4.2 Montagem básica	314
7.5 Andaimos de acessos industriais.....	315
7.5.1 Observações gerais.....	315
7.5.2 Andaime industrial com tubo e braçadeira	315
7.5.3 Dimensionamento.....	318
7.5.4 Orientações típicas para montagem.....	328
7.5.5 Andaime de encaixe - Modex® SH	328
7.5.6 Componentes	328
7.5.7 Cargas admissíveis.....	330
7.5.8 Montagem básica	331
7.5.9 Console Modex SH.....	333
7.6 Pisos e rodapés	335
7.6.1 Pranchão de madeira.....	335
7.6.2 Piso metálico	335
7.6.3 Rodapés	337
7.7 Escadas	338
8 Cálculos para Fôrmas e Escoramentos	343
8.1 Observações gerais	343
8.2 Cálculos básicos	343
8.2.1 Unidades	343
8.3 Ações.....	344
8.3.1 Ações permanentes.....	344
8.3.2 Ações variáveis	345
8.3.3 Pressão do vento	346
8.4 Pressão de empuxo para concreto fresco.....	351
8.4.1 Definições.....	352
8.4.2 Fatores que influenciam a pressão do concreto	353
8.4.3 Cálculo simplificado do empuxo do concreto.....	354
8.5 Métodos de cálculo	355
8.5.1 Estados limites últimos	356
8.5.2 Estados limites de serviço	358
8.6 Propriedade dos materiais usados para fôrmas e escoramentos...	358
8.6.1 Madeira.....	358
8.6.2 Compensado.....	359
8.6.3 Aço	360
8.6.4 Alumínio.....	360
8.7 Resistência de materiais.....	360
8.7.1 Parâmetros de geometria da seção.....	360

Sumário

8.7.2 Esforços simples.....	364
8.7.3 Tensão, tensão admissível e fator de segurança	365
8.7.4 Esforços normais	366
8.7.5 Cisalhamento ou cortante.....	368
8.7.6 Flexão e momento fletor	369
8.7.7 Flambagem	372
8.7.8 Flambagem do conjunto	375
8.7.9 Torção	379
8.8 Reações de apoios	381
8.8.1 Condições de equilíbrio.....	382
8.9 Estruturas inclinadas	388
8.10 Console de trabalho AS 240 SH	390
8.10.1 Dimensionamento	390
8.10.2 Fixação no concreto	392
9 Soluções para obras especiais.....	399
9.1 Observações gerais	399
9.2 Reservatórios	399
9.2.1 Execução do arranque	402
9.3 Detalhes de ancoragens	403
9.3.1 Barra de ancoragem.....	404
9.3.2 Cone.....	405
9.3.3 Luva water stop	406
9.3.4 Ancoragem perdida.....	407
9.4 Calhas e canais.....	408
9.5 Barragens.....	409
9.5.1 Elementos de obras hidroelétricas	410
9.5.2 Definições e terminologia.....	410
9.5.3 Concreto compactado com rolo – CCR	412
9.6 Casas populares com paredes de concreto	413
9.7 Pontes e viadutos	418
9.7.1 Soluções com treliças	420
9.7.2 Dimensionamento – escoramento com treliças.....	422
9.7.3 Escoramento metálico – Lumisystem® SH	427
9.7.4 Balanço sucessivo	429
9.7.5 Alargamento de pista.....	431
9.7.6 Guard Rail – concreto.....	431
9.8 Passarelas de pedestres	433
9.8.1 Dimensionamento.....	435
9.8.2 Tipos de montagens.....	436
9.8.3 Contraventamentos e estaios.....	437

Sumário

10 Cuidados na execução de fôrmas e escoramentos	441
10.1 Observações gerais.....	441
10.2 Escolha de materiais e equipamentos	441
10.2.1 Qualidade da madeira	441
10.2.2 Estado de manutenção de equipamentos metálicos	442
10.3 Montagem.....	442
10.3.1 Projeto.....	442
10.3.2 Apoio	443
10.3.3 Cunha nos forçados	444
10.3.4 Prumo de escoras e torres de carga.....	445
10.3.5 Contraventamento e diagonais.....	445
10.3.6 Uso de desmoldante	447
10.4 Durante a concretagem.....	447
10.5 Na desforma.....	448
10.6 No reescoramento	449
10.7 Cuidados na locação.....	449
10.7.1 Planejamento	449
10.7.2 A escolha do sistema.....	451
10.7.3 Tipos de contratação de fôrmas e escoramentos.....	452
10.8 Serviços oferecidos – equipamentos alugados	453
10.8.1 Remanejamentos.....	453
10.8.2 Cargas mecanizadas.....	453
10.8.3 Assistência técnica em obra.....	455
10.8.4 Projetos	455
10.9 Cuidados na obra com equipamentos alugados.....	455
10.9.1 Manutenção e limpeza dos equipamentos	455
10.9.2 Manuseio e armazenagem na obra.....	456
10.9.3 Conferência	456
10.9.4 Segurança no trabalho	457
11 Tabelas auxiliares e equações	463
11.1 Observações gerais.....	463
11.2 Notações.....	464
11.3 Tabelas.....	469
11.4 Equações	480
12 Bibliografia e referências.....	489
12.1 Observações gerais	489
12.2 Referências bibliográficas.....	490
12.3 Fontes.....	492
12.4 Normas técnicas.....	493



CAPÍTULO I - FÔRMA E ESCORAMENTO PARA LAJE

1. Fôrma e Escoramento para Laje

1.1 Observações gerais

Estruturas de concreto armado são compostas por vários elementos estruturais como: lajes, vigas, pilares, paredes, blocos de fundação, cintas, entre outros. Este capítulo se dedica exclusivamente às lajes, que, sem dúvida, são elementos muito importantes no contexto de estruturas.

O objetivo deste texto é analisar as fôrmas e os escoramentos para lajes, não apenas da perspectiva dos projetos de elementos estruturais, mas também tratando de detalhes e explicações sobre diferentes tipos de lajes que podem ser importantes para o entendimento mais amplo dos desafios relacionados a fôrmas e escoramentos.

O texto visa explicar como dimensionar corretamente; quais equipamentos podem ser usados; e quais cuidados devem ser tomados. As orientações descritas neste livro utilizam como base os equipamentos da SH, porém os métodos podem ser adaptados para qualquer equipamento disponível no mercado.

O dimensionamento considera as normas vigentes da ABNT assim como boas práticas da ABRASFE¹, e das diretrizes e regras estabelecidas pela SH Fôrmas Andaime e Escoramento Ltda. Importante lembrar que o dimensionamento de estruturas, inclusive de estruturas provisórias como fôrmas e escoramentos, deve ser feito por profissionais qualificados. O assunto tem complexidade muito acima do escopo deste texto e a SH não pode ser responsabilizada por projetos feitos com base no conteúdo deste livro.

¹ABRASFE – Associação Brasileira de Fôrmas, Escoramentos e Acessos.

1.2 Dimensionamento

1.2.1 Método de cálculo

Os materiais de uso mais comuns nos cimbramentos são a madeira e o aço. Embora o uso de alumínio seja recente, ele já conquistou seu espaço quanto ao sistema estrutural, deve-se preferir os cimbramentos que oferecem os caminhos mais curtos de transferência das cargas para as fundações. Este caminho mais curto implica em geral apoios no terreno e pontos intermediários dos vãos entre pilares da obra.

São comumente usados nas construções os tipos de cimbramentos a seguir:

- Cimbramentos em madeira (obras de pequeno porte);
- Cimbramentos em leque;
- Cimbramentos em torres;
- Cimbramentos autoportantes – quando os apoios intermediários não existem (vãos de viadutos), existindo apenas dois pontos laterais do vão, ou nos pilares da obra definitiva. Nesta classe encontram-se também os cimbramentos treliçados.

Glossário e etimologia de alguns termos técnicos que serão utilizados neste capítulo:

- Cimbramento² – construção provisória destinada a suportar cargas de peso próprio, solicitações de ventos e empuxos, durante a fase construtiva de uma obra;
- Escora – metálica ou em madeira. Peça comprimida, vertical ou inclinada, destinada a auxiliar torres de cimbramento, a compor reescoramento, ou a aprumar³ ou estroncar fôrmas para paredes;
- Pé esquerdo – distância de piso a piso de um edifício;
- Pé direito – distância de piso a fundo de laje de um edifício;
- Perfil principal ou perfil primário – viga que se conecta ou apoia no topo dos elementos verticais, onde se apoiam os perfis secundários;
- Perfil secundário ou barrote – viga sobre qual é pregado o compensado ou qualquer assoalho;
- Gastalho – peça de madeira para reforço de uma fôrma, impedindo a abertura dela;
- Compensado – Placa de madeira industrializada, plana e utilizada sobre os perfis secundários como suporte e assoalho de montagem de armaduras e demais elementos da estrutura.

²Existem na literatura e no mercado pequenas diferenças conceituais entre os termos cimbramento e escoramento, sendo comum a definição do primeiro termo como o conjunto de elementos verticais (escoras e torres) e horizontais (perfis e assoalho) e o escoramento sendo categorizado apenas como elementos verticais.

³O uso de escoras para prumo de fôrmas é comum embora existam equipamentos mais leves e práticos indicados para este fim denominados aprumadores.

CAPÍTULO I

O cálculo de fôrma e escoramento de laje segue as etapas descritas, começando do topo para a base.

1. Determinar cargas verticais e horizontais atuantes;
2. Dimensionar o compensado em função das cargas, definindo espaçamento entre perfis secundários e carga que irá atuar sobre eles;
3. Dimensionar perfis secundários, determinando o vão máximo que resistem e as cargas que serão transferidas para os perfis principais;
4. Dimensionar perfis principais, vão máximo que resiste entre apoios e cargas que vão transmitir para os postes de escoramento;
5. Dimensionar espaçamentos e quantidades de postes do sistema de escoramentos para resistir às cargas verticais, horizontais, de peso próprio e do concreto fresco;

1.2.2 Considerações de cargas

As considerações de cargas devem seguir a ABNT NBR 15.696, 'Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto - Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos'.

O peso específico do concreto armado: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$, podendo variar conforme sua composição.

Considerando $1 \text{ kN} = 102 \text{ kgf}$, podemos usar também $\gamma_c = 2.550 \text{ kgf/m}^3$.

Além do peso próprio concreto, deve-se considerar sobrecarga de trabalho na execução dos serviços de lançamento, adensamento e acabamento do concreto, de no mínimo **2,0 kN/m²**.

A carga estática total a ser considerada, somando peso próprio do concreto e sobrecarga de trabalho, não pode ser inferior a **4,0 kN/m²**.

Para calcular as deformações nos elementos, principalmente as flechas dos perfis horizontais, deve ser adotada uma sobrecarga de trabalho não inferior a **1,0 kN/m²**.

Em casos de ter plataformas de trabalho fora das áreas de concreto, deve ser considerada uma sobrecarga de trabalho de no mínimo **1,5 kN/m²**.

Já na etapa de reescoramento, considera-se a sobrecarga de **1 kN/m²**, como veremos mais a frente.

Por que há duas considerações diferentes de sobrecarga para o cálculo da laje?

O cálculo do momento fletor é conhecido como verificação dos estados limite últimos (ELU) e determina se as peças suportam as cargas durante o uso. Na laje, o peso próprio é considerado como carga de curta duração, sendo crucial considerar as sobrecargas das pessoas que trabalham sobre a laje. Lembrando que a sobrecarga não é um fator de segurança, ela representa cargas reais que podem atuar na estrutura.

CAPÍTULO I

Já o cálculo pela flecha ou por estados limites de serviço (ELS) verifica se a fôrma apresenta flecha menor do que o admissível, definida pelo limite de $L/400^4$ para situações entre vãos e $L/200^5$ para estruturas em balanço como será explicado posteriormente. Uma sobrecarga maior, que ocorre por um período curto (homens trabalhando) não provoca uma deformação no concreto pronto, pois o escoramento volta para o lugar assim que a carga para de atuar.

Uma observação:

- A sobrecarga se aplica para toda a área concretada, inclusive as vigas.

1.2.3 Cargas horizontais

Para garantir a estabilidade do escoramento devem ser consideradas cargas horizontais. Estas cargas são oriundas de efeitos diversos, como ação de vento, efeitos dinâmicos durante a concretagem, entre outros. Conforme ABNT NBR 15.696⁶ deve ser adotada a carga horizontal de 5% da carga vertical. Essa carga deve ser considerada atuando no nível da laje e nos dois sentidos separadamente. As cargas horizontais devem ser transferidas seguramente para apoios fixos. Existem algumas opções para transmitir essas cargas para os apoios, como:

- **Ancoragem em pilares concretados antes:** Pilares servem como bases sólidas para transferir as cargas horizontais para o solo. A fixação do escoramento aos pilares pode ser realizada por meio de tubos, braçadeiras ou até mesmos cabos de aço.

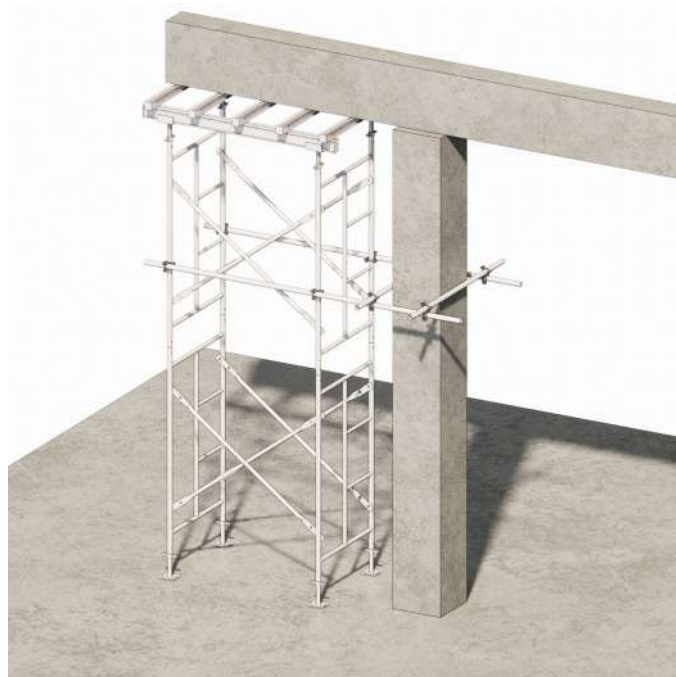


Imagem 1: Torre ancorada com tubos nos pilares

⁴⁵⁸Valores definidos pela norma ABNT NBR 15.696

CAPÍTULO I

- **Utilização de estais:** Cabos de aço ou barras tensionadas que conectam o escoramento a pontos de ancoragem, seja no solo ou em estruturas existentes.

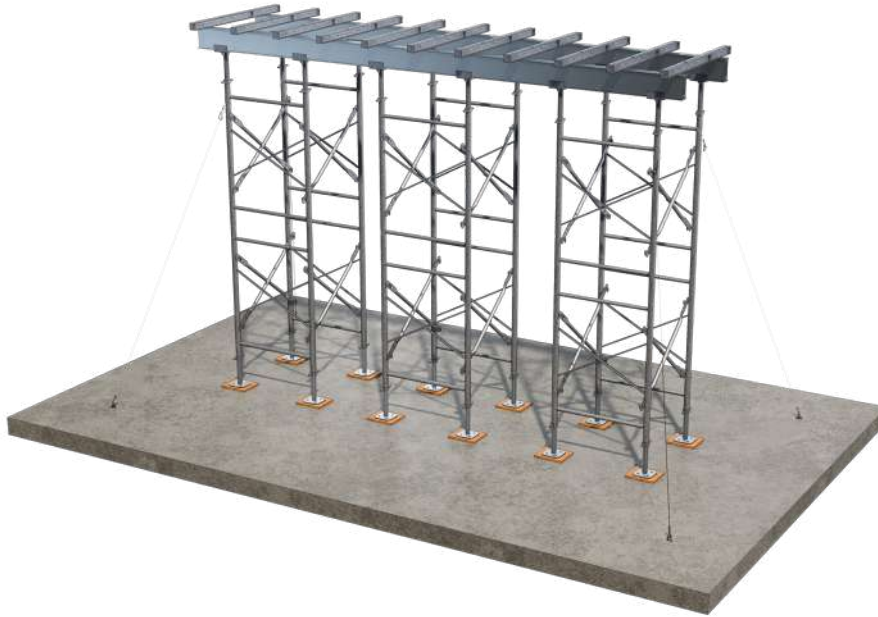


Imagem 2: Torre estaiada com cabo de aço

- **Contraventamento das torres:** O escoramento executado com torres modulares já apresenta uma boa estabilidade horizontal, pois, em geral, já possuem diagonais em sua modulação, e se necessário é possível utilizar tubos com braçadeiras, diagonais adicionais e outros elementos para contraventar o conjunto.

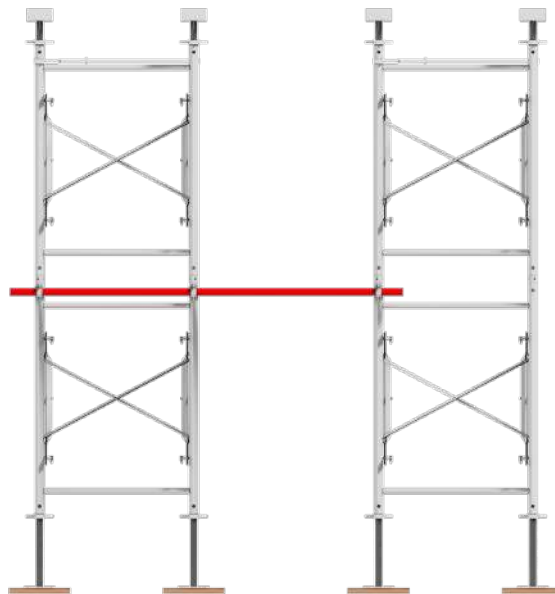


Imagem 3: Torres contraventadas

CAPÍTULO I

1.2.4 Cargas verticais

Como indicado no item 1.2.2 - Considerações de cargas, devem ser somadas ao peso próprio do concreto à sobrecarga de trabalho definida por norma.

Exemplo:

Espessura da laje	0,15m
Peso próprio do concreto	$0,15\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 3,75\text{kN/m}^2$
Com sobrecarga de trabalho	$3,75\text{kN/m}^2 + 2,0\text{kN/m}^2 = 5,75\text{kN/m}^2$
Valor acima do mínimo $4,0\text{kN/m}^2$?	ok
Carga a ser considerada Q_M : (para cálculo de momento)	$5,75\text{kN/m}^2$
Carga a ser considerada Q_F : (para cálculo de flecha)	$3,75\text{kN/m}^2 + 1,0\text{kN/m}^2 = 4,75\text{kN/m}^2$

Para o dimensionamento do escoramento, também deverá ser acrescentado o peso próprio dos equipamentos para cada fase do cálculo.

1.2.5 Compensado

O compensado será limitado pela flexão e dois critérios devem ser verificados:

- **Momento fletor** no estado limite último (ELU), para evitar risco de falha e quebra do compensado.
- **Deformação máxima** prevista no estado limite de serviço (ELS), para evitar flecha excessiva.

O momento fletor

O compensado deve ser analisado como uma peça biapoiada, embora na prática tenhamos situações hiperestáticas com vários apoios. Para que a hiperestaticidade cause a redução de momentos atuantes, é necessário que a montagem real siga fielmente o previsto em projeto.

A **resistência do compensado** é definida pela geometria (espessura) e pelo material (tensão admissível):

Onde:

W = módulo resistente elástico

b = base

h = altura

σ_{adm} = tensão admissível

$$M_{adm} = W \sigma_{adm} \quad \text{Equação 1}$$

$$W = \frac{b h^2}{6} \quad \text{Equação 2}$$

CAPÍTULO I

A chapa de compensado pode ser considerada como uma viga com seção retangular. Veja no Capítulo 11 - Tabelas Auxiliares e Equações - Tabela de resistência para cada espessura de compensado.

h = espessura do compensado (15 mm) e **b** largura da faixa analisada 1,00 m.

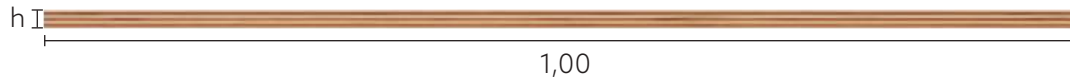


Imagem 4: Dimensões do compensado

O método das tensões admissíveis é baseado na resistência dos materiais em regime elástico. Nesse método, considera-se aceitável quando a tensão máxima solicitante $\sigma_{m\acute{a}x}$ na seção transversal é inferior à tensão admissível, observada a partir da relação entre a tensão resistente característica f_{ck} , reduzida pelo coeficiente de ponderação e segurança γ .

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq f_d \quad \text{Equação 3}$$

O valor de cálculo f_d (resistência de cálculo) de qualquer propriedade da madeira é obtido a partir do valor característico $f_k = f_{c0,k}$ utilizando a seguinte expressão:

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_w} \quad \text{Equação 4}$$

$f_{c0,k}$ é o valor característico de cálculo, obtido pelo f_{c0} (valor de ensaio) através da equação 5, ou consultando a tabela de classes de resistência da NBR 7190.

$$f_{c0,k} = 0,7 f_{c0} \quad \text{Equação 5}$$

γ_w é o coeficiente de minoração das propriedades da madeira, conforme tabela;

Tabela – Coeficientes de Minoração NBR 7190

Estados Limites Últimos	
Normal	1,40
Cisalhamento	1,80
Estados Limites de Serviço	
ELS	1,00

f_k é o valor característico para diversos esforços, conforme tabela de classes de resistência.

Tabela – Classes de Resistência NBR 7190⁷

Coníferas						Folhosas					
Classes	f_{bk} MPa	f_{10k} MPa	f_{c0k} MPa	f_{vk} MPa	$E_{c0,m}$ GPa	Classes	f_{bk} MPa	f_{10k} MPa	f_{c0k} MPa	f_{vk} MPa	$E_{c0,m}$ GPa
C14	14	8	16	3,0	7,0	D18	18	11	18	3,4	9,5
C16	16	10	17	3,2	8,0	D24	24	14	21	4,0	10,0
C18	18	11	18	3,4	9,0	D30	30	18	23	4,0	11,0
C20	20	12	19	3,6	9,5	D35	35	21	25	4,0	12,0
C22	22	13	20	3,8	10,0	D40	40	24	26	4,0	13,0
C24	24	14	21	4,0	11,0	D50	50	30	29	4,0	14,0
C27	27	16	22	4,0	12,0	D60	60	36	32	4,5	17,0
C30	30	18	23	4,0	12,0	D70	70	42	34	5,0	20,0
C35	35	21	25	4,0	13,0						
C40	40	24	26	4,0	14,0						
C45	45	27	27	4,0	15,0						
C50	50	30	29	4,0	16,0						

K_{mod} são os coeficientes de modificação, que leva em conta influências não consideradas por γ_w , conforme descrito nas tabelas 3 e 4 e calculado pela equação:

$$k_{mod} = k_{mod1} \times k_{mod2} \quad \text{Equação 6}$$

Para o quesito escoramento, consideramos K_{mod1} de cargas de curta duração (0,90) ou instantâneas (1,10).

Tabela – Coeficiente k_{mod1} , NBR 7190⁸

Classes de Carregamento	Tipos de Madeira	
	Madeira serrada, laminada e colada, compensada	Madeira Recompоста
Permanente - mais de 10 anos	0,60	0,30
Longa Duração - mais de 6 meses	0,70	0,45
Média Duração - 1 semana a 6 meses	0,80	0,65
Curta Duração - menos de 1 semana	0,90	0,90
Instantânea - muito curta	1,10	1,10

⁷ Classes de Resistência definidas em ensaios de peças naturais (Tabela 3 na NBR7190).

⁸ Definição de Classes de carregamento e Valores de K_{mod1} (Tabela 4 na NBR7190).

Tabela – Coeficiente k_{mod2} ⁹ NBR 7190⁹

Classes de Umidade U_{eq} - Umidade de Equilíbrio da Madeira U_{amb} - Umidade relativa do Ambiente		Tipos de Madeira	
		Madeira serrada, laminada e colada, compensada	Madeira Recompоста
(1)	$(U_{amb}) \leq 65\%$ e $(U_{eq}) = 12\%$	1,00	1,00
(2)	$65\% < (U_{amb}) \leq 75\%$ e $(U_{eq}) = 15\%$	0,90	0,95
(3)	$75\% < (U_{amb}) \leq 85\%$ e $(U_{eq}) = 18\%$	0,80	0,93
(4)	$(U_{amb}) \geq 85\%$ e $(U_{eq}) = 25\%$	0,70	0,90

Continuando o exercício, temos que encontrar o valor característico através da equação 5:

Para f_{c0} vamos adotar 329 kgf/cm² (32,3 MPa), o ideal é que o valor seja fornecido pelo fabricante.¹⁰

$$f_{c0,k} = 0,7 \times 32,3 = 22,61 \text{ MPa} \quad \text{Equação 5}$$

Para esse exercício, adotaremos as características:

$\gamma_w = 1,4$. - Estados Limites Últimos - Normal

$k_{mod,1} = 0,90$ (curta duração - menos de uma semana).

$k_{mod,2} = 0,80$ conforme característica do material e ambiente empregado.

$$k_{mod} = 0,90 \times 0,80 = 0,72 \quad \text{Equação 6}$$

$$f_d = 0,72 \times \frac{22,61}{1,4} = 11,63 \text{ MPa} \quad \text{Equação 4}$$

Substituindo W na formula:

Para compensado de 15 mm:

$$W = \frac{b h^2}{6} \quad \text{Equação 2}$$

$$W = \frac{1000 \times 15^2}{6} = 37.500 \text{ mm}^3$$

⁹Valores de k_{mod2} (Tabela 5 na NBR7190).

¹⁰De acordo com a ABIMCI-Associação Brasileira de Indústria de Madeira Processada Mecanicamente. (Valor médio para um compensado de 15mm, com 5 lâminas, ensaiado perpendicularmente) – Quadro 4 – Resistência à flexão estática do compensado de Pinus Brasileiro - Paralela - MOR.

$$M_{adm} = W \sigma_{adm} \quad \text{Equação 1}$$

$$M_{adm} = 37.500 \times 11,63 = 436.125 \text{ N} \cdot \text{mm} = 0,43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O **momento máximo atuante** em uma peça biapoada sujeita a uma carga igualmente distribuída segue a fórmula:

$$M_{atuante} = \frac{q L^2}{8} \quad \text{Equação 7}$$

onde:

q = carga distribuída sobre o compensado

L = vão entre os dois apoios

Conhecendo o momento de flexão admissível, podemos calcular o vão máximo que o compensado vai resistir, invertendo a fórmula:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 M_{adm}}{q}} \quad \text{Equação 8}$$

Onde **q** é a **carga distribuída sobre o compensado**.

(q = peso da laje + peso do compensado)

Peso do compensado: Para este exemplo, vamos considerar **0,09 kN/m²** o peso do compensado de **15 mm** retirado do catálogo da SH, porém deve-se consultar o fornecedor do compensado.

Conforme nosso exemplo, vamos adotar:

q = 5,75 kN/m² + 0,09 kN/m² = 5,87 kN/m² x 1,0 m de faixa de influência = 5,84 kN/m

M_{adm} = 0,43 kN.m (compensado 15mm)

E assim calcular o **vão máximo permitido**:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 0,43}{5,84}} = 0,77 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Deformação do compensado – Flecha admissível e atuante:

A deformação de uma viga biapoada com carga distribuída pode ser calculada com a seguinte fórmula:

$$FL_{atuante} = \frac{5 q L^4}{384 E I} \quad \text{Equação 9}$$

onde:

q = carga distribuída sobre o compensado

L = vão entre os dois apoios

E = Módulo de elasticidade

I = Momento de inércia

$$I = \frac{b h^3}{12} \quad \text{Equação 10}$$

Para verificar a rigidez, precisamos calcular o módulo de elasticidade característico, que é obtido pela equação da norma ABNT NBR7190

$$E_{0,05} = 0,70 E_{c0} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

E_{c0} é o valor obtido através de ensaios, **vamos adotar 69.331 kgf/cm² (6.799 MPa).**¹¹

$$E_{0,05} = 0,70 \times 6.799 = 4.759,30 \text{ MPa} \quad \text{Equação 11}$$

Em verificações de segurança, o módulo de elasticidade paralelo as fibras, deve ser analisado pelo valor efetivo calculado conforme equação 12.

$$E_{c0,ef} = k_{mod} E_{0,05} \quad \text{Equação 12}$$

$$E_{c0,ef} = 0,72 \times 4.759,30 = 3.426,70 \text{ MPa}$$

Conforme NBR 15.696¹², deve-se respeitar como limite o critério de L/400. Onde a flecha admissível deve ser menor que a flecha atuante.

¹¹De acordo com a ABIMCI-Associação Brasileira de Indústria de Madeira Processada Mecanicamente. (Valor médio para um compensado de 15mm, com 5 lâminas, ensaiado perpendicularmente) - Quadro 4 – Resistência à flexão estática do compensado de Pinus Brasileiro - Paralela - MOE.

¹²Valores retirados da ABNT NBR 15.696.

CAPÍTULO I

Flecha atuante:

$$FL_{atuante} = \frac{5 q L^4}{384 E I} \quad \text{Equação 9}$$

Flecha limite:

$$FL_{adm} = \frac{L}{400} \quad \text{Equação 13}$$

A flecha atuante deve ser menor ou igual à flecha limite.

$$FL_{m\acute{a}x} = \frac{5 q L^4}{384 E I} \leq FL_{adm} = \frac{L}{400} \quad FL_{m\acute{a}x} = \frac{5 q L^4}{384 E I} = \frac{L}{400}$$

Igualando as equações 9 e 13 temos:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 E I}{2000 q}} \quad \text{Equação 14}$$

Dessa forma conseguimos encontrar o vão máximo do compensado que atenda aos critérios de estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS) ao mesmo tempo.

Antes de avançarmos com este cálculo precisamos conhecer um critério adicional para o espaçamento entre os perfis secundários. Na prática é necessário ter um perfil por baixo de cada emenda de chapas de compensado. Isto gera uma restrição de espaçamentos padrão entre perfis, que esta atrelada ao tamanho da chapa de compensado. Uma chapa pode ser dividida 3, 4, 5, 6, 7 ou em 8 partes, com isso os espaçamentos indicados, em centímetros, seguem a tabela abaixo.

Vãos	3	4	5	6	7	8
Chapa 110cm x 220cm	73,3	55,0	44,0	36,7	31,4	27,5
Chapa 122cm x 244cm	81,3	61,0	48,8	40,7	34,9	30,5

CAPÍTULO I

O espaçamento entre perfis secundários, na figura abaixo indicado como D_{sec} , pode ser, maior que o $L_{máx}$ calculado por momento ou flecha, em função de considerar a largura do perfil secundário. Este método só funciona para perfis biapoiados.

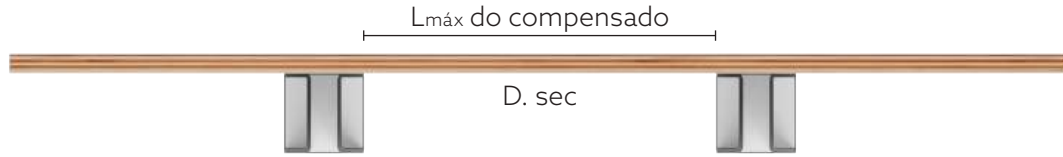


Imagem 5: Espaçamento entre apoios do compensado

Exemplo:

O cálculo do $L_{máx}$ pelo momento resultou em 0,77 m. Acrescentando 0,075 m, que é a largura do perfil C-7,5, o limite para o espaçamento de barrotes seria de 0,85 m. Usando uma chapa de 2,20 m, a escolha indicada seria o espaçamento de 0,733 m, o máximo indicado.

Usando os dados do exemplo, vamos calcular o vão permitido pela Flecha:

q , carga distribuída, desta vez o valor com sobrecarga de $1\text{kN/m}^2 = 4,75\text{kN/m}^2 + 0,09\text{kN/m}^2$ (peso do compensado) = $4,84\text{ kN/m}^2$ ou $0,00484\text{ N/mm}^2$ *
E , módulo de elasticidade = $3.426,70\text{ MPa}$

* Para que a carga superficial distribuída seja convertida em carga para faixa, multiplicamos $0,00484\text{ N/mm}^2$ por 1.000 mm (1 metro de faixa) = $4,84\text{ N/mm}$.

$$I = \frac{b h^3}{12} \quad \text{Equação 10}$$

$$I = \frac{1000 \times 15^3}{12} = 281.250\text{ mm}^4$$

O espaçamento máximo entre perfis secundários é dado por:

$$L_{máx} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 3.426,70 \times 281.250}{2000 \times 4,84}} = 336,88\text{ mm} = 0,33\text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

CAPÍTULO I

O valor encontrado pelo critério do momento fletor foi de 0,77 m. Já pelo critério da flecha o valor foi de 0,33 m. Portanto, devemos usar o menor valor para a execução do projeto.

Considerando a largura do perfil de 0,075 m (7,5 cm) o valor entre eixos dos perfis secundários é de $0,33 \text{ m} + 0,075 \text{ m} = 0,41 \text{ m}$, adequando-se ao espaçamento predeterminado em função das dimensões dos compensados para que sempre exista um perfil nas uniões de placas o valor a ser adotado em projeto é de 40,7 cm.



Imagem 6: Espaçamento do compensado – entre apoios

Espaçamento entre perfis secundários D_{sec} será de 0,407 m pelas características do compensado.

Lembrando que esta consideração serve apenas para perfis biapoiados.

1.2.6 Perfil secundário

O Perfil secundário também vai ser limitado pela flexão, devem ser verificados três critérios:

- Momento fletor, para evitar risco de falha e colapso.
- Deformação máxima prevista, para evitar flecha excessiva.
- Em caso de viga de madeira SH20 deve-se atentar para o esforço cortante, pois muitas vezes será o primeiro limitante deste tipo de perfil.

Carga distribuída por metro linear no perfil secundário:

Para realizar uma análise correta das cargas atuantes devemos incluir o **peso próprio dos equipamentos**¹³ e materiais, neste caso o compensado.

Espessura do Compensado	Peso Estimado
10 mm	0,060kN/m ²
12 mm	0,072kN/m ²
14 mm	0,084kN/m ²
15 mm	0,09kN/m ²
18 mm	0,108kN/m ²
20 mm	0,120kN/m ²

(Valores extraídos do manual técnico da SH)

A carga total para ser usada no dimensionamento do perfil secundário, é a soma do peso próprio do concreto, da sobrecarga, do perfil secundário e do peso do compensado:

Consultar tabela de com peso de perfis SH no capítulo 11 - Tabelas auxiliares e equações.

Onde:

$Q_{M-Secundário}$ = Carga da laje para cálculo do momento no perfil secundário

Q_M = Carga da laje com sobrecarga no ELU

$Q_{compensado}$ = Peso próprio do compensado

$Q_{secundário}$ = Peso próprio do secundário

No exemplo de laje com espessura de 15 cm e compensado de 15 mm:

$$Q_{m \text{ secundário}} = Q_m + Q_{compensado} \quad \text{Equação 15}$$

$$Q_{m \text{ secundário}} = 5,75 + 0,09 = 5,84 \text{ kN/m}^2$$

¹³Pesos próprios de equipamentos extraídos das tabelas de propriedades dos perfis SH.

CAPÍTULO I

Em cada perfil secundário individualmente atua somente uma faixa de concreto com a largura igual ao espaçamento. Com isso, a carga distribuída ao longo do perfil secundário é a carga por metro quadrado multiplicada pelo espaçamento entre perfis (carga distribuída linear).

No exemplo de espaçamento de 0,407 m.

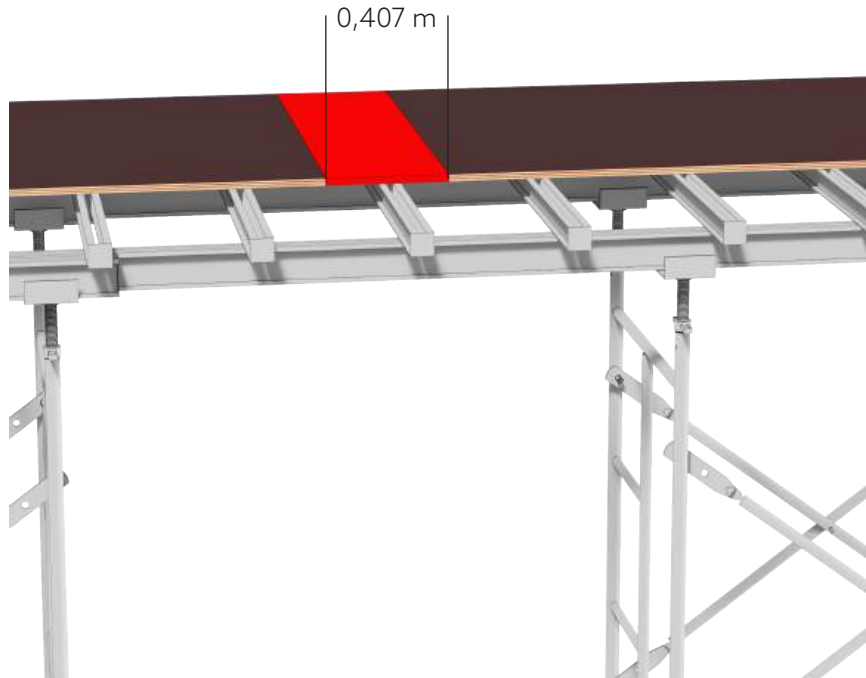


Imagem 7: Espaçamento do perfil secundário

$$Q_{m \text{ secundário}} = Q_{m \text{ secundário}} \times D_{\text{secundário}} \quad \text{Equação 16}$$

$$Q_{m \text{ secundário}} = 5,84 \times 0,407 = 2,38 \text{ kN/m}$$

$$Q_{m \text{ secundário}} + Q_{\text{secundário}} = 2,38 + 0,065 = 2,44 \text{ kN/m}$$

Verificação do momento de flexão

Para a comparação do momento atuante com o momento admissível dos **perfis secundários**, basta ter o valor do momento admissível.

$$M_{\text{atuante}} \leq M_{\text{admissível}} \quad \text{Equação 17}$$

Para verificar a deformação, precisamos conhecer o momento de inércia do perfil secundário e o módulo de elasticidade.

Em caso de equipamentos industrializados, todas as informações devem ser disponibilizadas pelo fornecedor.

CAPÍTULO I

Para uma situação biapoiada simplificada, podemos usar o vão L real para calcular o momento, ou usar o momento admissível como limite para calcular o vão admissível:

$$M_{atuante} = \frac{q L^2}{8} \quad \text{Equação 7}$$

OU

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 M_{adm}}{q}} \quad \text{Equação 8}$$

onde:

q = carga distribuída

$L_{m\acute{a}x}$ = vão entre os dois apoios

Exemplo, vamos adotar:

$q = Q_M = 2,44 \text{ kN/m}$ (laje com espessura de 15 cm, espaçamento do barrote a cada 0,407 m).

$M_{adm} = 2,02 \text{ kN.m}$ (perfil C7,5)¹⁴

E assim calcular o **vão máximo permitido**:

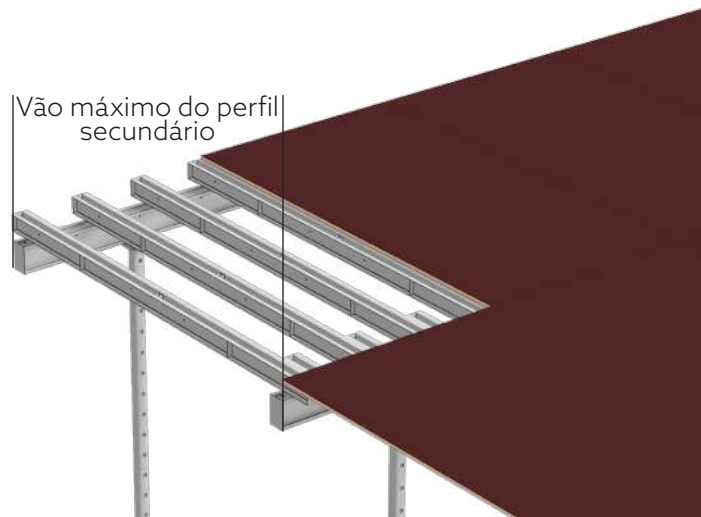


Imagem 8: Vão máximo de apoios do barroteamento

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 2,02}{2,44}} = 2,57 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

¹⁴Valor extraído da tabela de propriedades dos perfis SH.

CAPÍTULO I

É possível calcular o vão máximo permitido em função do limite de deformação **L/400**, e comparar com a deformação atuante.

onde:

q = carga distribuída

L = vão entre os perfis primários

E = módulo de elasticidade do perfil secundário

I = momento de inércia do barrote

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 E I}{2000 q}} \quad \text{Equação 14}$$

$Q_{FL\text{-}Secund\acute{a}rio}$ = carga da laje para cálculo da deformação no perfil secundário

Q_{FL} = carga da laje com sobrecarga no ELS

$Q_{compensado}$ = peso próprio do compensado

$Q_{secund\acute{a}rio}$ = peso próprio do secundário

No exemplo de laje com espessura de 15 cm e compensado de 15 mm:

$$Q_{FL\text{ secund\acute{a}rio}} = Q_{FL} + Q_{compensado} \quad \text{Equação 18}$$

$$Q_{FL\text{ secund\acute{a}rio}} = 4,75 + 0,09 = 4,84 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{FL\text{ secund\acute{a}rio}} = Q_{FL\text{ secund\acute{a}rio}} \times D_{secund\acute{a}rio} \quad \text{Equação 19}$$

$$Q_{FL\text{ secund\acute{a}rio}} = 4,84 \times 0,407 = 1,97 \text{ kN/m}$$

$$Q_{FL\text{ secund\acute{a}rio}} + Q_{secund\acute{a}rio} = 1,97 + 0,065 = 2,04 \text{ kN/m}$$

q = Q_{FL} = 2,04 kN/m ou 2,04 N/mm

E = 210.000 MPa para aço¹⁵

I = 553.300 mm⁴ para perfil C7,5¹⁶

Usando os dados do exemplo:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 210.000 \times 553.300}{2000 \times 2,04}} = 2.219,65 \text{ mm} = 2,22 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

Em caso de barrote de madeira, estes devem ser calculados similarmente ao cálculo do compensado.¹⁷

¹⁵Valores definidos pela norma ABNT NBR 8800.

¹⁶Valor extraído das tabelas de propriedades de perfis SH.

¹⁷Dimensionamento de madeiras conforme ABNT NBR 15.696, ABNT NBR 7190 e princípios de resistência dos materiais.

CAPÍTULO I

onde:

W = módulo resistente elástico

h = altura

b = largura da base

σ_{adm} = tensão admissível

Momento admissível:

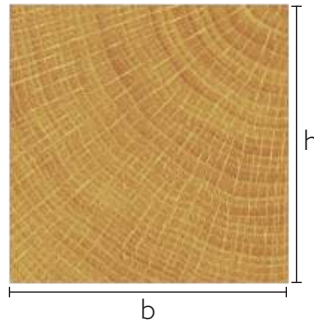


Imagem 9: Dimensões do barrote de madeira

A resistência de cálculo σ_{adm} é verificada a partir da resistência última dividida por um coeficiente de ponderação “ γ ” que depende do tipo de carregamento ao qual a peça será solicitada.

A resistência média da madeira pode ser obtida de três maneiras:

1. Seguir a classificação do fabricante: Use as informações fornecidas pelo fabricante, que são baseadas em testes de resistência de amostras representativas da madeira que eles produzem.

2. Adotar classe de madeira: Conforme tabela 2 da Norma ABNT NBR 7190: A norma estabelece critérios e parâmetros de resistência para diferentes classes de madeira, permitindo que você indique os padrões mínimos da madeira em seu projeto.

3. Ensaio de resistência: Realizar ensaios em amostras do material que será utilizado. Esses ensaios devem seguir os critérios estabelecidos pela norma ABNT NBR 7190. Os resultados médios obtidos a partir dos ensaios fornecem uma avaliação precisa da resistência da madeira que você planeja utilizar em seu projeto.

A escolha da madeira depende das necessidades do projeto e das regulamentações locais vigentes. Para este exemplo, vamos adotar as características:

CAPÍTULO I

- Madeira = classe C22, coníferas;
- $f_{c0,k} = 20 \text{ MPa}$, conforme tabela ABNT NBR 7190;
- Dimensões = 75x75 mm;
- Coeficiente de ponderação 1,4;
- $k_{mod,1} = 0,90$ (curta duração - menos de uma semana);
- $k_{mod,2} = 0,80$ conforme característica do material e ambiente empregado.
- $K_{mod} = 0,90 \times 0,80 = 0,72$ (Equação 6)

Obtemos a resistência de cálculo pela equação 4, onde $f_k = f_{c0,k}$:

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_w} \quad \text{Equação 4}$$
$$f_d = 0,72 \times \frac{20}{1,4} = 10,28 \text{ MPa}$$

Perfil secundário de madeira 75x75 mm

$$W = \frac{75 \times 75^2}{6} = 70.312,50 \text{ mm}^3$$
$$M_{adm} = 70.312,50 \times 10,28 = 722.812,50 \text{ N.mm ou } 0,72 \text{ kN.m}$$

Pelo momento fletor:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 0,72}{2,44}} = 1,54 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Momento de inércia:

$$I = \frac{75 \times 75^3}{12} = 2.636.718,75 \text{ mm}^4 \quad \text{Equação 10}$$

Módulo de elasticidade característico, obtido pela equação da norma ABNT NBR 7190:¹⁸

E_{c0} para a classe de madeira selecionada, o valor obtido através de ensaios de 10 GPa ou 10.000 MPa.¹⁹

$$E_{0,05} = 0,70 \times 10.000 = 7.000 \text{ MPa} \quad \text{Equação 11}$$

¹⁸Tabela de Classes de Resistência definidas em ensaios naturais (tabela 3 na NBR7190).

¹⁹Tabela de Classes de Resistência definidas em ensaios naturais (tabela 3 na NBR7190)

CAPÍTULO I

Para verificações de segurança, o módulo de elasticidade paralelo às fibras, deve ser analisado pelo valor efetivo, conforme equação 12:

$$E_{c0,ef} = 0,72 \times 7.000 = 5.040 \text{ MPa} \quad \text{Equação 12}$$

Ao analisar o critério do momento, é necessário comparar o momento atuante no perfil secundário com o valor admissível. O momento atuante depende principalmente do vão e da carga que atua, mas também da configuração da geometria. A seguir, consideraremos a configuração biapoiada com carga distribuída, mas devemos prever:

- O perfil secundário pode ter mais que 2 apoios e com isto gerar uma situação hiperestática. Comparado com a situação biapoiada isto tipicamente resulta em momento fletor similar, porém neste caso o momento crítico é o momento negativo nos apoios e não o momento no centro do vão.
- A deformação no cálculo do perfil secundário hiperestático é menor, porém durante a concretagem pode se observar alguns casos de carga bem diferentes, e considerando a deformação da situação biapoiada é recomendável sendo mais seguro.
- As pontas do perfil secundário, em balanço, quando recebem cargas, aliviam o momento de flexão, porém esse efeito não é confiável e deve-se estudá-lo. Balanço grande do perfil secundário é um risco grande durante a montagem.
- A reação de apoio do perfil secundário em situação hiperestático é superior ao previsto pela área de influência. No caso extremo, sem nenhum balanço lateral, este aumento representa 25% de acréscimo de carga, comparado a situação isostática.

Para casos atípicos é recomendável uma análise numérica com software de cálculo que considere o efeito de base elástica. O software Ftool é bem simples, gratuito e permite esta análise em 2D de forma bem interessante!

Verificação da deformação do vigaletto secundário de madeira

Considerando a equação 14, podemos encontrar o vão máximo do perfil secundário que atenda aos critérios de estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS) simultaneamente.

Onde:

$$I = 2.636.718,75 \text{ mm}^4$$

$$E = 5.040 \text{ MPa}$$

$$q = 2,04 \text{ kN/m ou } 2,04 \text{ N/mm}$$

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 5.040 \times 2.636.718,75}{2000 \times 2,04}} = 1.077,43 \text{ mm} = 1,07 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

O valor encontrado para perfil metálico C-7,5 SH pelo critério de momento fletor foi de 2,57 m e pela deformação foi de 2,22 m. Devemos usar o menor valor para execução do projeto, portanto adotaremos o vão máximo de 2,22 m entre apoios (perfis primários). Já o valor encontrado pelo momento fletor da madeira é de 1,54 m e pela deformação 1,07 m.

Para a comparação do momento atuante com o momento admissível dos **perfis secundários de aço**, vamos calcular o momento atuante considerando o L adotado, conforme acima:

$$M_{atuante} = \frac{2,44 \times 2,22^2}{8} = 1,50 \text{ kN.m} \quad \text{Equação 7}$$

Verificando:

$$M_{atuante} \leq M_{admissível} \quad \text{Equação 17}$$

$$1,50 \text{ kN.m} \leq 2,02 \text{ kN.m}$$

Para calcular o momento atuante e admissível da abertura do perfil secundário de madeira, siga o mesmo o processo utilizado para o perfil metálico.

1.2.7 Perfil primário

A viga ou perfil primário, também chamado de guia, será calculada de forma bem similar ao anterior. Seguimos considerando os três critérios para avaliação:

- Momento fletor, para evitar risco de falha e quebra;
- Deformação máxima prevista, para evitar flecha excessiva;
- Limite de cortante no apoio.

Carga distribuída por metro linear do primário:

Novamente devemos incluir o peso próprio dos equipamentos e materiais, agora incluindo também o perfil secundário. Vamos transformar o peso do metro linear do perfil secundário em um acréscimo de peso por metro quadrado aplicando o espaçamento e um transpasse.



Imagem 10: Faixa de carga atuante sobre o perfil primário

Exemplo:

Perfil secundário C7,5 pesa 0,063 kN.²⁰

Supondo que a cada 1 metro de perfil primário, é possível apoiar 3 perfis secundários com espaçamento de 0,407 m.

Portanto, considerando $3 \times 0,063 \text{ kN/m}$, adicionando 20% de transpasse. O peso total do perfil secundário a ser considerado é:

$$Q_{\text{secundário}} = 0,063 \text{ kN/m} \times 3 \times 1,2 = 0,23 \text{ kN/m}$$

²⁰Valor extraído das tabelas de propriedades dos perfis SH.

CAPÍTULO I

Para o cálculo do perfil primário:

$$Q_{m \text{ primário}} = Q_m + Q_{\text{compensado}} \quad \text{Equação 20}$$

Onde:

$Q_{M\text{-primário}}$ = Carga da laje para cálculo do momento no perfil primário

Q_M = Carga da laje com sobrecarga no ELU

$Q_{\text{compensado}}$ = Peso próprio do compensado

$Q_{\text{Secundário}}$ = Peso próprio do perfil secundário por metro

$Q_{\text{primário}}$ = Peso próprio do perfil primário²¹

$$Q_{m \text{ primário}} = 5,75 + 0,09 = 5,84 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Equação 20}$$

A carga distribuída por metro linear do perfil primário vai depender do espaçamento entre os perfis primários $D_{\text{primário}}$, e ainda pode ter um acréscimo em função do perfil secundário contínuo.

Considerando a influência de 1,50m²².

$$Q_{m \text{ primário}} = Q_{m \text{ primário}} \times D_{\text{primário}} \quad \text{Equação 21}$$

$$Q_{m \text{ primário}} = 5,84 \times 1,50 = 8,76 \text{ kN/m}$$

$$Q_{m \text{ primário}} + Q_{\text{secundário}} + Q_{\text{primário}} = 8,76 + 0,23 + 0,10 = 9,09 \text{ kN/m}$$

Indicamos que seja feito o estudo completo de cada situação com mais de três apoios ou apoios com distâncias diferentes.

Existem algumas situações reais que reduzem a carga de reação sobre o apoio:

- O vão dos perfis secundários reais pode ser inferior ao limite estabelecido no cálculo teórico.
- Em caso de somente duas guias paralelas não ocorre o efeito hiperestático
- A faixa de influência nos perfis laterais é bem menor, geralmente por que o balanço do perfil é inferior a 50% do vão.

Para um projeto otimizado é recomendável o cálculo específico da situação real e auxílio de softwares de cálculo, como o Ftool.²³

²¹Valor extraído do catálogo técnico da SH para perfil C-12.

²²Considerar faixa de influência de carga no perfil, conforme imagem 14.

²³O Ftool (Two-dimensional Frame Analysis Tool) é um programa gráfico interativo de Engenharia Civil desenvolvido para auxiliar no ensino do comportamento estrutural de pórticos planos.

CAPÍTULO I

Verificação do momento de flexão

Para a comparação do momento atuante com o momento admissível dos perfis primários, o processo é similar ao dos perfis secundários. Em caso de equipamento industrializado, deve-se consultar os dados de resistência da locadora do material.

Para seguirmos nosso exemplo, vamos calcular o vão real L para obter o momento.

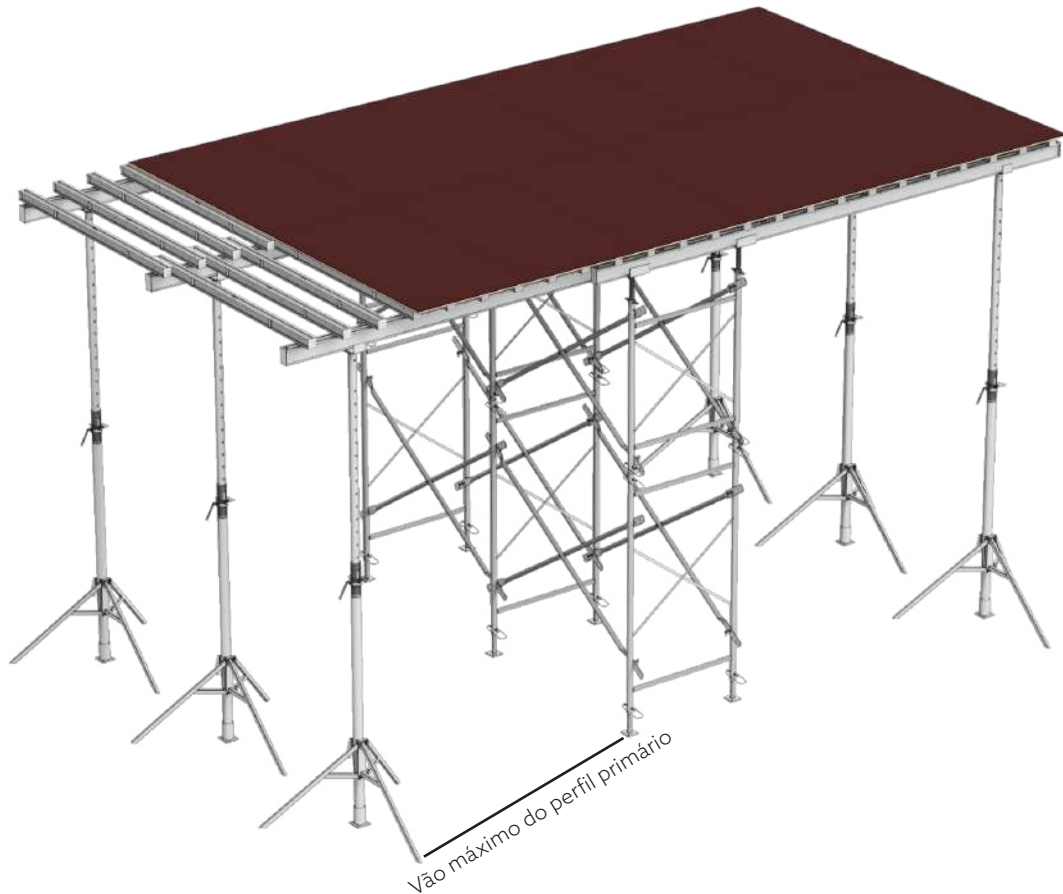


Imagem 11: Carga que recebe o perfil primário

$$Q_{M\text{-Primario}} = 9,09 \text{ kN/m}$$

$$M_{adm} = 5,45 \text{ kN.m (perfil C12)}$$

E assim calcular o **vão máximo permitido**:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 5,45}{9,09}} = 2,19 \text{ m}$$

Equação 8

Verificação da deformação do perfil principal

É possível calcular o vão máximo permitido em função do limite de deformação **L/400**, e comparar com a deformação atuante.

$$Q_{FL \text{ primário}} = Q_{FL} + Q_{compensado} \quad \text{Equação 22}$$

$$Q_{FL \text{ primário}} = 4,75 + 0,09 = 4,84 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{FL \text{ primário}} = Q_{FL \text{ primário}} \times D_{\text{primário}} \quad \text{Equação 25}$$

$$Q_{FL \text{ primário}} = 4,84 \times 1,50 = 7,26 \text{ kN/m}$$

$$Q_{FL \text{ primário}} + Q_{\text{secundário}} + Q_{\text{primário}} = 7,26 + 0,23 + 0,10 = 7,59 \text{ kN/m}$$

Podemos considerar a equação 14 para calcular o ELU e ELS simultaneamente.

onde:

E = Módulo de elasticidade do perfil primário

I = Momento de inércia do perfil primário

q = 7,59 kN/m ou 7,59 N/mm

E = 210.000 MPa para aço

I = 2.522.800 mm⁴ para perfil C-12²⁴

Usando os dados do exemplo:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 210.000 \times 2.522.800}{2000 \times 7,59}} = 2.375,31 \text{ mm} = 2,37 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

O valor encontrado pelo critério de momento fletor foi de 2,19 m e pela deformação de 2,37 m devemos usar o menor valor para execução do projeto, portanto adotaremos o vão máximo de 2,19 m entre apoios. Nesse caso, diferente dos outros resultados, nosso momento está fornecendo uma abertura menor do que a flecha. Isso pode acontecer por alguns motivos, o aço possui rigidez (elasticidade) maior que de outros elementos como alumínio e madeira, porém a resistência à ruptura da peça é menor podendo ter o seu limitante na verificação do momento. Para a comparação do momento atuante com o momento admissível dos **perfis primários**, vamos calcular o momento atuante considerando o L adotado, conforme resultado obtido:

²⁴Valor extraído da tabela de propriedades de perfis SH.

$$M_{atuante} = \frac{9,09 \times 2,19^2}{8} = 5,45 \text{ kN.m} \quad \text{Equação 7}$$

verificando:

$$M_{atuante} \leq M_{admissível} \quad \text{Equação 17}$$

$$5,45 \text{ kN.m} \leq 5,45 \text{ kN.m}$$

Podemos observar que o momento atuante esta igual ao momento admissível.

1.2.8 Postes de escoramento

Para encontrar a carga atuante nos postes e escoras é necessário encontrar a área de influência sobre estes pontos e multiplicar pela carga da laje.

A carga da laje a ser aplicada nos cálculos dos postes e escoras deve incluir o peso da laje + peso próprio do compensado + peso próprio do perfil secundário + peso próprio do perfil primário.

Para torres com altura superior a 4,00 m, é necessário acrescentar o peso próprio dos equipamentos.

Para alturas inferiores, caberá ao profissional responsável pelo dimensionamento decidir se deve considerar ou não o peso próprio dos equipamentos. Para determinar o peso próprio dos equipamentos sobre o poste pode-se adotar taxas²⁵, multiplicadas pelo volume (m³) de influência sobre o poste.

Tipo de Obra	Taxa
Leve	0,058 kN/m ³
Normal	0,075 kN/m ³
Pesada	0,117 kN/m ³

Dados técnicos SH Fôrmas

$$Q_{equipamentos} = Q_{taxa} \times A_{i_{poste}} \times H_{pd} \quad \text{Equação 26}$$

Outra abordagem considerada a mais indicada, é determinar a taxa do peso próprio do equipamento do projeto que está em execução e aplicá-la nos postes. Isso garante maior precisão e evita dimensionamentos desnecessários.

²⁵Valor extraído do catálogo técnico da SH.

Carga no poste para situações isostática e hiperestática

Normalmente podemos ter perfis primários e secundários com dois, três e até quatro apoios, os quais, para fins práticos, não diferem radicalmente em seus resultados para o momento fletor atuante. A grande diferença ocorre nas reações dos postes de cada tipo de apoio, basicamente entre dois e três apoios.

1) Isostática:

Para uma viga bi apoiada (isostática) com carga distribuída nos apoios A e B teremos:

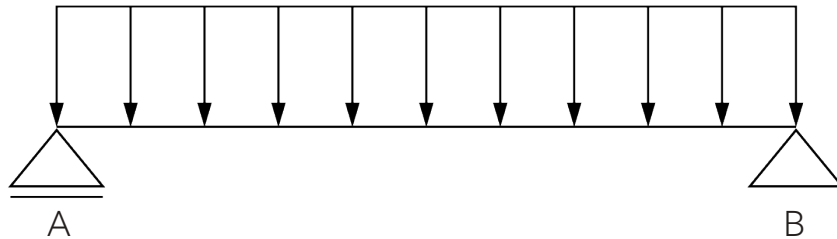


Imagem 12: Carga bi apoiada

$$M_{atuante} = \frac{q L^2}{8} \quad \text{Equação 7}$$

$$FL_{atuante} = \frac{5 q L^4}{384 E I} \quad \text{Equação 9}$$

$$RA = RB = \frac{q L}{2} \quad \text{Equação 27}$$

2) Hiperestática:

Para uma viga com três apoios A, B e C com distancias iguais entre eles e cargas distribuída uniformemente, teremos:

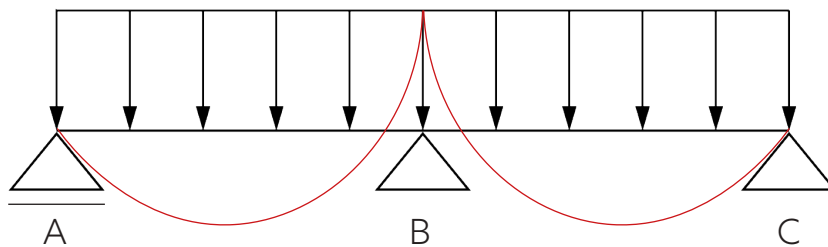


Imagem 13: Carga hiperestática

$$M_{atuante} = \frac{9 q L^2}{128} \quad \text{Equação 28}$$

mas o dimensionamento é feito pelo momento máximo.

$$M_{atuante} = \frac{q L^2}{8} \quad \text{Equação 7}$$

$$FL_{atuante} = \frac{3 q L^4}{185 E I} \quad \text{Equação 29}$$

Para reação no apoio temos:

$$RA = RC = 3 \frac{q L}{28} \quad \text{Equação 30}$$

$$RB = 10 \frac{q L}{8} = RB 1,25 q L \quad \text{Equação 31}$$

Ou seja:

A reação no apoio central (B) é 25% maior do que seria se tivéssemos duas vigas biapoiadas. O momento fletor, neste caso, é igual, mas com sentido contrário, o que reduz significativamente a flecha produzida no vão.

- Atenção: O momento fletor atuante será o mesmo considerado para situações biapoiadas. Para situações com 4 apoios ou mais, outros percentuais de acréscimo podem ser adotados nos apoios centrais. Recomenda-se realizar um estudo em um software de cálculo para obter o valor com maior precisão.

Exemplo: vamos calcular a situação da imagem 14, com os dados demarcados, considerando 4,00 m de pé direito.

CAPÍTULO I

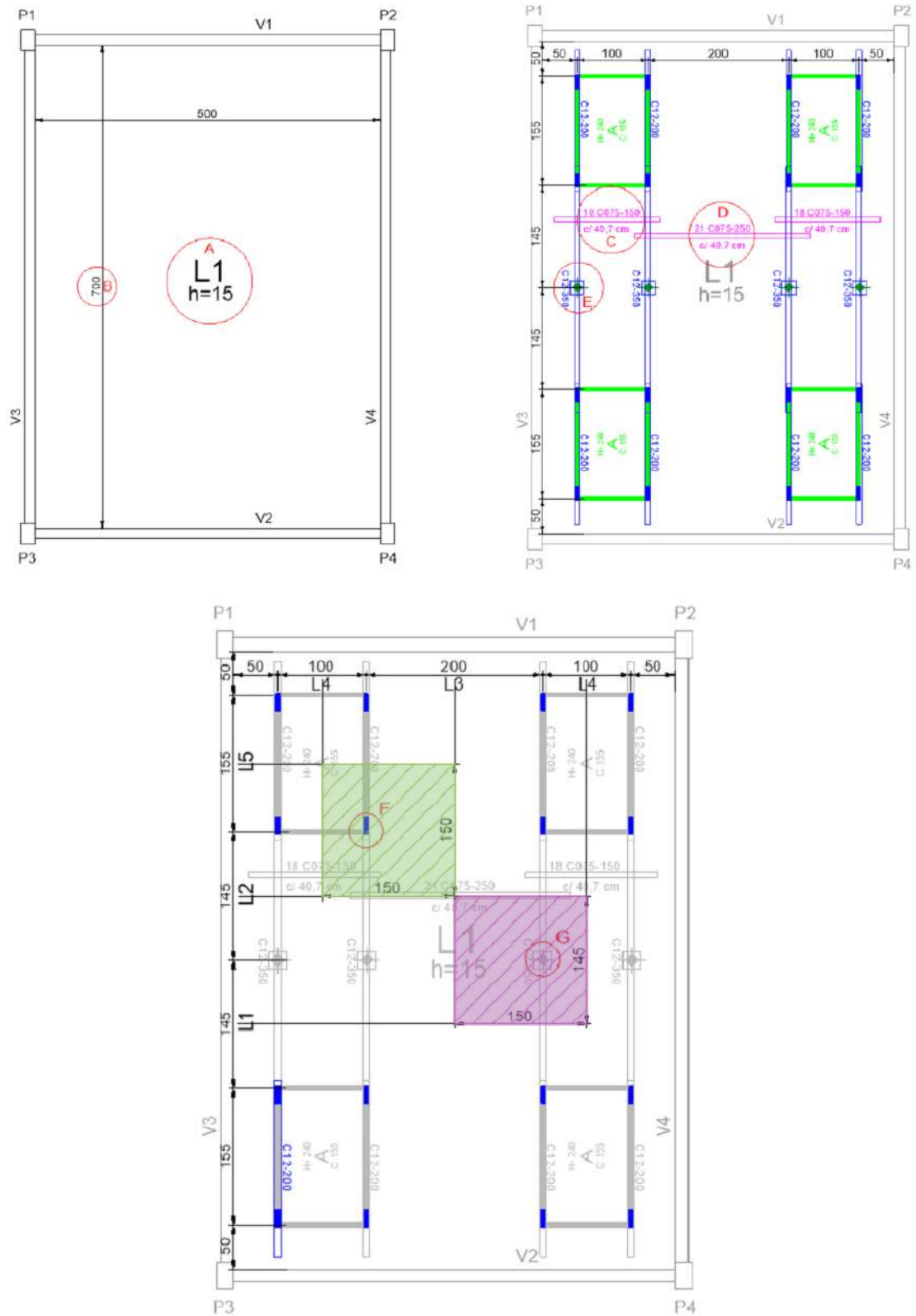


Imagem 14: Projeto de paginação em planta

CAPÍTULO I

Onde:

- A) Altura da laje de 15cm
- B) Maior sentido da laje para escoramentos
- C) Barrotes espaçados a 40,7cm
- D) Maior abertura de barroto metálico permitida (2,22 m)
- E) Perfil hiperestático com 3 apoios considerando C-12 SH
- F) Área Verde – área de influência no poste da torre
- G) Área Rosa – área de influência no poste da escora

Para o cálculo de carga no poste devemos considerar o seguinte:

$$Q_p = A_i \times Q_{laje} \quad \text{Equação 23}$$

Q_p = Carga no poste

A_i = Área de influência sobre o poste

Q_{Laje} = Carga da laje

Carga da laje

$$Q_M = 5,75 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{compensado}} = 0,09 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{secundário}} = 0,23 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{Primário}} = 0,10 \text{ kN/m perfil C12}^{26}$$

Precisamos transformar o peso dos perfis primários e secundário em m^2 , para que seja possível somar com a carga da laje e compensado:

$$\text{Perfil C-7,5 SH secundário} = 0,063 \text{ kN/m}$$

$$\text{Medida do vão no qual o perfil secundário está trabalhando} = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Espaçamento entre perfis secundários} = 0,407 \text{ m}$$

$$\text{Transpasse} = 20\%$$

Sabendo que, sobre 1 metro de perfil primário, apoiam-se 3 perfis secundários, podemos calcular:

$$1,50 \times 0,063 \times 1,20 = 0,11 \text{ kN a peça do perfil com transpasse}$$

$$0,11 \text{ kN} \times 3 \text{ perfis} = 0,33 \text{ kN}$$

Então, dividimos pela área de influência da laje sobre a escora

$$1,45 \times 1,50 = 2,18 \text{ m}^2$$

$$0,33 / 2,18 = 0,15 \text{ kN/m}^2$$

²⁶Valor extraído da tabela de propriedade de perfis SH.

CAPÍTULO I

O mesmo adotamos para o perfil primário:

Perfil C-12 SH primário = 0,10 kN/m x 1,00 metro de perfil = 0,10 kN

Transpasse = 20%

$0,10 \times 1,20 = 0,12$ kN o metro do perfil transpassado.

$0,12 / 2,18 = 0,06$ kN/m²

$$Q_{laje} = Q_m + Q_{compensado} + Q_{secundário} + Q_{primário} \quad \text{Equação 24}$$

$$Q_{laje} = 5,75 + 0,09 + 0,15 + 0,06 = 6,05 \text{ kN/m}^2$$

Carga atuante na escora

Para postes com altura superior a 4,00 m deve-se adicionar o peso próprio dos equipamentos. No entanto, a altura dos postes neste caso é inferior a 4,00 m, não sendo necessário considerar o acréscimo.

A área de influência na escora (área rosa) já obtém o valor de carga por metro, precisamos achar através da área de influência entre uma escora e outra, a carga pontual.

$$A_{i_{escora}} = \left(\frac{L1 + L2}{2} \right) \times \left(\frac{L3 + L4}{2} \right) \quad \text{Equação 39}$$

$$A_{i_{escora}} = \left(\frac{1,45 + 1,45}{2} \right) \times \left(\frac{2,00 + 1,00}{2} \right) = 2,18 \text{ m}^2$$

$$Q_p = A_i \times Q_{laje} \quad \text{Equação 23}$$

$$Q_p = 2,18 \times 6,05 = 13,16 \text{ kN}$$

Após encontrar as cargas atuantes, deve-se compará-las com as cargas admissíveis dos equipamentos. Para equipamentos industrializados, é importante verificar o catálogo do fornecedor.

Para determinar a carga admissível da escora em uma estrutura é necessário considerar a abertura da escora. Para isso meça a distância do pé direito, descontando a espessura do compensado, altura do perfil secundário e altura do perfil primário. Utilize a abertura calculada para consultar o manual técnico, que fornecerá a carga admissível da escora com base na abertura específica.

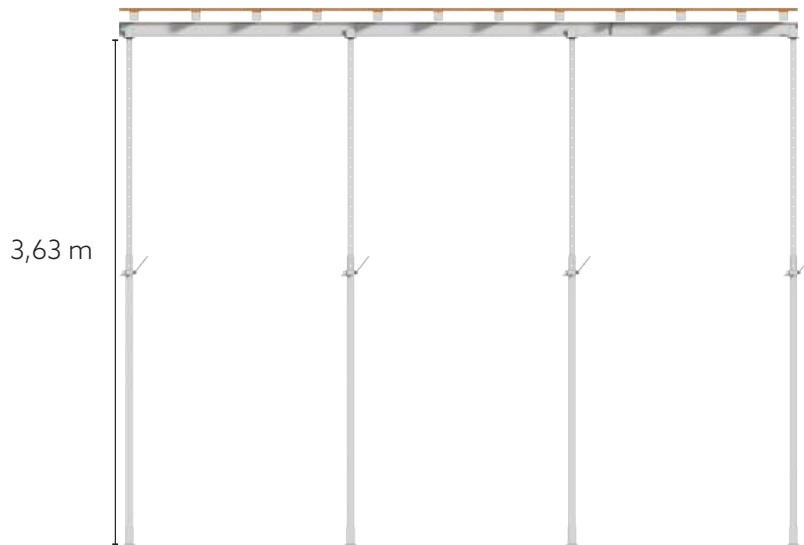


Imagem 15: Abertura de escora 3,63m

Verificando:

$$13,16 \text{ kN/m} \leq 20 \text{ kN/m} \quad \text{Equação 40}$$

A carga admissível na escora Super SH com abertura de 3,63 m é de 20 kN.²⁷

Carga atuante na torre

A área de influência no poste da torre (área verde):

$$A_{i_{torre}} = \left(\frac{L2 + L5}{2} \right) \times \left(\frac{L4 + L3}{2} \right) \quad \text{Equação 41}$$

$$A_{i_{torre}} = \left(\frac{1,45 + 1,55}{2} \right) \times \left(\frac{1,00 + 2,00}{2} \right) = 2,25 \text{ m}^2$$

$$Q_p = A_i \times Q_{laje} \quad \text{Equação 23}$$

$$Q_p = 2,25 \times 6,05 = 13,61 \text{ kN}$$

Devemos nos atentar para o acréscimo de carga da posição hiperestática do perfil na carga pontual da escora ou poste da torre. Para casos de vãos idênticos, costuma-se adicionar 25% da carga no poste, comparado aos casos de isostática. Para este caso, após análises, é seguro afirmar que o poste será carregado com mais 25% da carga, para outros casos, sugerimos a análise completa da situação.

²⁷Valores retirados do Catálogo Técnico SH - Abertura Escora Super.

$$Q_p = 1,25 \times Q_p \quad \text{Equação 33}$$

$$Q_p = 1,25 \times 13,61 = 17,01 \text{ kN}$$

Após encontrar as cargas pontuais atuantes, devemos verificar a resistência do material consultando o fornecedor.

A carga admissível por poste da torre LTT é de 30 kN.²⁸

Verificando:

$$17,01 \text{ kN/m} \leq 30 \text{ kN/m} \quad \text{Equação 40}$$

Em obra nem sempre trabalhamos com pontaletes metálicos, sendo possível o uso de madeira. Para esta avaliação verificamos a estabilidade das peças sob diferentes solicitações, levando em consideração a esbeltez e os efeitos da flexão, garantindo que as peças sejam dimensionadas conforme a norma ABNT NBR 7190.²⁹



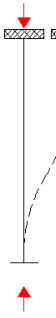








As peças de madeira são solicitadas por cargas externas e seus suportes ou condições de contorno que transferem as forças internas até as bases ou estruturas auxiliares. Essas forças internas são recebidas no plano da seção transversal, e essas solicitações podem ser simples ou combinadas, podendo atuar de forma axial, longitudinal paralela ou paralela às fibras. Dependendo da aplicação da peça ou do tipo de carga aplicada.

A tabela de coeficiente de valores, ajuda no cálculo da esbeltez da peça de madeira, e deve ser consultada na NBR 7190 para cálculo de pontaletes de madeira.

²⁸Valor extraído do catálogo técnico da SH.

²⁹Consultar passo a passo do cálculo de pontalete de madeira na norma ABNT NBR 7190.

Tabela de valores de coeficiente de K_E - NBR 7190

Modos de Flambagem						
Valores de Projeto para K_E	0,65	0,80	1,20	1,00	2,10	2,40
Código das condições de extremidade		Rotação e translação lateral impedidas, translação vertical livre				
		Rotação e translação vertical livres, translação lateral impedida				
		Rotação livre e translações impedidas				
		Rotação impedida e translações livres				
		Rotação e translações livres				

Otimização do dimensionamento

O escoramento de laje é composto por 4 elementos diferentes:

- Compensado
- Perfis secundários
- Perfis primários
- Torres e escoras

Uma solução econômica deve buscar equilíbrio entre as resistências. Se os perfis permitem um espaçamento grande entre os postes de escoramento, talvez este não tenha a resistência necessária, ou gere um custo muito alto para obter esta resistência alta. Por outro lado, aumentando a quantidade de postes de escoramento talvez os perfis já fiquem superdimensionados e podem ser substituídos por perfis menos resistentes e mais econômicos.

A maneira convencional de escoramento de lajes é a fôrma de compensado de madeira, perfis secundários para barroteamento, perfis primários apoiados sobre escoras ou torres metálicas.

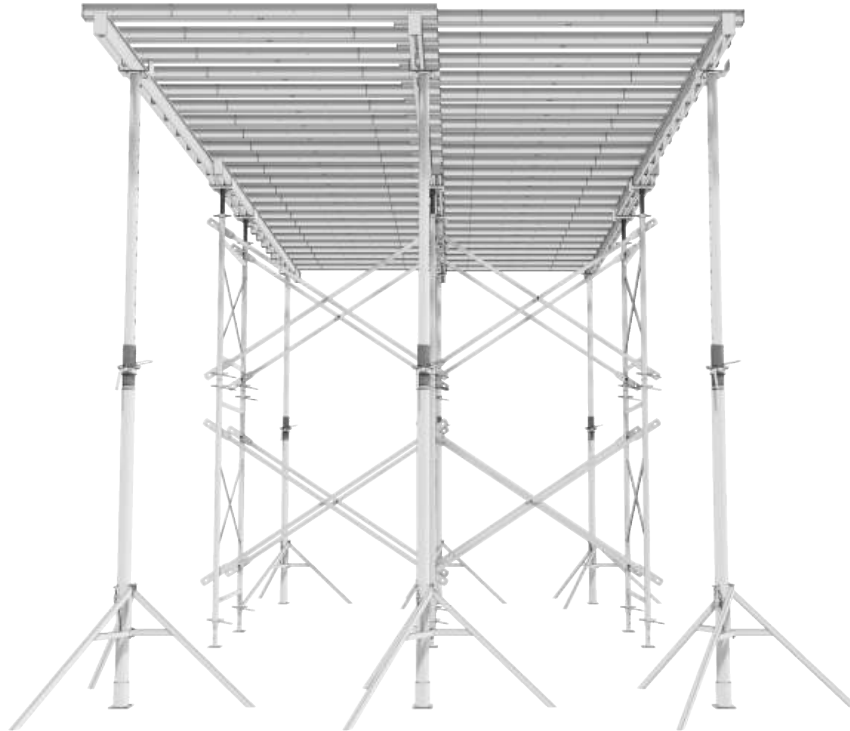


Imagem 16: Escoramento com torres e escoras

Importante:

- Os perfis secundários podem ser apoiados em guias de madeira nas laterais das vigas, conforme imagem 17. Dessa maneira, a lateral da viga fica presa até a desforma da laje, necessitando assim, de um segundo jogo de fôrma lateral para a viga, porém indicamos que o perfil primário não seja apoiado em guias sobre a fôrma da viga, pois a carga no primário pode ser muito alta para a guia.

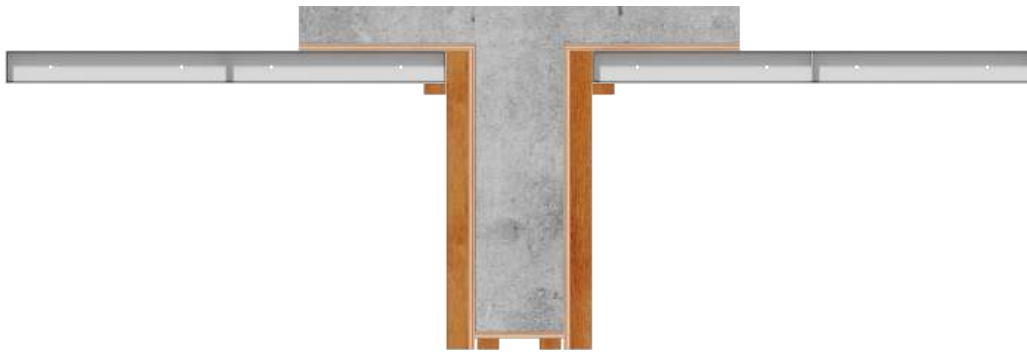


Imagem 17: Apoio do secundário em guia da lateral da fôrma para viga

- Quanto maior for a quantidade de torres, maior é a estabilidade proporcionada pelo sistema de escoramento, porém o custo poderá ser mais alto.

Observações sobre montagem

Observações sobre perfis:

- Os perfis devem ser presos com cunhas para evitar risco de tombamento.
- Apoiar cargas centralizadas sobre o eixo do perfil, evitando que toda a carga se apoie em apenas uma lateral.
- Cuidado com a armação e o balanço de perfis, há risco de acidentes em função de cargas assimétricas nestas condições.
- Deve sempre haver um transpasse. Por cima de uma torre de 2,00 m, por exemplo, não se pode posicionar um perfil C de 2,00 m. O transpasse mínimo seria de 10 cm transpassando para cada lado.



18A: Cunha de madeira com transpasse de perfis

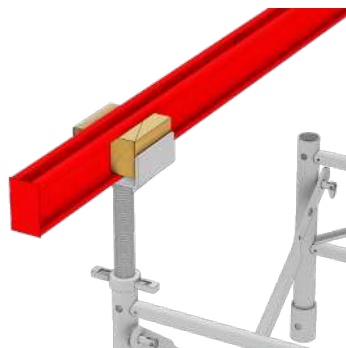


Imagem 18B: Cunha de madeira com perfil único

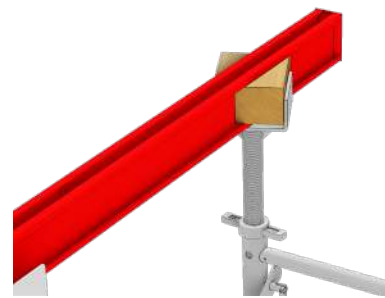


Imagem 18C: Cunha de madeira em ângulo com forçado rotacionado

- O perfil secundário sempre deve ter alma de madeira para pregar o compensado da fôrma. Para o perfil primário isto não é obrigatório, porém a possibilidade de pregar é bastante útil em muitos casos.

Observações sobre escoras:

- Escoras fora do prumo ou com cargas excêntricas não podem resistir com segurança às cargas indicadas pelo fornecedor.
- O pino da escora, que é igual ao pino da torre tubular, tem um diâmetro de 11/16" e é feito de aço de alta resistência (SAE 1045). A substituição deste pino por vergalhão de obra prejudica a carga admissível das escoras em dois pontos: redução do diâmetro (para 5/8" ou 1/2") e redução da resistência da paginação do projeto.
- Antes da retirada da escora, o copo da mesma deve ser usado para aliviar a carga.
- Retirar a escora batendo em sua base causa danos, mesmo com o reforço delas.



Imagem 19: Danos no desforme incorreto

- As escoras podem ser usadas de cabeça para baixo sem problemas, no entanto, o triângulo somente se encaixa na fêmea.

CAPÍTULO I

1.3.2 Sistema de torre LTT SH



Imagem 20: Obra Edifício Birmann – B32 – São Paulo



Imagem 21: Obra Shopping Várzea Grande - Mato Grosso



Imagem 22: Obra Shopping Parangaba - Ceará



Imagem 23: Obra Tribunal das contas - TCE - Goiás

CAPÍTULO I

Sistema de torre de carga LTT é destinado a execução de escoramentos verticais. Sua configuração e modulações permitem a utilização em construções das mais variadas, além de alcançar grandes alturas pelo sistema de encaixe. Sua flexibilidade permite garantir grande aceitação em obras industriais, comerciais e residenciais. O cenário arquitetônico imprime uma grande variação de situações de escoramento, o sistema de carga LTT, possui ajustes superiores e inferiores em sua torre, permitindo que o sistema atenda a todas as situações complexas, tornando-o o sistema de maior multifunção do mercado. O sistema de Carga LTT possui uma montagem de torres isoladas e simples que variam de 0,75x1,00 m à 1,00x2,50m ou torres compostas, facilitando assim o seu posicionamento e movimentação do conjunto de torres com o auxílio de guindastes, alavancando a produtividade da utilização do equipamento para cargas de até 30 kN.

Vantagens:

- Fácil manejo;
- Alta produtividade;
- Montagem e desmontagem rápidas;
- Versatilidade;
- Segurança;
- Possuem escadas de acesso que tornam as subidas e descidas de operários mais seguras

1.3.3 Sistema de torre LTT Extra SH

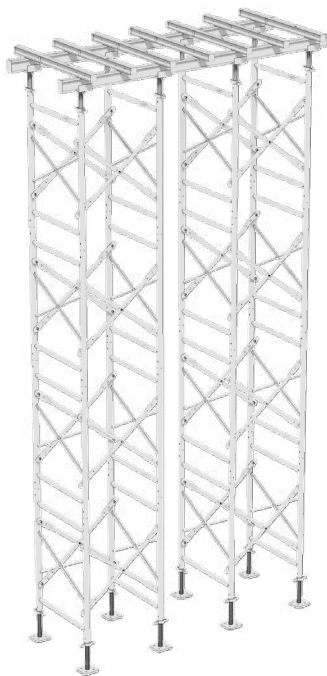


Imagem 24: Sistema LTT Extra – Materiais SH

CAPÍTULO I

A Torre LTT- Extra foi desenvolvida para atender cargas altas, especialmente em obras pesadas de infraestrutura e obras industriais. O equipamento possui tubos de Ø60,3mm galvanizados e suporta cargas de até 6 toneladas por poste, com modulações de 1,00 x 1,00m ou de 1,00 x 0,75m, permitindo assim uma alta concentração de carga em pouco espaço. A torre LTT-Extra segue os princípios da torre de carga LTT, que se destaca pela versatilidade de tamanhos, combinado com a facilidade de montagem em função do sistema quadro e cruzeta, porém com algumas melhorias, sendo uma delas, a resistência dobrada.

Vantagens:

- Suporta carga até 6 toneladas por poste;
- Fabricada em aço galvanizado;
- Excelente relação entre peso do equipamento e carga admissível da torre;
- Utilização de poucas peças para montagem da torre;
- Peça mais pesada tem somente 25,3 kg;
- Flexibilidade do tamanho da torre;

1.3.4 Perfis

Os perfis são elementos fundamentais para o cimbramento de uma estrutura com sistema convencional. Podendo ser fabricados com diversas alturas e materiais, resultando em diferentes resistências.

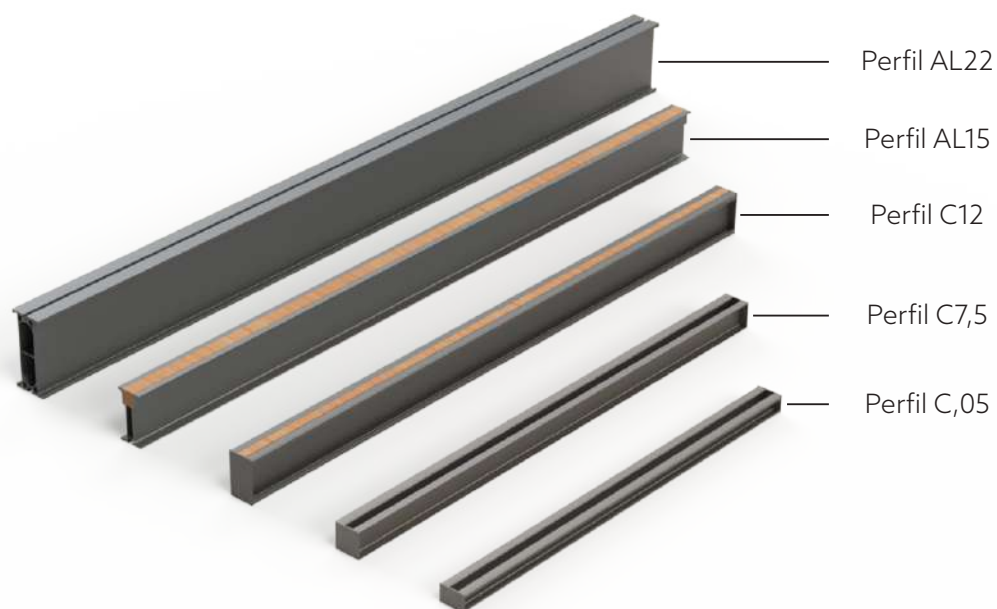


Imagem 25: Perfis SH

CAPÍTULO I

Perfil C - Metálico

Existem três tipos de perfil C metálicos SH:

- C05 e C7,5 são usados como perfis secundários. Servem para barroteamento das fôrmas de fundo de viga e fundo de lajes. O máximo comprimento do perfil C05 é de 2,00m, assim sendo mais indicado para barroteamento de fundo de viga.
- Os perfis C possuem variadas alturas e resistências. Para perfil primário é indicado o perfil C12, com ótimo desenvolvimento em obras residenciais e comerciais. Os perfis são relativamente leves, de fácil manuseio e possui baixo custo de reposição.
- Além de escoramento, os perfis C mais leves podem ser considerados para travamentos de vigas, pilares e paredes.

Dados técnicos:

Perfil	C05	C 7,5	C12
Altura (cm)	5	7,5	12
Largura (cm)	7,5	7,5	7,5
Peso por metro linear (kN/m)	0,060	0,063	0,100
Momento Admissível M (kN.m)	1,30	2,02	5,45
Momento de Inércia I (mm ⁴)	158.400	553.300	2.522.800
Módulo de Elasticidade MPa	210.000		

Dados técnicos perfis C-SH

Viga SH20

A Viga SH20 é usada para soluções convencionais e soluções especiais, sendo considerada como primária e secundária. Sua resistência e rigidez permite sua aplicação na grande maioria das estruturas.

As vigas, inicialmente, estão destinadas para cimbramento das fôrmas de lajes, mas também podem ser muito úteis para paredes e estruturas com geometrias diversas quando utilizadas com o sistema Multiform® SH

É necessária atenção especial no momento do dimensionamento da viga SH20 pois deve-se sempre considerar a força cortante atuando nesta viga, garantindo que seja inferior a 22 kN (11 kN para cada lado).

CAPÍTULO I

Dados técnicos:

Momento Admissível	4,90 kN.m
Cortante Máxima	11 kN
Módulo de Elasticidade E	10.493 MPa
Momento de Inércia I	46.730.000 mm ⁴
Altura da Viga	0,20 m
Largura da Viga	0,08 m
Peso por metro linear	0,04 kN

Dados técnicos perfil SH20 - SH

Perfil AL - Alumínio

Perfil	AL 15	AL 22
Momento Admissível	5,39 kN.m	21,96 kN.m
Módulo de Elasticidade E	68.646 MPa	68.646 MPa
Momento de Inércia I	3.285.700 mm ⁴	23.170.000 mm ⁴
Altura da viga	0,15 m	0,22 m
Largura da viga	0,07 m	0,10 m
Largura da alma de madeira:	40mm	Não possui madeira
Peso por metro	0,04 kN	0,07 kN

Dados técnicos perfis AL - SH

Existem dois tipos de perfis AL SH:

- O perfil de alumínio AL15 pode ser usado para escoramentos convencionais, assim como os perfis de aço (C12/C7,5) ou as vigas de madeira SH20. As vantagens do perfil de alumínio em comparação aos perfis de aço, é o peso em comparação às vigas SH20, a vida útil é bem maior. Este perfil é usado como vigamento primário e secundário, não necessitando dois tipos diferentes de perfis.
- O perfil de alumínio AL22 foi desenvolvido principalmente para uso de escoramentos em balanços. Devido a sua alta resistência e rigidez permite uma solução técnica mais apropriada nos balanços quando comparada aos perfis

CAPÍTULO I

C12. Também pode ser usada como vigamento primário em projetos juntos com o sistema LTT- Extra. Atentar que este perfil não permite transpasse nos forcados pois sua largura é de 10 cm.

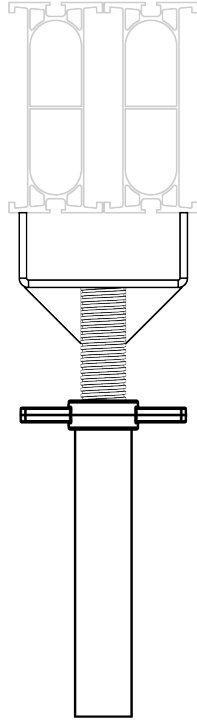


Imagem 26: Impossibilidade de uso transpassado no forcado

Perfil W- Aço

Existem dois tipos de perfis W SH:

Os perfis W200 e W310 são a solução ideal para escoramentos em balanços que precisam suportar altas cargas. Devido a sua alta resistência permite uma solução técnica mais apropriada para balanços com vãos não convencionais. Também podem ser usados como vigamento primário junto com a torre LTT-Extra. Também não permitem transpasse nos forcados, pois sua largura é de 0,10 m. Para casos de transpasse considerar o forcado regulável 48 duplo SH.

CAPÍTULO I

Dados técnicos:

Perfil	W 200	W 310
Momento Admissível	33,32 kN.m	60,22 kN.m
Módulo de Elasticidade E	210.000 MPa	
Momento de Inércia I	20.290.000 mm ⁴	55.000.000 mm ⁴
Altura da viga	0,20 m	0,31 m
Largura da viga	0,10 m	0,10 m
Força cortante admissível	255,95 kN	322,14 kN
Peso por metro	0,22 kN	0,27 kN

Dados técnicos perfis W - SH

1.3.5 Sistema Topec® SH

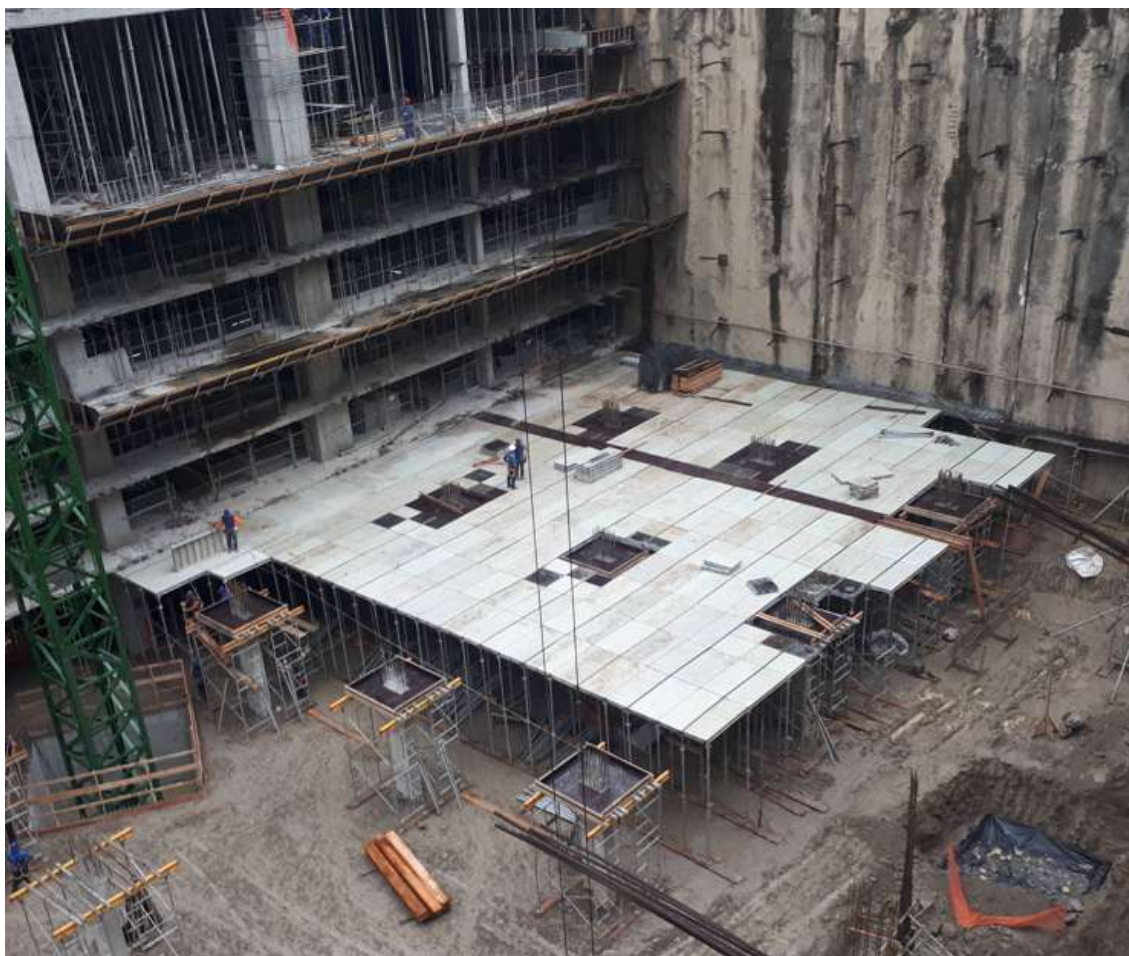


Imagem 27: Obra Edifício Birmann - B32 - São Paulo

CAPÍTULO I



Imagem 28: Obra Edifício Lago di Lugano - Paraná



Imagem 29: Obra Civil Port - Bahia



Imagem 30: Obra Seção Judiciária - Espírito Santo

Os sistemas Topec® SH e Topec® SH Premium são notáveis por apresentarem o menor número de componentes disponíveis no mercado. Eles consistem apenas em painéis e escoras, dispensando a necessidade de mão de obra especializada.

A fôrma para laje Topec® SH é composta por painéis de alumínio com revestimento de compensado plastificado de 10 mm. Essa fôrma possibilita a montagem de lajes sem a necessidade de cortes, pregos ou emendas. O sistema é composto por duas partes fundamentais: os painéis e as escoras, que podem ser montados sem o uso de ferramentas especiais.

A versão Premium da fôrma para lajes Topec® SH se destaca pela substituição do compensado por placas de polietileno com fibra de vidro. Essas placas oferecem várias vantagens, incluindo um melhor acabamento do concreto, maior durabilidade (20 vezes mais duradouras que o compensado), a necessidade de menos desmoldante (pois as placas não absorvem água) e uma limpeza mais rápida.

CAPÍTULO I

Vantagens:

- **Vida útil do compensado:** Os pontos fracos do compensado são as bordas. No meio do painel o compensado é bem protegido, isto significa alta durabilidade do compensado e melhor acabamento do concreto, evitando assim desperdícios em casos de pouca reutilização do compensado. Já na versão Premium, onde há placas de plástico, o acabamento do concreto permanece muito bem mesmo depois de anos de uso.



Imagem 31: Obra Edifício Birmann B32 - São Paulo



Imagem 32: Obra Edifício Birmann B32 - São Paulo

CAPÍTULO I

- **Produtividade:** Os painéis são de alumínio, proporcionando rapidez e eficiência na movimentação e montagem deste equipamento. Seus acessórios são leves, portanto, permitem alcançar uma alta produtividade, mas é na economia de mão de obra que fica o grande ganho do uso das fôrmas do tipo deck. O índice de mão de obra é 0,3 hh/m² (homem/hora/m²) em aplicações típicas.
- **Segurança:** Para pé-direito comum, o painel pode ser montado direto do chão, sem necessidade de subir em andaimes ou perfis. Além de aumentar a produtividade, diminui o risco de acidentes de trabalho.
- **Facilidade:** As fôrmas do tipo deck são muito fáceis de montar. Não é necessário se preocupar com o espaçamento de perfis e escoras nem com o apoio nas emendas das chapas de compensado. Também não são necessários trena nem martelo.
- **Projeto simples:** Fácil de calcular. Se a laje possuir até 24 cm de altura, somente a carga na escora deve ser verificada.
- **Escoramento remanescente:** Os dropheads são dispositivos instalados nas escoras das linhas de reescoramento da laje, substituindo os suportes dos painéis. Esses acessórios possibilitam a desforma da laje sem que as escoras do reescoramento percam o contato com o concreto. Isso permite a desforma de maneira mais rápida.



Imagem 33: Obra Edifício Birmann B32 - São Paulo



Imagem 34: Obra Edifício Birmann B32 - São Paulo

Desvantagens:

- Como qualquer sistema modular, o tipo deck não permite um acabamento perfeito, pois, após a desforma, ficam marcas nas emendas entre os painéis. Porém, a qualidade do acabamento do concreto ainda é superior ao acabamento tradicional. O sistema deck costuma ser usado com sucesso em tetos de garagens aparentes, por exemplo.
- Lajes com muitas vigas necessitam de muitos arremates, com isso, o índice do sistema de homem/hora é superior ao encontrado em lajes planas ou nervuradas.
- Obras que são executadas a longo prazo e devagar não aproveitam a alta produtividade das fôrmas, fazendo com que as fôrmas tenham grande tempo de ociosidade na obra, podendo assim aumentar o custo do sistema.

Método de cálculo

O sistema Topec® SH é projetado para lajes de até 24 cm de espessura; lajes com espessura maior devem ser tratadas com muita atenção. Em casos comuns, somente precisa ser verificada a carga da escora em função do pé-direito, conforme a Equação 40.

$$Q_{atuante} \leq Q_{admissível}$$

Equação 40

A carga atuante é o peso da laje com sobrecarga, multiplicada pela área de influência do maior painel (2,00 m²). Já a carga admissível é a carga suportada pela escora. Se a carga atuante for maior que a carga admissível, podemos incluir algumas das estratégias abaixo:

- Contraventamento das escoras com tubo e braçadeira em dois sentidos para diminuir comprimento de flambagem;
- Reduzir os tamanhos dos painéis;
- Reduzir área de influência das escoras, quebrando vãos livres com mais escoras;

O sistema Topec® SH utiliza o drophead para manter as escoras em contato com a laje, eliminando a necessidade de removê-las e recolocá-las durante a desmontagem dos painéis. Para dimensionar o escoramento remanescente, é essencial levar em conta as cargas previstas e outros fatores como tipo de concreto, tempo de cura, módulo de elasticidade, e geometria da laje. A aprovação do calculista da estrutura é fundamental para assegurar a eficácia do sistema.

Sistema Topec® SH com pé-direito alto

O painel pode ser montado em cima de torres tubulares ou torres LTT, utilizando acessórios, com o adaptador LTT-Escora ou adaptador LTT-Topec SH, cada um permite um tipo de montagem. Após a montagem das torres, a montagem do painel é feita normalmente, trabalhando sobre uma plataforma de pranchões. Os painéis sobre as torres devem ter largura de 1,00 m; já os painéis de 0,75 m devem ser posicionados entre as torres, uma vez que não existem travessas de torres com 0,75 m de comprimento. Onde não for possível, travessas e diagonais devem ser substituídas por tubos e braçadeiras.

1. Adaptador LTT/Escora: possibilita utilizar o sistema Topec® SH com escora diretamente sobre torres LTT SH e Modex® SH. O adaptador serve como conector entre a escora e o quadro LTT ou poste modex.

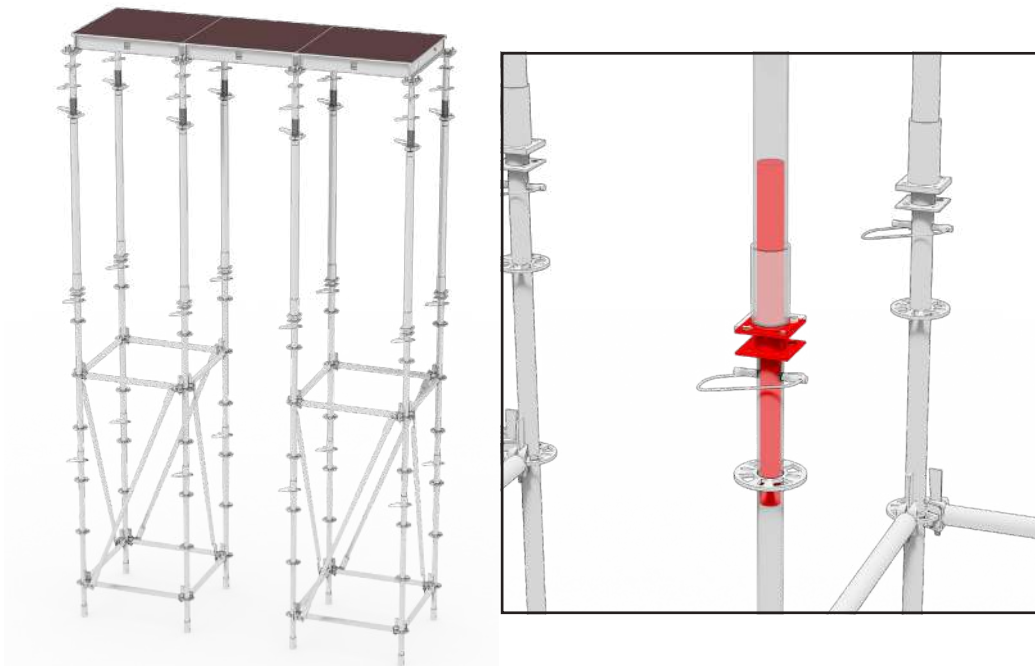


Imagem 35: Adaptador LTT/escora - SH

Para as torres Modex® SH, não é necessário o adaptador, pois as escoras podem ser apoiadas sobre as rosetas do sistema. Para ser possível, a última travessa ligada à roseta, não deverá ser considerada.

2. Adaptador LTT/Topec: Esta peça deve ser encaixada no forçado regulável® com 2 parafusos de Ø1/2" x 1", este encaixe pode ser centralizado ou descentralizado no forçado. Para o uso com suporte de painel® a fixação no forçado deve ser centralizada, e o Drophead deve ser descentralizado pois necessita ficar 2,5 cm fora do eixo do forçado para a passagem do perfil T®.

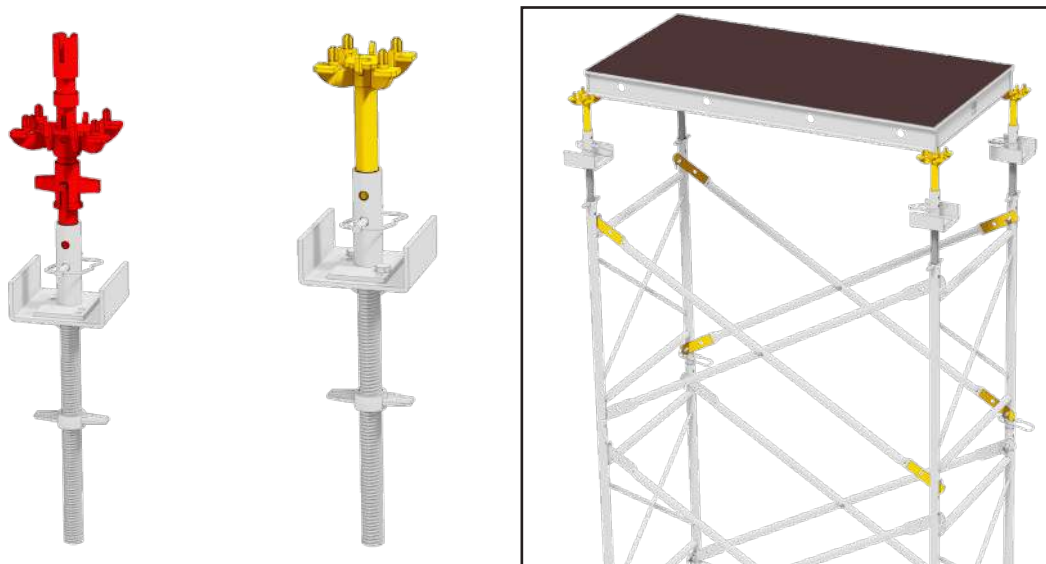


Imagem 36: Adaptador LTT/topec - SH

CAPÍTULO I

Montagem do sistema

1. As primeiras escoras precisam ser equipadas com tripé. Para manter o espaço correto (1,00 m ou 0,75 m), é recomendável usar tubo com braçadeira de escora. Em seguida, encaixa-se o painel e o apoia na outra extremidade com outra escora e um bastão.
2. Posiciona-se o segundo painel. Os painéis podem ser encaixados por baixo, se as escoras estiverem com a distância correta. Dessa maneira, é possível montar o painel com uma só pessoa (pé-direito comum).
3. O bastão deve ser previamente regulado para o pé-direito a ser executado. Em seguida levanta-se o segundo painel com o bastão.
4. Uma equipe de montagem necessita de 2 bastões, para apoiar 2 painéis antes de colocar a escora.

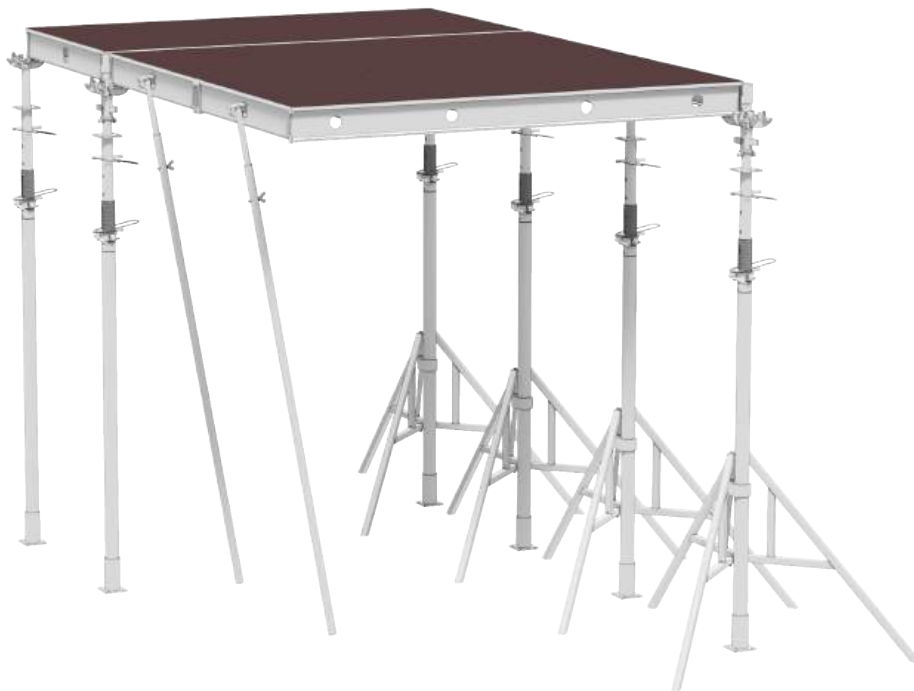


Imagem 37: Montagem Topec® SH

5. São acrescentadas escoras com Suporte de Painel nas emendas dos painéis e em seguida retirados os bastões. As escoras devem ser reguladas para o pé-direito, antes da montagem. Recomenda-se usar um gabarito ou uma escora-padrão para a regulagem.

CAPÍTULO I



Imagem 38: Sequência de montagem Topec® SH

Desforma

A sequência da desforma é exatamente o inverso da montagem. Após a retirada das primeiras escoras, os painéis podem ser basculados com auxílio do bastão.

ATENÇÃO: Todas as escoras que apoiam o painel devem ser baixadas antes de bascular o painel. Caso contrário, existe um grande risco de se danificarem os painéis. É importante instruir os operários sobre a desforma correta!

A desforma é feita seguindo passos:

1. Apoiam-se os painéis a serem desformados com os bastões e, em seguida, aliviam-se as escoras com suporte de painel e desarma-se os dropheads.
2. Bascula-se o painel na direção da menor dimensão do painel.
3. Retiram-se os painéis. As escoras de reescoramento, encabeçadas por dropheads, em nenhum momento perdem contato com o concreto, eliminando deformações lentas.



Imagem 39: Sequência de desforma Topec® SH

1.3.6 Mesa voadora e mesa deslizante

1.3.7 Mesa voadora

A mesa voadora é um produto especialmente desenvolvido para obras prediais com pavimentos tipo, onde a fôrma desloca-se horizontalmente e verticalmente sem a necessidade de desmontagem completa dos equipamentos, proporcionando alta produtividade pela rapidez e leveza das peças. Adapta-se facilmente a qualquer geometria de laje, devido aos diversos comprimentos de perfis disponíveis no mercado. Esse sistema é recomendável para alturas de escoramento até 4,00 m.

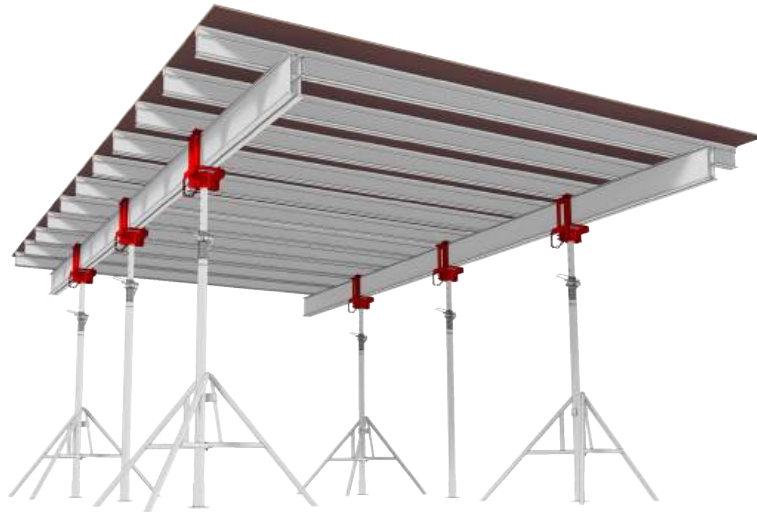


Imagem 40: Sistema de Mesa Voadora

Montagem do sistema

1. Cada mesa deve ser montada sobre um gabarito que constitui de uma mesa com furação e batentes. Devem ser feitos furos de 0,25x0,25 m para acomodação dos cabeçais durante a montagem.
2. Posicionar os batentes conforme mostrado na figura.



Imagem 41: Posição do batente - Mesa Voadora

3. Após a montagem do gabarito, iniciar com o posicionamento dos perfis conforme indicado em projeto elaborado e dimensionado para as cargas propostas.



Imagem 42: Posição do perfis principais - Mesa voadora

4. Os perfis são posicionados sobre os vãos deixados para encaixe dos cabeçais.
5. A próxima etapa é posicionar o cabeçal junto com os perfis primários.

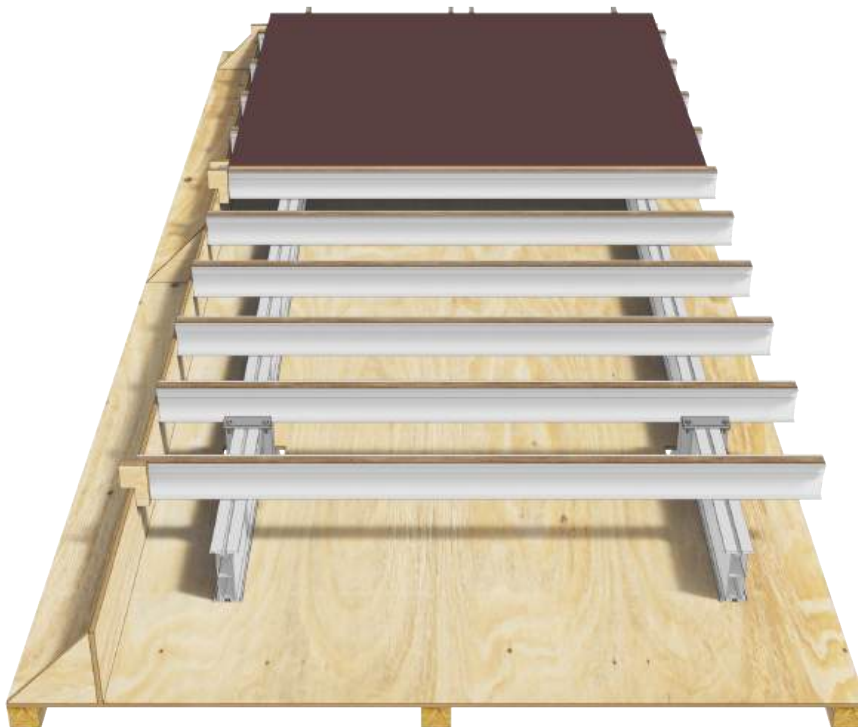


Imagem 43: Posição do cabeçal, perfis e compensado sobre a mesa voadora

CAPÍTULO I

6. Após a fixação dos cabeçais nos perfis primários, são distribuídos os perfis secundários para barroteamento, de acordo com os espaçamentos indicados em projeto proposto.
7. Por ultimo, posicionar e fixar os compensados na parte superior do perfil que é preenchido com sarrafo.



Imagem 44: Posição dos compensados sobre a mesa voadora

Método de cálculo

O dimensionamento da mesa voadora SH segue o mesmo passo a passo descrito no item 1.2 - Dimensionamento, deste capítulo.

1. **Determinação das cargas verticais atuantes:** É necessário calcular as cargas verticais que atuam na mesa voadora, levando em consideração o peso próprio da estrutura e quaisquer sobrecargas que possam estar presentes durante a concretagem.
2. **Dimensionamento do compensado:** Com base nas cargas calculadas, é feito o dimensionamento do compensado que será utilizado na superfície da mesa. Isso inclui a determinação do espaçamento entre barrotes e a carga que será suportada por eles.
3. **Dimensionamento dos perfis secundários:** Os perfis são dimensionados a partir do vão máximo do compensado e momento.
4. **Dimensionamento dos perfis primários:** Os perfis são dimensionados de acordo com a influência de cargas sobre eles, e que são transmitidas pelos perfis secundários.

5. Dimensionamento das cargas nos postes: As escoras que servem como apoio da estrutura da mesa voadora, são dimensionadas com base na área de influência de cargas transmitidas pelos perfis.

Movimentação Horizontal

A movimentação horizontal da mesa é feita com a utilização do carro de movimentação, qualquer obra se torna otimizada, já que as mesas voadoras são movimentadas hidráulicamente, e depois deslocadas horizontalmente. O carro de movimentação é composto pelo próprio carro e por um prolongador, fazendo com que a mesa possa ser elevada à uma altura de até 3,25 m, sua capacidade de carga varia de 15 kN sem o prolongador para 10,98 kN com prolongador.



Imagem 45: Movimentação na horizontal da mesa voadora

Movimentação Vertical

Para movimentar a mesa voadora verticalmente, é necessário o uso dos garfos em conjunto com a grua. Na posição parado, o garfo dobra automaticamente para frente, tornando mais fácil o manuseio das correntes e suspensão.

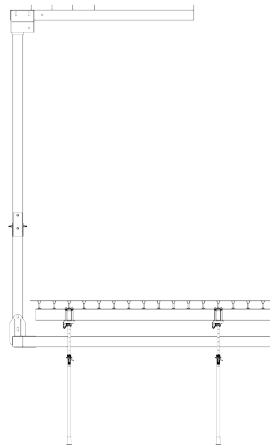


Imagem 46: Movimentação na vertical da mesa voadora

Recomendações:

- Capacidade de carga do garfo é de 9,80 kN.
- A mesa deve ter no máximo 3 vezes a largura do garfo, ou seja, no máximo 3 metros.
- Quando a carga estiver centrada, não é necessário fixar a mesa.
- Caso a mesa possua mais que 3 metros de largura, a mesma deve ser fixada com cabos de aço.

1.3.8 Mesa deslizante

A mesa deslizante representa uma grande inovação no processo de construção de estruturas de concreto de grandes dimensões. Este sistema oferece a vantagem de prazos mais curtos, custos competitivos e uma substancial redução na mão de obra necessária. A característica mais marcante desse sistema é a sua completa integração com os pilares de suporte, permitindo acesso livre e a realização de outros serviços simultaneamente, sem a necessidade de reescoramento.



Imagem 47: Mesa Deslizante - SH

CAPÍTULO I

No entanto, é essencial ressaltar que o sucesso desse sistema depende significativamente da concepção estrutural inicial. A estrutura deve ser projetada com pilares alinhados, lajes completamente planas e protendidas, desprovidas de vigas e capitéis. As vantagens desse sistema são notáveis:



Imagem 48: Projeto Ideal

- **Aproveitamento dos pilares da estrutura como apoio:** A mesa deslizante utiliza os próprios pilares da estrutura como pontos de apoio, eliminando a necessidade de sistemas adicionais de sustentação.
- **Montagem única no início do processo:** A montagem ocorre apenas uma vez no início do processo construtivo, economizando tempo e recursos ao longo da obra.
- **Não é necessário desmontá-la para movimentação:** Diferentemente de sistemas convencionais, a mesa deslizante não requer desmontagem para ser movida, aumentando a eficiência e a velocidade do processo.
- **Redução da mão de obra em 70%:** A eliminação da necessidade de reescoramento e a simplificação do processo de construção resultam em uma drástica redução na mão de obra necessária.
- **Velocidade na execução da estrutura:** Permite a execução rápida da estrutura de concreto, acelerando significativamente o cronograma da obra.
- **Eliminação do reescoramento:** Uma das maiores vantagens desse sistema é a eliminação completa da etapa de reescoramento, o que economiza tempo e recursos.
- **Execução de grandes trechos de concretagem:** É possível realizar a

CAPÍTULO I

concretagem de grandes trechos de forma contínua, reduzindo interrupções no processo.

- **Obra limpa e sem interferências:** A integração com os pilares e a eliminação de elementos adicionais resultam em uma obra mais limpa e com menos interferências, tornando o ambiente de trabalho mais seguro e eficiente.
- O sistema é indicado para obras horizontais, com grandes planos de lajes protendidas.



Imagem 49A - Posição das vigas primárias sobre pontaletes de madeira

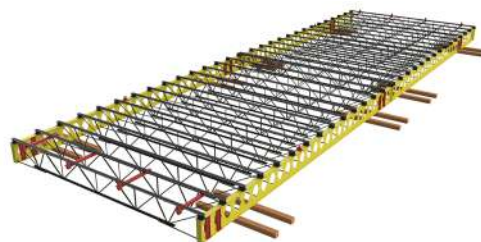


Imagem 49B - Encaixe das treliças com abertura permitida em cálculo



Imagem 49C - Inclusão dos barrotes em madeira



Imagem 49D - Posicionamento dos compensados

Montagem do sistema

1. Cada mesa é montada sobre um gabarito para assegurar um encaixe perfeito na estrutura.
2. As vigas primárias são posicionadas conforme o espaçamento indicado em projeto.
3. As treliças são montadas sobre as vigas primárias, de acordo com o vão máximo no secundário, seguindo as especificações do projeto.
4. Os sarrafos secundários são colocados sobre as treliças, proporcionando suporte ao compensado.
5. Compensados são fixados nos sarrafos secundários, criando uma superfície para receber a laje.

Método de cálculo

No dimensionamento da mesa deslizante, pode-se considerar o passo a passo descrito neste capítulo 1.2 - Dimensionamento.

- 1. Determinação das cargas verticais atuantes:** É necessário calcular as cargas verticais que atuam na mesa deslizante, levando em consideração o peso próprio da estrutura e quaisquer sobrecargas que possam estar presentes durante a concretagem.
- 2. Dimensionamento do compensado:** Com base nas cargas calculadas, é feito o dimensionamento do compensado que será utilizado na superfície da mesa. Isso inclui a determinação do espaçamento entre barrotes e a carga que será suportada por eles.
- 3. Dimensionamento dos sarrafos secundários:** Os sarrafos secundários, que serão colocados sobre as treliças, são dimensionados para garantir que possam suportar adequadamente os compensados e as cargas que atuam sobre eles.
- 4. Dimensionamento das treliças:** As treliças são verificadas de acordo com o vão máximo do sarrafo secundário.
- 5. Dimensionamento das vigas primárias:** As vigas primárias, que servem como parte da estrutura de suporte da mesa deslizante, são dimensionadas com base na área de influência de cargas transmitidas pelas treliças e sarrafos.
- 6. Dimensionamento dos consoles:** Os consoles são os apoios da mesa deslizante e transmitem as cargas para os pilares, são dimensionados com base na área de influência e cargas transmitidas pelas treliças.

Essas etapas de dimensionamento são fundamentais para garantir que a mesa deslizante seja capaz de suportar com segurança todas as cargas envolvidas no processo de concretagem de estruturas de grandes dimensões. O calculista da estrutura deve aprovar as cargas que o sistema transmite para os pilares, contribuindo para a execução bem sucedida da obra.

Posicionamento e movimentação da mesa deslizante

- Consoles são fixados nos pilares já existentes na estrutura para servirem como pontos de apoio da mesa deslizante.
- Um guindaste é utilizado para erguer a mesa e posicioná-la sobre os consoles devidamente fixados nos pilares.
- Com a mesa devidamente posicionada e nivelada, o processo de concretagem da laje é realizado conforme as especificações do projeto estrutural.

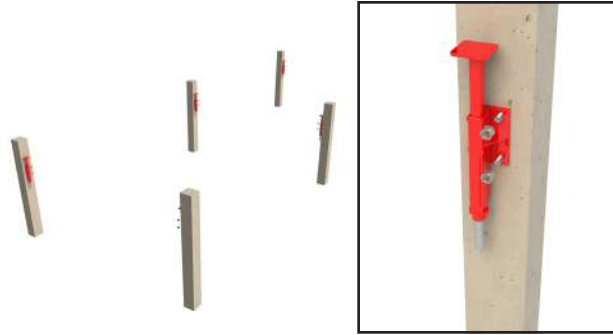


Imagem 50: Consoles de apoio para mesa



Imagem 51: Laje concretada

Desforma e movimentação da mesa deslizante para o próximo ciclo de concretagem

- Um apoio provisório é posicionado próximo ao console para manter a mesa nivelada durante a descida do fuso e posicionamento do rolamento.
- O console da mesa é aliviado da carga e um sistema de rolamento é posicionado sobre ele para permitir a movimentação.
- A mesa deslizante é movimentada para o próximo trecho de concretagem através de guinchos elétricos ou manuais como um tifor ou dispositivo similar. Isso permite que o sistema seja reposicionado para a próxima seção da estrutura a ser concretada.



Imagem 52: Carro de desforma



Imagem 53: Posicionamento para próxima concretagem

1.4 Casos especiais

1.4.1 Pé direito alto

Em estruturas de pé direito alto, a atenção ao contraventamento é crucial para garantir estabilidade e segurança. Para combater o efeito do vento e atender à norma NR-18, é recomendada a amarração com tubos entre as torres e em estruturas existentes, seguindo as diretrizes a seguir:



Imagem 54: Obra Rodoanel Norte (lote 5) - São Paulo

CAPÍTULO I



Imagem 55: Obra Green Tower - Ceará



Imagem 56: Obra expansão shopping Nova América - Rio de Janeiro

CAPÍTULO I

- A relação “ $h \leq 4 \times b$ ” entre a largura mínima da base “ b ” e a altura “ h ” evita o tombamento.
- Quando “ $h \geq 4 \times b$ ”, é necessário amarrar ou estaiar a torre.
- A fórmula “ $h = 4 \times b$ ” determina a distância máxima entre os níveis de travamento.

No sistema de escoramento LTT SH, a fôrma sobre ele também funciona como travamento, mas, dependendo das dimensões das torres, tubos e braçadeiras são necessários para:

- Minimizar deslocamentos durante a concretagem.
- Neutralizar esforços de vento lateral e combater a flambagem local e global nas torres.

Tipos de contraventamento:

1. Travamento horizontal: Tubos de 48mm fixados horizontalmente com braçadeiras.

- Usado em torres acima de 4,00m de altura, repetindo-se a cada 4,00m conforme a NR18.
- Torres até 4,70m não requerem travamento horizontal.

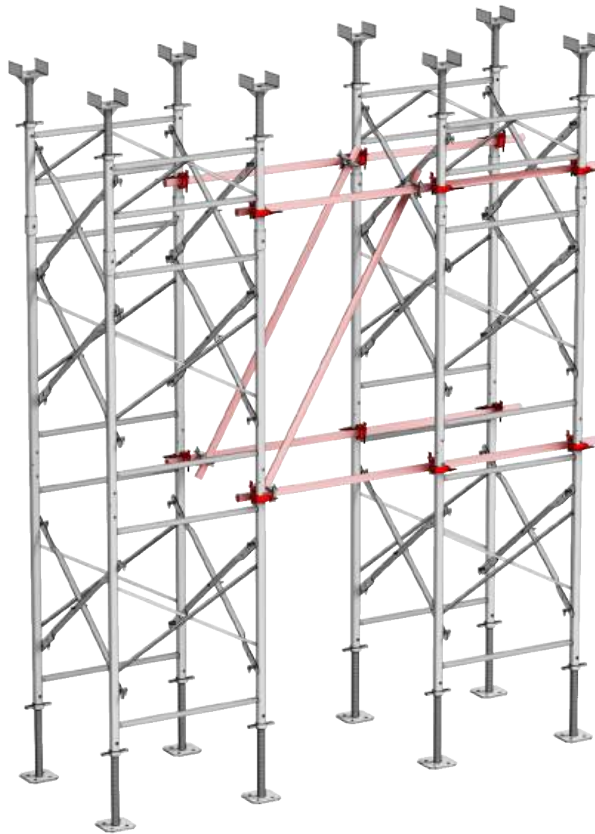


Imagem 57: Contraventamento de três pontos com tubos e braçadeiras.

CAPÍTULO I

2. Travamento horizontal para torres altas (acima de 8,00m):

- Combate torção individual e de conjunto de torres.
- Pode ser feito com tubos fixados em 3 pontos da torre, repetindo-se a cada 4,00m.

3. Diagonal horizontal: Introduzida nas travessas do travamento horizontal para combater esforços horizontais.

- Usada em torres acima de 8,00m, repetindo-se a cada 8,00m.

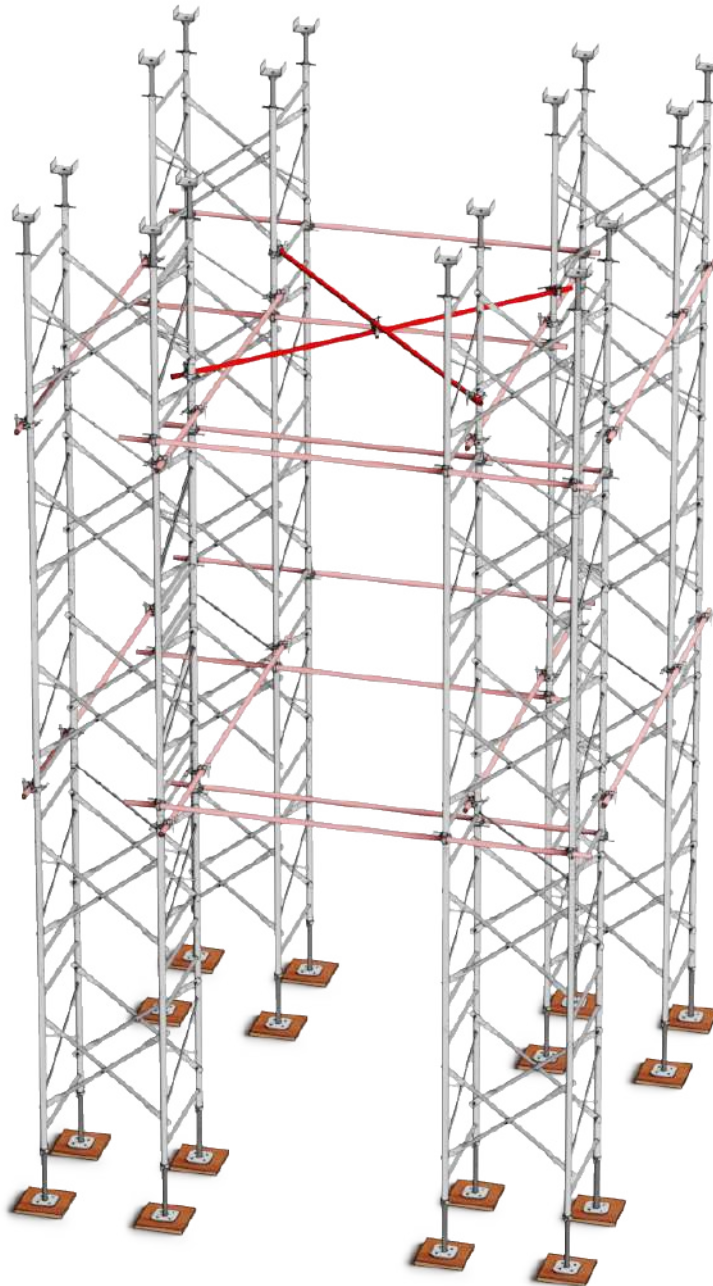


Imagem 58: Contraventamento em Torres com Tubo e Braçadeira

CAPÍTULO I

Regra geral:

- O travamento minimiza deslocamentos devido à concretagem e combate esforços do vento.
- A distância entre os níveis de travamento segue a fórmula “ $h = 4 \times b$ ”.
- Um primeiro nível de travamento pode ser colocado a 2,00 m ou 4,00 m da base de apoio.
- Mantenha os demais níveis de travamento a $4 \times b$ do nível anterior.

1.4.2 Lajes planas

É o sistema estrutural no qual a laje está diretamente apoiada sobre os pilares, sem a existência de elementos estruturais de suporte da laje (vigas). Para moldar essas lajes, é necessário criar um tablado horizontal, que sirva de fôrma, normalmente, executado com compensados de madeira sobre estrutura vertical, conhecida por cimbramento e que poderá ser de madeira ou metálica. Nessa opção de sistema estrutural, moldado *in loco*, a espessura da laje e a taxa de armadura são relativamente altas; isso se faz necessário para combater as deformações da estrutura. Nesse sistema, os poços de elevador e caixas de escada são os responsáveis por absorver os esforços horizontais, principalmente ocasionados pelo vento.



Imagem 59: Obra Shopping Novo Center Minas - Minas Gerais



Imagem 60: Obra Open View – Jundiaí SP



Imagem 61: Obra Edifício Global Tower - Espírito Santo

CAPÍTULO I

Com a utilização mais frequente das lajes planas, constatou-se que o uso de vigas nas bordas do pavimento trazia uma série de vantagens e com isso, afetar o conceito da ausência de recortes nas fôrmas do pavimento. Dentre elas, podemos citar:

- Não prejudicam a arquitetura.
- Formam pórticos para resistir às ações laterais.
- Impedem deslocamentos excessivos nas bordas, evitando patologias nos subsistemas (alvenaria, revestimentos etc.).
- Eliminam a necessidade de verificação de punção em alguns pilares.

Nesse tipo de sistema estrutural de laje, também é possível encontrar outras vantagens, como:

- Redução no consumo de fôrma e mão de obra em relação ao sistema convencional.
- Alta produtividade obtida através da grande facilidade na execução das fôrmas e do cimbramento, devido à não-existência de vigas; e, em consequência, as interferências entre vigas e pilares também foram eliminadas.
- Facilidade na montagem e desforma, aumentando o reaproveitamento e a durabilidade das fôrmas.
- Solução bem econômica, quando houver repetitividade do pavimento.
- Não depende tanto da necessidade de mão-de-obra especializada; dessa maneira, é possível a utilização de sistemas de escoramento de última geração como os painéis tipo deck, de fácil nivelamento e que eliminam a etapa de montagem do assoalho, uma vez que estes painéis já vêm com compensado rebitado em sua estrutura.
- Armadura facilitada pelo uso de telas soldadas, consequentemente facilitando o lançamento e adensamento do concreto, e diminuindo o risco de imperfeições de concretagem.
- Grande flexibilidade de layout.
- Pode-se conseguir ganho de pavimentos, quando houver limitações no gabarito da edificação.
- Facilita o uso de tecnologias industrializadas, inclusive nas etapas subsequentes à estrutura (drywall, contrapiso zero e fachadas pré-fabricadas).

Pode-se observar as seguintes desvantagens nessa tipologia de laje, decorrentes da sua deformidade:

- Flechas excessivas ocasionam fissuras nas próprias lajes e na alvenaria, além de afetar o funcionamento de portas e janelas.
- Vibrações sentidas no piso provocam sensação de desconforto nos usuários.

CAPÍTULO I

Os painéis tipo deck possuem estruturação suficiente para permitir a sua utilização na execução de lajes com até 30 cm de espessura³⁰. Estes painéis são confeccionados em alumínio, são bem leves, fáceis de manusear e dispensam o uso de pregos. A taxa de produtividade de montagem desses painéis é de 0,30 hh/m² (homens/horas/m²). Um dos fatores que justificam a alta produtividade das fôrmas tipo deck para lajes planas é o uso do drophead. Material complementar da fôrma Topec® SH, citado acima.

É importante ter em mente a compatibilização desse sistema estrutural com os demais projetos, como, por exemplo, elétrico, hidráulico, ar-condicionado, pois requerem a necessidade de prever rebaixos, furos, shafts ou dispor as peças estruturais de modo a viabilizar e compatibilizar a coexistência da estrutura com os demais sistemas.

Encontro da laje plana com pilares

O uso de lajes planas possibilita a execução de pilares solteiros, o que favorece a utilização de fôrmas metálicas, facilitando a execução de montagem antes da laje, desse modo, é possível conseguir ganhos através da eliminação de arremates de madeira entre a cabeça do pilar e a fôrma da laje.

Cuidados especiais devem ser tomados no dimensionamento do encontro de pilares com lajes planas, devido aos esforços de punção, pois todos os esforços de sustentação das lajes recaem sobre os pilares. Pode-se aumentar a concentração de armadura nesses encontros ou fazer uso de capitéis para dispersar essas tensões.

Lateral da laje plana sem viga de borda

A não-existência de viga na borda das lajes facilita muito a execução de fôrma e cimbramento, porém, favorece a deformabilidade da laje, ocasionando indesejáveis fissuras na alvenaria, contrapiso zero inexecuível e maior espessura de revestimento do teto das lajes.

É necessário deixar sempre uma sobra de fôrma na periferia das lajes, visando à colocação da fôrma lateral da laje; também, quando se tratar de lajes protendidas, esta sobra deve ser um pouco maior, aproximadamente de 50 cm, para apoiar o macaco de protensão dos cabos (cordoalhas). Existe uma preocupação muito grande com a segurança dos operários quando se trabalha com lajes planas; no caso de fôrmas tipo deck é necessário o estaiamento dos painéis da periferia, que pode ser feito passando-se um tubo dentro dos orifícios dos perfis que estruturam o painel, fixando-o à laje de piso; e, no caso de escoramento torre-perfil, é necessária a amarração dos barrotes nas longarinas.

³⁰Esta espessura só é possível considerando reforços nos perfis principais do painel Topec® SH.

CAPÍTULO I

Deve-se ter cuidado com o posicionamento do reescoramento nas lajes em balanço. As escoras devem se situar nos locais de maior esforço cortante.



Imagem 62: Estaio para Topec® SH

1.4.3 Lajes nervuradas

Define-se por lajes nervuradas o conjunto de vigas de baixa altura, solidarizadas por uma mesa de concreto. Nessa tipologia estrutural, mesmo utilizando baixa quantidade de aço, a taxa de armadura por m^3 é alta, pois o volume de concreto empregado é baixo.

CAPÍTULO I



Imagem 63: Obra garagem do Palácio do Planalto - Distrito Federal



Imagem 64: Obra Golden Shopping Calhau - São Luís



Imagem 65: Obra Edifício comercial Blue Chip - Santa Catarina

Para a moldagem das nervuras, pode-se empregar material inerte como fôrma perdida ou utilizar fôrma reaproveitável, no formato de caixotes fabricados em propileno ou metal. Tijolo cerâmico, bloco de concreto celular e bloco de poliestireno expandido (EPS-isopor) são os mais aplicados como materiais inertes. A criação dessas novas tecnologias em materiais e métodos construtivos tornou o emprego dessas lajes uma solução viável economicamente, sendo este um dos motivos que têm contribuído para que estejam cada vez mais presentes na construção de pavimentos de edifícios de múltiplos pisos.

A vantagem principal do emprego das lajes nervuradas é a redução do peso próprio da estrutura, obtido através da redução do volume de concreto, e ainda há um aumento na inércia, uma vez que a laje tem sua altura aumentada. Atribuído a isto, é possível vencer grandes vãos e grandes sobrecargas. Nessas lajes é possível a aplicação de cargas dinâmicas (equipamentos em operação, multidões e veículos em circulação). Também são mais econômicas que os sistemas convencionais, pois apresentam uma redução significativa no volume de concreto e de aço, e ainda se gastam menos fôrmas e menos horas de mão de obra, além de oferecer mais espaço e liberdade de layout das construções devido à redução do número de vigas e pilares.

Laje nervurada, com cubetas, não necessita de assoalho, porém a montagem em cima do escoramento forrado com compensado reduz o risco de acidentes e aumenta a produtividade. Uma boa solução é o uso de painéis modulares tipo deck, pois, além de facilitar a montagem, com o sistema de drophead (escoras que mantêm contato permanente com a laje, evitando deformações indesejáveis),

CAPÍTULO I

acelera-se a desforma, necessitandoocar menor quantidade de cubas.

A montagem e o cálculo do escoramento seguem os mesmos procedimentos da laje comum, porém, para o cálculo da carga da laje, é necessário dar atenção aos dados do fornecedor de cubas ou materiais inertes. Deve-se priorizar às vigas embutidas e faixas com espessura maior. O sistema de escoramento convencional (torres de carga, perfis primários e barrotes) também pode ser usado, mas necessita de maior prazo para cura e desforma.

1.4.4 Lajes pré-moldadas

As lajes pré-moldadas surgem como mais uma opção na industrialização do processo da construção civil, em que as principais vantagens são a redução do tempo de construção, do peso da estrutura e, conseqüentemente, do custo final da obra. São vários os tipos de lajes pré-moldadas encontrados no mercado. Os que mais se destacam são: laje alveolar, laje com vigotas e laje treliçada.



Imagem 66: Obra Umicore Guarulhos, nova sede administrativa - São Paulo



Imagem 67: Obra Mosteiro Arautos Moreno - Recife

A laje pré-moldada não necessita de fôrma, mas, em função do vão máximo admissível das vigotas antes da concretagem, é necessário o uso de escoramento. Devem ser observadas as indicações do fabricante. Para facilitar o ajuste da contra flecha, geralmente são usados números ímpares de guias, para localizar uma guia no meio do vão e permitir gerar a contra-flecha.

1.4.5 Lajes protendidas

Visando minimizar as fissuras ocasionadas pelas deformações das lajes planas, foram introduzidas as protensões, o que possibilitou torná-las mais finas. A racionalização das fôrmas e a evidente facilidade de execução, como já mencionado no item de lajes planas, é o que impulsiona o crescente uso desse tipo de sistema estrutural. O escoramento de laje protendida segue as mesmas regras do escoramento para lajes comuns. Possuem grandes diferenças nos prazos para desforma e no reescoramento, definidos pelo projetista de estrutura.



Imagem 68: Obra Boulevard Shopping Vitória da Conquista - Bahia

1.4.6 Lajes com capitel

São lajes que se apoiam diretamente nos pilares através de capitéis. O capitel é o alargamento da seção transversal do pilar próximo à sua ligação com a laje. Em algumas lajes com vigas emprega-se o uso de capitéis, com a finalidade de enrijecer a ligação entre laje e pilar e com o intuito de combater os esforços de punção. Isto prejudica duas das suas principais vantagens do sistema de lajes planas, que é a ausência de recortes na fôrma do pavimento, sem contar com a dificuldade de execução e, muitas vezes, podem ocasionar alterações indesejáveis na arquitetura. Pode-se eliminar o uso dos capitéis adotando-se a redução nos vãos da laje, aumentando-se a quantidade de pilares e inserir vigas de borda ou, ainda, adotando-se armadura na região de encontro do pilar com a laje, com a qual seja possível vencer os esforços de cisalhamento, evitando-se o puncionamento dessa região. Desaconselha-se o uso de fôrmas tipo deck, pois as dimensões dos capitéis poderão não coincidir com os tamanhos do fornecedor de fôrmas, tendo que fazer vários arremates; nesse caso, há uma redução nos ganhos oferecidos pelas lajes planas sem vigas.

1.4.7 Lajes inclinadas – estaiamento



Imagem 69: Obra Residencial Península Vila Madalena - São Paulo



Imagem 70: Estádio olímpico do Pará (mangueirão) - Pará

CAPÍTULO I

Ao se executar uma estrutura inclinada, em relação ao plano horizontal, cuidados especiais devem ser tomados para que os postes absorvam apenas esforços axiais, ou seja, verticais a ele. Deve-se criar situações que combatam os esforços horizontais gerados durante a concretagem.



Imagem 71: Obra estádio olímpico do Pará (Mangueirão) - Pará



Imagem 72: Obra Saint Enton - Pernambuco

CAPÍTULO I

Se a inclinação da estrutura for de ângulo que não exceda a 10° , haverá o equilíbrio dos esforços horizontais (tangenciais ao plano da fôrma), oriundo do atrito gerado entre o concreto, o compensado, os barrotes, as longarinas e os forçados; mas, se esse ângulo ultrapassar 10° , deve-se desprezar a contribuição dada pelo atrito e todo o esforço gerado deve ser combatido por estaimento ou estroncamento da estrutura do cimbramento.

Para a definição das cargas para o dimensionamento do escoramento, podemos analisar os dois extremos que limitem a situação real:

- 1)** Considerar o concreto como elemento sólido, com atrito suficiente para evitar deslocamento. Todo peso gera carga vertical no escoramento; não tem componente horizontal.
- 2)** Considerar o concreto como elemento líquido, sem atrito; o peso pode ser dividido em um componente perpendicular à fôrma e outro componente paralelo à fôrma. O escoramento sofre carga horizontal, porém as cargas verticais são um pouco menores do que na situação anterior.

Para evitar riscos, é recomendável considerar para cargas verticais todo o peso e, para as cargas horizontais, o componente calculado para concreto como líquido. O restante do cálculo segue os mesmos procedimentos da laje comum, porém deve ser previsto estaimento ou travamento horizontal para combater as cargas horizontais.

1.5 Laje em balanço

Lajes em balanço são elementos estruturais que demandam atenção especial durante o projeto e a execução para garantir a segurança e a integridade da estrutura.

CAPÍTULO I



Imagem 73: Obra JK Square - São Paulo



Imagem 74: Obra Aschneider Absolut Business - Rio Grande do Sul

CAPÍTULO I

O escoramento em balanço pode ser realizado utilizando perfis ou treliças em balanço. A opção mais recomendada é o uso de perfis AL22 ou perfis W, presos com grampos na laje inferior, em casos excepcionais usa-se a treliça SH100. Alternativamente, os grampos podem ser substituídos por estroncamento (caso a laje superior já esteja pronta) ou por barras com perfil (se for possível fazer furos na laje de apoio).

Pontos de atenção:

- O posicionamento dos grampos deve ser especificado no projeto da laje inferior.
- Utilize cunhas com apenas um gancho, posicionado o mais afastado possível do balanço, evitando sobrecargas na estrutura.
- Recomenda-se o uso de forçados reguláveis ou de forçado escora para encaixar o pé da torre ou da escora no perfil.
- O perfil deve ficar, no mínimo, a 1,70 metros para dentro do apoio. Quanto menor for o vão de apoio para dentro da laje, maior será a carga no grampo.

É fundamental consultar o calculista da estrutura para analisar e aprovar:

- As cargas atuantes nos grampos nos níveis inferiores.
- A carga atuante na ponta da estrutura (viga) onde o perfil em balanço está apoiado.
- A necessidade de reescoramento dos níveis abaixo de onde os perfis estão apoiados.

1.5.1 Método de cálculo

Para calcular o peso da estrutura em balanço, devemos levar em conta os seguintes elementos:

1. Peso da viga ou peso da laje a ser escorada.
2. Peso próprio do compensado ou peso próprio da fôrma de viga.
3. Peso próprio dos perfis primários e secundários.
4. Peso próprio do equipamento de escoramento.

É importante observar que, para estruturas em balanço, não se aplica a regra de considerar o peso próprio do escoramento apenas para alturas de torres a partir de 4 metros. Todos os equipamentos, incluindo torres, escoras e perfis, devem ser considerados no cálculo do peso da estrutura em balanço.

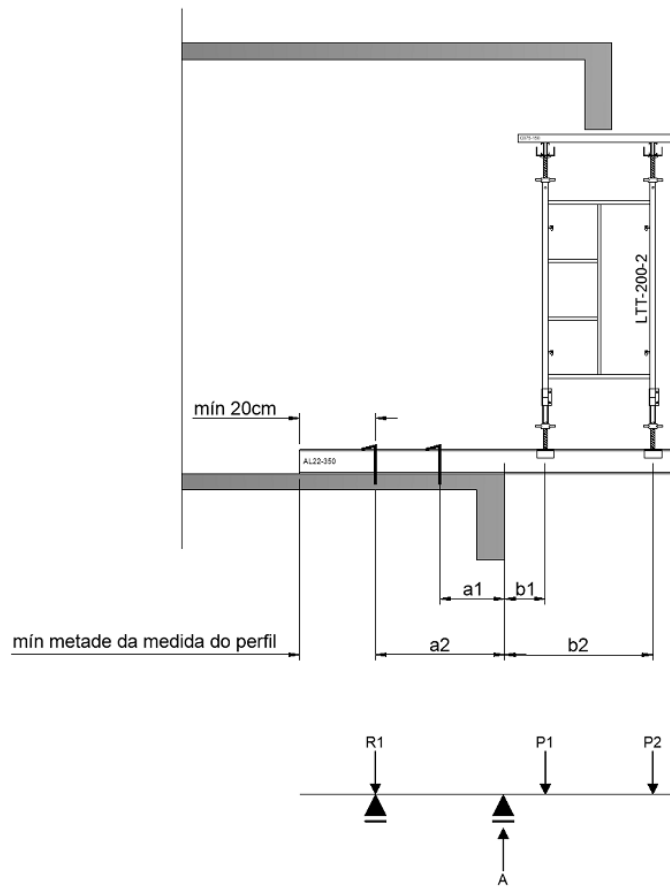


Imagem 75: Torres em balanço e cargas atuantes

- **Momento máximo do perfil:** $M_{\text{máx}} = P_1 \times b_1 + P_2 \times b_2$ (comparar com Momento fletor admissível do perfil usado).
- **Carga no grampo:**

$$Q = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2}{a_2} \quad \text{Equação 42}$$

Atenção: Considerar somente um grampo (o mais distante do balanço).

- **Diâmetro do grampo [cm] (preso nos dois lados):**

$$d = \sqrt{\frac{2 Q}{1,4}} \quad \text{Equação 43}$$

ou simplificado:

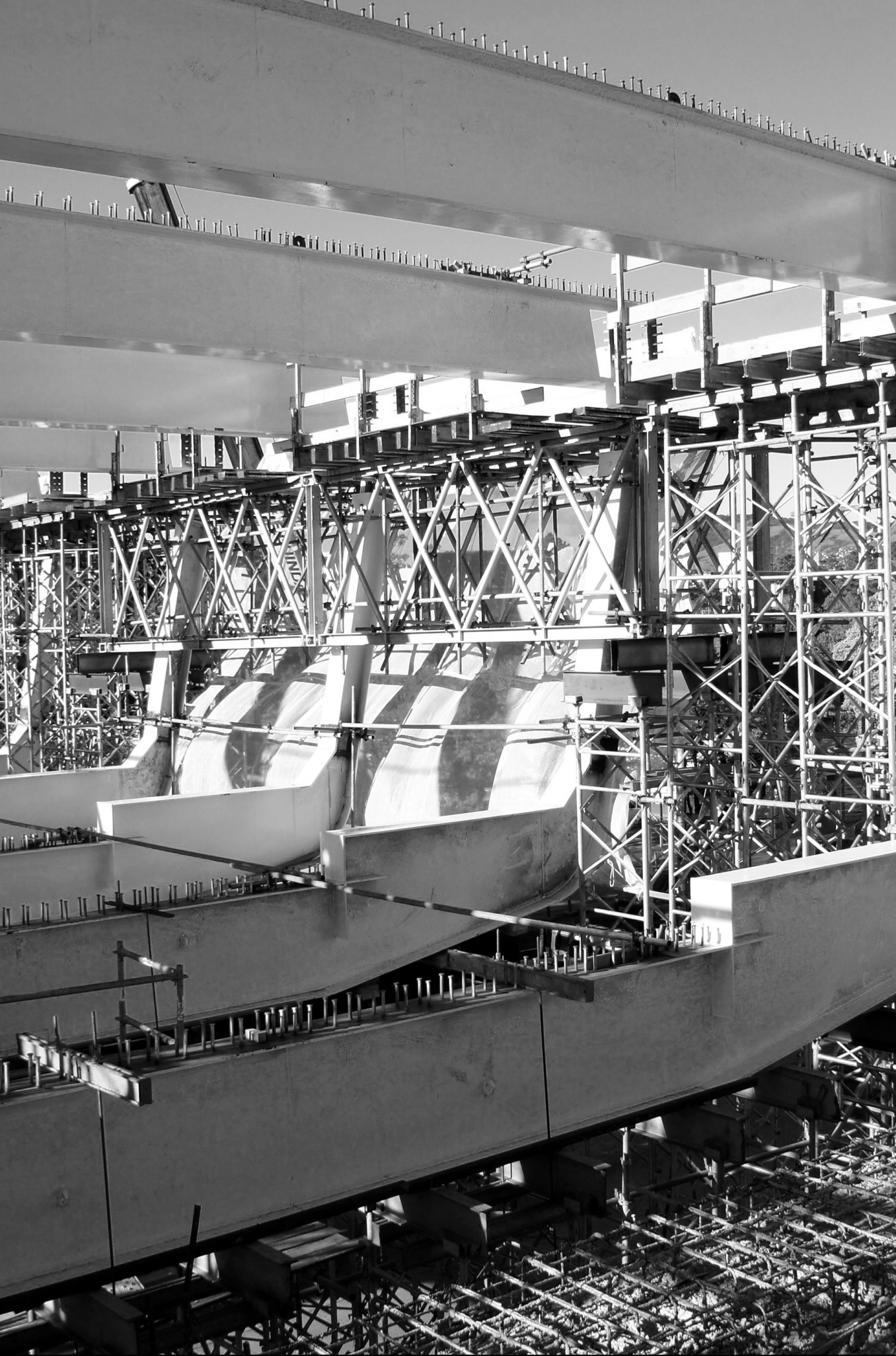
$$d = 0,68 Q \quad \text{Equação 43}$$

CAPÍTULO I

Área da seção para gancho em polegadas:

Diâmetro	1/4"	5/16"	3/8"	7/16"	1/2"
Em cm	0,635 cm	0,794 cm	0,952 cm	1,111 cm	1,270 cm
Área da seção	0,316 cm ²	0,495 cm ²	0,718 cm ²	0,967 cm ²	1,267 cm ²

Para cálculos de perfis em balanço é recomendado o estudo através de software de cálculos, lembrando que a flecha admissível para balanço é L/200.



CAPÍTULO II - FÔRMA E ESCORAMENTO PARA VIGA

2. Fôrma e Escoramento para Viga

2.1 Observações gerais

Neste capítulo técnico, abordamos especificamente as fôrmas e escoramentos em vigas para estruturas de concreto armado, destacando a importância desses elementos. O objetivo é orientar sobre o correto dimensionamento, escolha de equipamentos e cuidados necessários. Utilizamos as normas da ABNT, as boas práticas da ABRASFE¹ e diretrizes da SH Fôrmas Andaimos e Escoramentos Ltda. Ressaltamos a complexidade do dimensionamento, exigindo profissionais qualificados, a SH não se responsabiliza por projetos baseados neste texto.

Os materiais frequentemente utilizados na execução de fôrmas e escoramentos de vigas são madeira e aço. Há diversas opções para confeccionar a fôrma de vigas em madeira, e a escolha da melhor opção deve considerar os seguintes critérios:

- **Número de reaproveitamentos necessários:** Avaliar a durabilidade e resistência da madeira para determinar quantas vezes a fôrma pode ser reaproveitada.
- **Facilidade de execução da fôrma:** Analisar a simplicidade e eficiência do processo de elaboração da fôrma em madeira.
- **Custo:** Considerar o custo envolvido na escolha do material, ponderando a viabilidade econômica em relação ao orçamento disponível.
- **Qualidade de acabamento:** Avaliar a qualidade estética e funcional do acabamento proporcionado pela fôrma de madeira, buscando atender aos padrões desejados.

¹ABRASFE – Associação Brasileira de Fôrmas, Escoramentos e Acessos.

CAPÍTULO II

2.1.1 Dimensionamento

Neste capítulo vamos aprender a dimensionar com base em cálculos e dados técnicos os comprimentos e vãos permitidos para um projeto seguro e de boa performance em obra.

Lembrando que é muito importante possuir o máximo de informações possíveis para realizar esta etapa: tipo de concreto, tipo de madeira de sarrafo, dimensões de compensado, etapas de concretagem e quaisquer outros fatores relevantes que devam ser considerados.

2.1.2 Método de cálculo

O cálculo da fôrma de viga segue as etapas descritas abaixo:

- 1) Determinar cargas horizontais devido à pressão do concreto atuantes na lateral da fôrma;
- 2) Dimensionar o compensado ou elemento usado na lateral de viga em função das cargas horizontais, definindo o espaçamento entre sarrafos de estruturação;
- 3) Determinar cargas verticais do concreto e sobrecargas atuantes no fundo da fôrma;
- 4) Dimensionar o compensado ou elemento utilizado do fundo de viga em função das cargas verticais, definindo espaçamento entre sarrafos de estruturação;

2.1.3 Considerações de carga

As cargas devem seguir a norma ABNT NBR 15.696 para fôrmas e escoramentos em estruturas de concreto. O peso específico do concreto armado é **25 kN/m³**. Além do peso próprio do concreto, é necessário considerar sobrecarga mínima de **2,0 kN/m²** para serviços como lançamento e acabamento. Para calcular deformações, adota-se uma sobrecarga de trabalho não inferior a **1,0 kN/m²**. Caso haja plataformas fora das áreas de concreto, a sobrecarga mínima é de **1,5 kN/m²**. Já na etapa de reescoramento, considera-se a sobrecarga de **1 kN/m²**.

2.2 Cargas horizontais

Para assegurar a estabilidade das fôrmas, é essencial considerar as cargas horizontais provenientes da pressão do concreto. Estas cargas atuam lateralmente na fôrma da viga e são calculadas através da seguinte equação:

$$E = \gamma_c h$$

Equação 45

CAPÍTULO II

Onde:

E = é o empuxo atuante na parede interna da fôrma

γ_c = é o peso específico do concreto.

h = é a altura do elemento estrutural, no caso a viga.

Exemplo:





Seção da viga:	20 cm x 80 cm
Peso do concreto:	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0,80 \text{ m} = 20,00 \text{ kN/m}^2$
*Para cálculo da forma lateral, não consideramos sobrecarga, uma vez que não possui área de trabalho nessa região.	
Carga de empuxo a ser considerada pela Q_M e Q_F	$20,00 \text{ kN/m}^2$

Para o cálculo do empuxo não se considera sobrecarga de momento ou flecha pois o empuxo se calcula pela pressão do concreto multiplicado pela altura da concretagem. Para os exemplos deste capítulo, a fim facilitar os cálculos, vamos considerar o peso do empuxo distribuído igualmente para toda altura da viga.

Diversas opções estão disponíveis para combater esses esforços:

- **Utilização de estais:** Cabos de aço ou barras tensionadas conectam a fôrma da viga a pontos de ancoragem, seja no solo ou em estruturas existentes, garantindo o aprumo do elemento.
- **Barras de ancoragem:** É possível travar a fôrma do fundo de viga com barras de ancoragem ou sarrafos de pressão. Na parte superior, a viga pode ser travada com a fôrma da laje ou utilizando barras de ancoragem.
- **Aprumadores:** Fixados nas laterais das vigas, os aprumadores mantêm a verticalidade da fôrma, evitando que fiquem fora de prumo. Geralmente usados em vigas de grandes dimensões como vigas de transição ou vigas-paredes. Em vigas de menores alturas, usa-se peças de madeira como aprumador.
- **Mão francesa:** Peça de madeira em forma de mão francesa espaçadas ao longo da fôrma da viga. Podem ser usadas como elementos estruturais ou apenas como peças de aprumo e alinhamento.

CAPÍTULO II

	<p>Estruturação de fôrma com sarrafos verticais. Geralmente usados para vigas que receberão escoramento metálico. Os sarrafos verticais são pregados no compensado proporcionando uma estrutura rígida para receber o concreto e moldar a viga.</p>	<p>Verificar tipo de madeira e dimensões usadas para cálculo tanto do compensado como dos sarrafos.</p>
	<p>Estruturação de fôrma com sarrafos horizontais. Geralmente usados para vigas que receberão escoramento feito garfo de madeira. Da mesma forma que os sarrafos em verticais, essa estruturação é feita com os sarrafos pregados no compensado.</p>	<p>Verificar tipo de madeira e dimensões usadas para cálculo tanto do compensado como dos sarrafos.</p>
	<p>Estruturação de fôrma com tábua. Essa estruturação permite o uso de garfos de madeira, apesar de não suportar espaçamentos grandes por conta da falta de sarrafos adicionais fortalecendo a fôrma.</p>	<p>Verificar tipo de madeira e dimensões usadas para cálculo tanto do compensado como dos sarrafos.</p>
	<p>Estruturação de fôrma com travamentos metálicos. O travamento permite o uso de vãos entre ancoragens deixando a concretagem segura para vigas de grandes e pequenos portes.</p>	<p>Perfil metálico da família C sem enchimentos, garra de ancoragem, barra de ancoragem.</p>

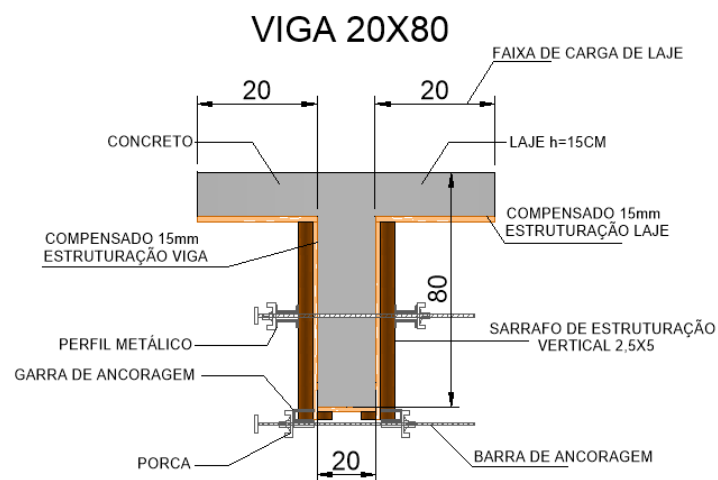


Imagem 76: Indicações no corte de viga

2.2.1 Cálculo da lateral de viga

Na fôrma lateral de viga está atuando o empuxo do concreto, definido pela pressão hidrostática². É conhecida como pressão do concreto. Em função desta carga devemos calcular o compensado pelo:

- Momento fletor no estado limite último (ELU), para evitar risco de falha e quebra do compensado.
- Deformação máxima prevista no estado limite de serviço (ELS), para evitar flecha excessiva.



Imagem 77: Esforços de empuxo horizontal na fôrma da viga e vão entre sarrafos

O momento fletor:

O momento fletor da madeira é detalhadamente calculado no Capítulo 1.2.5 - Compensado³ do livro, onde calculamos compensado de 15 mm. Precisamos saber a quantidade de sarrafos e quais os espaçamentos entre eles que o compensado permite trabalhar.

Exemplo: Dimensionamento de compensado estruturado na lateral de viga com seção 20x80 cm e compensado de 15 mm.

A **resistência do compensado** é definida pela geometria (espessura) e pelo material (tensão admissível):

Onde:

$$\sigma_{adm} = 11,63 \text{ MPa}^4$$

W = módulo resistente elástico

$$W = \frac{2.200 \times 15^2}{6} = 82.500 \text{ mm}^3 \quad \text{Equação 2}$$

²A pressão hidrostática é a pressão exercida por um fluido em equilíbrio devido à força da gravidade.

³Ver passo a passo no capítulo 1.2.5 - Compensado.

⁴De acordo com a ABIMCI-Associação Brasileira de Indústria de Madeira Processada Mecanicamente. (Valor médio para um compensado de 15mm, com 5 lâminas, ensaiado perpendicularmente) – Verificar passo a passo capítulo 1.2.5 Compensado.

$$M_{adm} = W \sigma_{adm} \quad \text{Equação 1}$$

$$M_{adm} = 82.500 \times 11,63 = 959.475 \text{ N} \cdot \text{mm} = 0,95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Conhecendo o momento de flexão admissível, podemos calcular o vão que o compensado resistirá entre sarrafos, com a equação 8.

Seguindo nosso exemplo, começamos calculando o empuxo:

$$E = \gamma_c h \quad \text{Equação 45}$$

$$E = 25 \times 0,80 = 20,00 \text{ kN/m}^2$$

E assim calcular o vão máximo permitido pela equação 8:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 0,95}{20}} = 0,62 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Deformação do compensado - flecha

A deformação causada por uma carga distribuída pode ser calculada do seguinte modo:

q = carga do empuxo 20 kN/m ou 20 N/mm

L = vão entre os dois apoios

E = 3.426,70 MPa⁵

I = 281.250 mm⁴

b = base

h = altura

Igualando as equações 9 e 13, temos a equação 14 que nos proporciona calcular a flecha máxima dentro do valor admissível.

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 3.426,70 \times 281.250}{2000 \times 20}} = 209,93 \text{ mm} = 0,20 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

O valor encontrado pelo critério do momento fletor foi de 0,62 m e pela flecha de 0,20 m, portanto devemos usar o menor valor para execução do projeto, no caso o valor limitado pela flecha de 0,20 m.

⁵Valores retirados dos cálculos do capítulo 1.2.5 Compensado.

CAPÍTULO II

Considerando o compensado de dimensões 1,10x2,20 m, o espaçamento entre os sarrafos deverá ser distribuído igualmente, podendo ser inferior a 0,20 m. Devemos formar um painel rígido com sarrafo chapado de padrão 50x25 mm (0,05x0,025 m).

Começando pelas extremidades:

$2,20 \text{ m} - 0,05 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 2,10 \text{ m}$. (sarrafos das extremidades)

$2,10 \text{ m} - 8 \text{ sarrafos com } 0,05 \text{ m cada} = 1,70 \text{ m de compensado dividido por } 9 \text{ espaços} = 0,188 \text{ m} < 0,20 \text{ m}$.

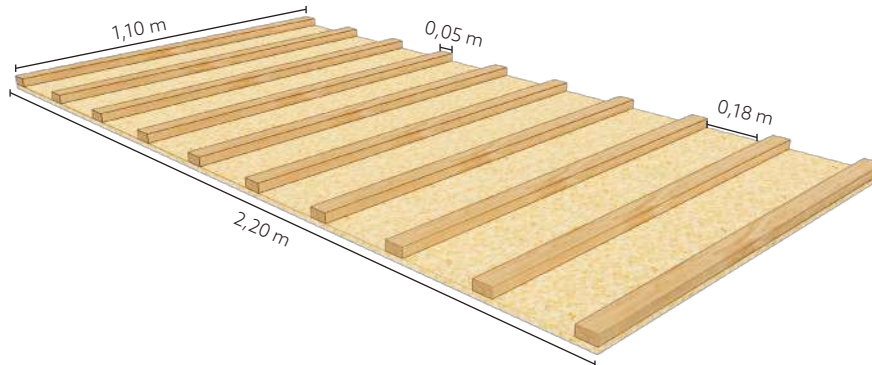


Imagem 78: Compensado com sarrafos

2.2.2 Cálculo da madeira de estruturação - sarrafo 50x25 mm

A resistência da forma é considerada a junção de todos os elementos de estruturação. É seguro que seja multiplicado as resistências, conforme exemplo adiante. Para os exemplos de cálculos a seguir, iremos considerar carga uniforme para simplificar o cálculo.

O momento fletor:

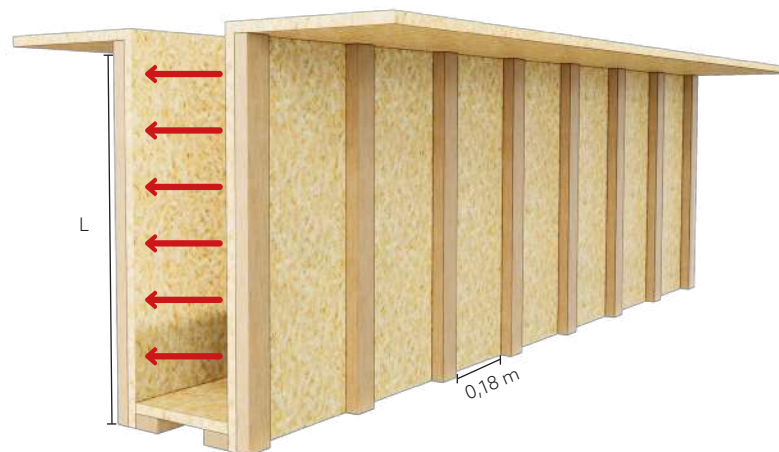


Imagem 79: Vão do compensado estruturado 0,18 m

CAPÍTULO II

Primeiro, vamos buscar as resistências dos sarrafos. Para este exemplo consideramos madeira da classe C40, coníferas, de dimensões 50x25 mm.

$\gamma_w = 1,4$. - Estados Limites Últimos - Normal

$K_{mod,1} = 0,90$ (curta duração - menos de uma semana)

$K_{mod,2} = 0,80$ conforme característica do material e ambiente empregado.

$$K_{mod} = K_{mod1} \times K_{mod2} \quad \text{Equação 6}$$

$$K_{mod} = 0,90 \times 0,80 = 0,72$$

Para verificações de segurança, o valor do $f_k = f_{c0,k}$ 26 MPa, deve ser analisado pelo valor efetivo, através da equação 4:

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_w} \quad \text{Equação 4}$$

$$f_d = 0,72 \times \frac{26}{1,4} = 13,37 \text{ MPa}$$

O módulo resistente elástico e o momento admissível, para sarrafo de 50x25 mm, é encontrado através das equações 1 e 2:

$$W = \frac{50 \times 25^2}{6} = 5.208,33 \text{ mm}^3 \quad \text{Equação 2}$$

$$M_{adm} = 5.208,33 \times 13,37 = 69.635,37 \text{ N.mm} = 0,06 \text{ kN.m} \quad \text{Equação 1}$$

Momento admissível do conjunto:

$M_{adm \text{ do conj}} = 0,95 \text{ kN.m}$ (compensado) + $0,60 \text{ kN.m}$ (10 sarrafos) = $1,55 \text{ kN.m}$

Agora que possuímos o momento de flexão admissível, podemos calcular o vão máximo pela equação 8:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 1,55}{20}} = 0,79 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

CAPÍTULO II

Verificação da deformação do conjunto

Para a verificação da deformação do conjunto, deve ser somado o produto do módulo de elasticidade e do módulo de inércia ($E \times I$).

Momento de inércia do sarrafo, 50x25 mm:

$$I = \frac{50 \times 25^3}{12} = 65.104,17 \text{ mm}^4 \quad \text{Equação 10}$$

Precisamos obter o valor do módulo de elasticidade característico da madeira selecionada, com base nas informações da ABNT NBR 7190:

E_{c0} é o valor obtido através de ensaios, 14 GPa ou 14.000 MPa⁶.

$$E_{0,05} = 0,70 \times 14.000 = 9.800 \text{ MPa} \quad \text{Equação 11}$$

Dados do compensado, chapa de 2,20x1,10x0,015 m:

$$I_{\text{compensado}} = 618.750 \text{ mm}^4$$

$$E_{\text{compensado}} = 3.426,70 \text{ MPa}$$

$$E \times I_{\text{compensado}} = 2.120.270.625 \text{ N.mm}^2$$

Dados do sarrafo 50x25 mm

$$I_{\text{sarrafo}} = 65.104,17 \text{ mm}^4 \times 10 = 651.041,67 \text{ mm}^4$$

$$E_{\text{sarrafo}} = 9.800 \text{ MPa}$$

$$E \times I_{\text{sarrafo}} = 638.020.866 \text{ N.mm}^2$$

$$E \times I_{\text{compensado}} + E \times I_{\text{sarrafo}} = E \times I_{\text{conjunto}} = 2.758.291.491 \text{ N.mm}^2$$

$$L_{\text{máx}} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 2.758.291.491}{2000 \times 20}} = 298,06 \text{ mm} = 0,29 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

A resistência do conjunto, permitiu pelo momento 0,79 m e pela flecha 0,29 m de vão livre na fôrma lateral. A fôrma de madeira da viga possui altura maior, (altura de viga 0,80 m - 0,15 m de laje = 0,65 m) portanto, será necessário estruturas intermediárias.

⁶Tabela classes de resistência definidas em ensaios de peças naturais (Tabela 3 na NBR7190) - Capítulo 1.2.5 - Compensado.

CAPÍTULO II

2.3. Cargas verticais

Cargas verticais são provenientes do peso próprio do elemento estrutural, com sobrecargas indicadas pela norma é calculada da seguinte forma:



Imagem 80: Esforços de carga vertical na fôrma de fundo da viga

$$q_{viga} = h_v L_v \gamma_c + L_v SC \quad \text{Equação 34}$$

h_v = altura da viga

L_v = largura da viga

γ_c = peso específico do concreto

SC = sobrecarga de trabalho

Seção da viga:	20 cm x 80 cm
Peso próprio do concreto:	$0,20 \text{ m} \times 0,80 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 4,00 \text{ kN/m}$
Com sobrecarga de trabalho para ELU	$4,00 \text{ kN/m} + 0,20 \text{ m} \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 4,40 \text{ kN/m}$
Com sobrecarga de trabalho para ELS	$4,00 \text{ kN/m} + 0,20 \text{ m} \times 1,0 \text{ kN/m}^2 = 4,20 \text{ kN/m}$
Carga a ser considerada Q_M : (para cálculo de momento e cortante - ELU)	4,40 kN/m
Carga a ser considerada Q_F : (para cálculo da flecha - ELS)	4,20 kN/m ou 4,20 N/mm

2.3.1 Cálculo do fundo de viga

O fundo da viga é calculado considerando as cargas verticais atuantes, e o dimensionamento dependerá da solução adotada:

- a) Fôrma com tábua:** A fôrma é feita de tábuas, sem estruturação na horizontal. Sarrafos pregados tipo “garfo” mantém as tábuas em posição.
- b) Fôrma com compensado estruturado:** O compensado, especialmente o plastificado, oferece uma melhor qualidade no acabamento do concreto. Devido ao custo elevado e a sua baixa resistência a flexão, o compensado deve ser estruturado com sarrafos. A estruturação pode ser feita de duas maneiras, com sarrafo chapado (na horizontal) ou de cutelo (na vertical).
- c) Fôrma metálica:** O uso de painéis metálicos facilitam a montagem, é mais seguro e, geralmente, mais econômico. As desvantagens são as marcas das emendas que permanecem no concreto e o peso dos painéis que normalmente são maiores do que componentes de madeira.

Carga para cálculo do fundo da fôrma:

Exemplo:

Peso próprio da laje de 15cm:	$0,15 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
Com sobrecarga de trabalho ELU:	$3,75 \text{ kN/m}^2 + 2,0 \text{ kN/m}^2 = 5,75 \text{ kN/m}^2$
Carga da laje na faixa de 40cm (20cm de cada lado):	$5,75 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m} = 2,30 \text{ kN/m}$
Com sobrecarga de trabalho ELS:	$3,75 \text{ kN/m} + 1,0 \text{ kN/m}^2 = 4,75 \text{ kN/m}$
Carga da laje na faixa de 40cm (20cm de cada lado):	$4,75 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m} = 1,90 \text{ kN/m}$
Carga a ser considerada Q_M : Carga da viga + carga da laje (para cálculo de momento e cortante ELU)	$4,40 \text{ kN/m} + 2,30 \text{ kN/m} = 6,70 \text{ kN/m}$
Carga a ser considerada Q_F : Carga da viga + carga da laje (para cálculo da flecha ELS)	$4,20 \text{ kN/m} + 1,90 \text{ kN/m} = 6,10 \text{ kN/m}$ ou $6,10 \text{ N/mm}$

CAPÍTULO II

a) Fôrma com tábua



Imagem 81: Fôrma de tábua, fundo de viga com garfo de madeira

Para nosso exemplo de cálculo vamos considerar madeira da classe C30, de dimensões de 200x25 mm.

K_{mod} são os coeficientes de modificação, levando em considerações estágios da madeira. Para este exercício vamos considerar:

$K_{mod1} = 0,90$ - (curta duração - menos de uma semana)

$K_{mod2} = 0,80$

$$k_{mod} = 0,90 \times 0,80 = 0,72 \quad \text{Equação 6}$$

O $f_k = f_{c0,k}$ é o valor característico de cálculo, sendo considerado para esta classe de madeira 23 MPa⁷, dado pela equação 4:

$$f_d = 0,72 \times \frac{23}{1,4} = 11,83 \text{ MPa} \quad \text{Equação 4}$$

Em verificações de segurança, o módulo de elasticidade paralelo à fibra, deve ser analisado pelo valor efetivo calculado conforme equação 12, considerando $E_{c0} = 12 \text{ GPa}$ ou 12.000 MPa⁸.

$$E_{c0,ef} = k_{mod} E_{0,05} \quad \text{Equação 12}$$

$$E_{c0,ef} = 0,72 \times 12.000 = 8.640 \text{ MPa}$$

⁷Valores extraídos da tabela de classes de resistência (tabela 3 na ABNT NBR 7190).

⁸Valores extraídos da tabela de classes de resistência (tabela 3 na ABNT NBR 7190).

CAPÍTULO II

O momento fletor:

O módulo resistente elástico, é dado pela equação 2:

$$W = \frac{200 \times 25^2}{6} = 20.833,33 \text{ mm}^3 \quad \text{Equação 2}$$

A base para o módulo resistente elástico (W) foi calculada em cima da largura do fundo da viga, ou seja, 200 mm.

Para momento admissível:

$$M_{adm} = 20.833,33 \times 11,83 = 246.458,29 \text{ N} \cdot \text{mm} = 0,24 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Equação 1}$$

Conhecendo o momento de flexão admissível, podemos calcular o vão máximo que a tábua vai resistir, com a equação 8:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 0,24}{6,70}} = 0,54 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Verificação da deformação

- Momento de inércia da tábua, considerando fundo de 200 mm:

$$I = \frac{200 \times 25^3}{12} = 260.416,67 \text{ mm}^4 \quad \text{Equação 10}$$

Agora podemos obter a abertura máxima que a tábua do fundo da viga irá resistir de um apoio ao outro.

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 8.640 \times 260.416,67}{2000 \times 6,10}} = 413,73 \text{ mm} = 0,41 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

O espaçamento do apoio do fundo da viga com tábua é 0,54 m pelo momento e 0,41 m pela flecha. Ou seja, esta viga deverá ter apoio com garfos de madeira, ou escoramento pontual espaçados a 0,41 m.

CAPÍTULO II

b) Fôrma com compensado estruturado:

Para fortalecer o compensado, incorpora-se à fôrma, sarrafos corridos na face inferior. Essa configuração confere rigidez e durabilidade ao painel, destacando-se pela resistência superior a flexão. Também permite espaçamentos maiores entre apoios dos barroteis ou escoras pontuais.



Imagem 82: Fôrma de compensado estruturado com sarrafo chapado para fundo de viga

Par este exercício, vamos considerar as resistências do compensado de 15 mm e dois sarrafos chapados de 50x25 mm, um em cada extremidade do fundo, como mostra a imagem 82.

Precisamos encontrar o momento de inércia para o compensado com base de 200 mm.

$$I = \frac{200 \times 15^3}{12} = 56.250 \text{ mm}^4 \quad \text{Equação 10}$$

Agora podemos seguir com as informações do conjunto:

$$\begin{aligned} E_{\text{compensado}} &= 3.426,70 \text{ MPa} \\ I_{\text{compensado}} &= 56.250 \text{ mm}^4 \\ E \times I_{\text{compensado}} &= 192.751.875 \text{ N.mm}^2 \\ E_{\text{sarrafo}} &= 12.600 \text{ MPa} \\ I_{\text{sarrafo}} &= 65.104,17 \times 2 = 130.208,34 \text{ mm}^4 \\ E \times I_{\text{sarrafo}} &= 1.640.625.084 \text{ N.mm}^2 \\ E \times I_{\text{conjunto}} &= 1.833.376.959 \text{ N.mm}^2 \end{aligned}$$

CAPÍTULO II

O momento fletor:

Para considerar o momento do conjunto, devemos somar o momento de flexão admissível do compensado e de cada sarrafo ao valor total:

$M_{\text{adm compensado}} = 0,08 \text{ kN.m}$ (momento para compensado com base de 0,20 m e altura de 0,015 m)

$M_{\text{adm sarrafo}} = 0,06 \text{ kN.m} \times 2 \text{ (sarrafos)} = 0,12 \text{ kN.m}$

$M_{\text{adm do conjunto}} = 0,20 \text{ kN.m}$

Conforme nossa tabela de cargas, vamos considerar a carga Q_M para momento, de 6,70 kN/m.

E assim calcular o **vão máximo permitido pela equação 8:**

$$L_{\text{máx}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,20}{6,70}} = 0,49 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Verificação da deformação

Podemos calcular o $L_{\text{máx}}$ pela deformação utilizando a equação 14:

$$L_{\text{máx}} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 1.833.376.959}{2000 \times 6,10}} = 386,43 \text{ mm} = 0,38 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

Para este caso, o vão permitido pelo momento é de 0,49 m e pela flecha de 0,38 m. O fundo da viga estruturado com dois sarrafos corridos de 50x25 mm, irá trabalhar com o espaçamento entre apoios, barrotes ou escoras pontuais, a cada 0,38 m. Caso o fundo de viga fosse de maior largura, seria necessário quebrar o vão entre sarrafos com um sarrafo adicional, para melhor estruturação e resistência da fôrma.

Vamos considerar nos próximos cálculos, a fim de comparação, o fundo de viga apenas com compensado, sem estruturação.

Momento admissível do compensado

$$L_{\text{máx}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,08}{6,70}} = 0,31 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Verificação da deformação

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 192.751.875}{2000 \times 6,10}} = 182,39 \text{ mm} = 0,18 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

Conclusão, pela limitante da deformação o compensado estruturado de fundo de viga permite espaçamentos de 0,31 m e sem estruturação de apenas 0,18 m.

c) Fôrma com compensado estruturado (cutelo):

Ao fabricar um painel lateral com compensado e sarrafos de cutelo, uma boa opção é adicionar um sarrafo de pressão fixado à lateral do painel para melhorar a condição de inserção de pregos que compõe o fundo. Nesse caso, o fundo da viga se apoiará neste sarrafo, e os pregos não receberão carga significativa, sendo responsáveis apenas por manter o fundo fixo. Além disso, mão francesa pode ser utilizada para manter as laterais no prumo. O fundo da viga é analisado com compensado e sarrafo em cutelo, considerando a base do sarrafo como 25 mm.

Vantagens:

- **Facilita o reaproveitamento:** A estrutura com sarrafo de pressão e mão francesa pode facilitar o desmonte e reaproveitamento do sistema, contribuindo para uma abordagem mais sustentável.
- **Mais durável:** A adição do sarrafo de pressão pode melhorar a durabilidade do sistema, proporcionando suporte adicional e reduzindo a carga nos pregos.

Desvantagem:

- **Menos resistente à flexão:** A principal desvantagem é que essa configuração pode ser menos resistente à flexão devido à introdução de um elemento mais flexível (sarrafo de pressão) no sistema. Isso deve ser considerado no dimensionamento da estrutura, especialmente se houver requisitos rigorosos de resistência à flexão.

Portanto, a escolha entre essa configuração e outras opções dependerá das necessidades específicas do projeto, considerando fatores como resistência estrutural necessária, facilidade de montagem e desmontagem, durabilidade e possibilidade de reaproveitamento.



Imagem 83: Fôrma para fundo de viga com sarrafo corrido em cutelo

Cálculo pelo momento:

O momento admissível do compensado continua o mesmo, porém devemos conferir o momento resistente elástico do sarrafo quando diminuimos a base de contato.

$$W = \frac{25 \times 50^2}{6} = 10.416,67 \text{ mm}^3 \quad \text{Equação 2}$$

$$M_{adm} = 10.416,67 \times 11,83 = 123.229,21 \text{ N.mm} = 0,12 \text{ kN.m} \quad \text{Equação 1}$$

Multiplicando pela quantidade de sarrafos contidos na fôrma $0,12 \text{ kN.m} \times 2 = 0,24 \text{ kN.m}$

Momento admissível do conjunto:

$$M_{adm \text{ do conj}} = 0,08 \text{ kN.m} + 0,24 \text{ kN.m} = 0,32 \text{ kN.m}$$

Considerando a equação 8, vamos calcular o vão máximo permitido pelo momento:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 0,32}{6,70}} = 0,62 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

CAPÍTULO II

Verificação da deformação

O momento de inércia do compensado com faixa de 200 mm e altura de 15 mm é de $I = 56.250 \text{ mm}^4$, vamos verificar através da equação 10 o momento de inércia para o sarrafo com base de 25 mm e altura de 50 mm.

$$I = \frac{25 \times 50^3}{12} = 260.416,67 \text{ mm}^4 \quad \text{Equação 10}$$

Considerando para $E \times I$ do conjunto:

$$\begin{aligned} E_{\text{compensado}} &= 3.426,70 \text{ MPa} \\ I_{\text{compensado}} &= 56.250 \text{ mm}^4 \\ E \times I_{\text{compensado}} &= 192.751.875 \text{ N.mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{\text{sarrafo}} &= 12.600 \text{ MPa} \\ I_{\text{sarrafo}} &= 260.416,67 \text{ mm}^4 \times 2 \text{ sarrafos} = 520.833,34 \text{ mm}^4 \\ E \times I_{\text{sarrafo}} &= 6.562.500.084 \text{ N.mm}^2 \end{aligned}$$

$$E \times I_{\text{conjunto}} = 6.755.251.959 \text{ N.mm}^2$$

Com a equação 14, podemos calcular simultaneamente a flecha atuante e admissível:

$$L_{\text{máx}} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 6.755.251.959}{2000 \times 6,10}} = 596,86 \text{ mm} = 0,59 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

Conclusão: Obtendo os quatro resultados de espaçamentos para quatro tipos de fundo de viga, podemos analisar que o fundo de tábua, solução que permite trabalhar apenas com garfo de madeira para estruturação é condicionado pelo espaçamento máximo de 0,41 m entre um garfo e outro. Já o compensado estruturado com sarrafo chapado nos permite uma abertura entre apoios de 0,38 m. A estruturação do compensado em sarrafo de cutelo, nos proporciona a abertura de 0,59 m comparado a um fundo de compensado sem estruturação que limita a abertura a 0,18 m.

2.4 Fôrma metálica

A fôrma metálica é amplamente utilizada na construção civil para moldar estruturas de concreto armado. Ela é aplicada em diversas fases do processo construtivo, desde lajes e vigas até pilares e paredes. Sua versatilidade permite a criação de formas complexas e eficientes, atendendo aos projetos arquitetônicos mais exigentes.

Vantagens da utilização:

- **Durabilidade e reutilização:** As fôrmas metálicas são duráveis e podem ser reutilizadas em diversos projetos, o que contribui para a sustentabilidade e redução de custos a longo prazo.
- **Agilidade na construção:** A montagem e desmontagem rápida das fôrmas metálicas aceleram o ritmo da construção, resultando em cronogramas mais curtos.

Desvantagens da utilização:

- **Custo inicial elevado:** O investimento inicial em fôrmas metálicas pode ser mais alto do que o custo de fôrmas de madeira, o que pode ser uma desvantagem em projetos com orçamento limitado.
- **Peso e manuseio:** As fôrmas metálicas tendem a ser mais pesadas, o que pode complicar o manuseio durante a construção, especialmente em obras com acesso restrito.

A fôrma metálica representa uma evolução significativa na construção civil, oferecendo eficiência, durabilidade e versatilidade.

Em função de cálculo, só há duas verificações a serem feitas: o cálculo do empuxo máximo sobre a fôrma (40 kN/m^2 ou 60 kN/m^2) e a carga pontual nas barras de ancoragem que combatem os esforços laterais.

- a)** Os painéis metálicos de 40 kN/m^2 , caracterizados por dimensões menores, são mais leves e sua união é realizada por clips a cada $0,30 \text{ m}$, demandando o uso de perfil metálico para alinhar a fôrma; apresentam resistência ao empuxo de 40 kN/m^2 .

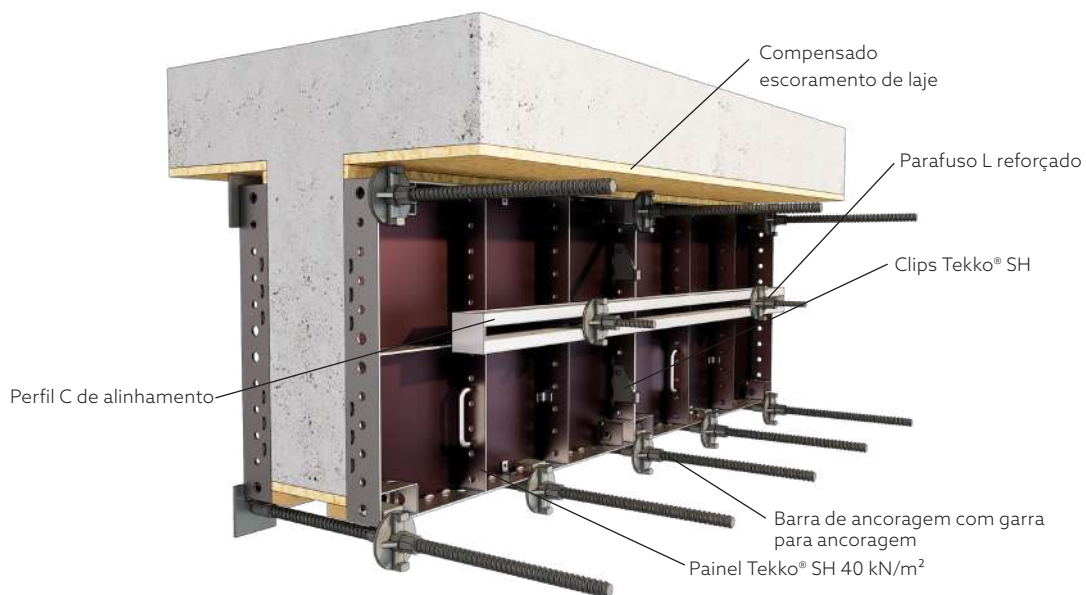


Imagem 84: Fôrmas metálicas Tekko® SH - 40 kN/m²

b) Já os painéis metálicos de 60 kN/m², com dimensões maiores e de maior peso, têm a união efetuada por grampos. Isso dispensa o uso de perfil para alinhamentos, pois os grampos realizam perfeitamente a função. Uma vantagem notável é a necessidade de apenas duas ancoragens a cada altura, e sua resistência ao empuxo é de 60 kN/m².



Imagem 85: Fôrmas metálicas Concreform SH® - 60 kN/m²

CAPÍTULO II

2.4.1 Cálculo da carga nas ancoragens

Tão importante quanto saber o espaçamento necessário para madeira, é calcular a carga que está atuando pontual nas barras de ancoragem. Para esse cálculo vamos usar a base de carga Capítulo 2.2 - Cargas Horizontais:

$$E = \gamma_c h$$

Equação 45

E é o empuxo atuante na parede interna da fôrma

γ_c é o peso específico do concreto.

h é a altura do elemento estrutural, no caso a viga.

Exemplo:

Seção da viga:	20 cm x 80 cm
Pressão hidrostática do concreto:	$25 \text{ kN/m}^3 \times 0,80 \text{ m} = 20,00 \text{ kN/m}^2$
*Para cálculo da forma lateral, não consideramos sobrecarga, uma vez que não possui área de trabalho nessa região.	
Carga a ser considerada Q_M - carga para cálculo do momento.	$20,00 \text{ kN/m}^2$
Carga a ser considerada Q_F - carga para cálculo da flecha.	$20,00 \text{ kN/m}^2$ ou $0,020 \text{ N/mm}^2 \times 1.000 \text{ mm}$ (1 metro) = 20 N.

Um cálculo simples de área de influência, onde a influência está na distância entre as barras e multiplicada pelo empuxo do concreto sobre a viga, imagem 86:

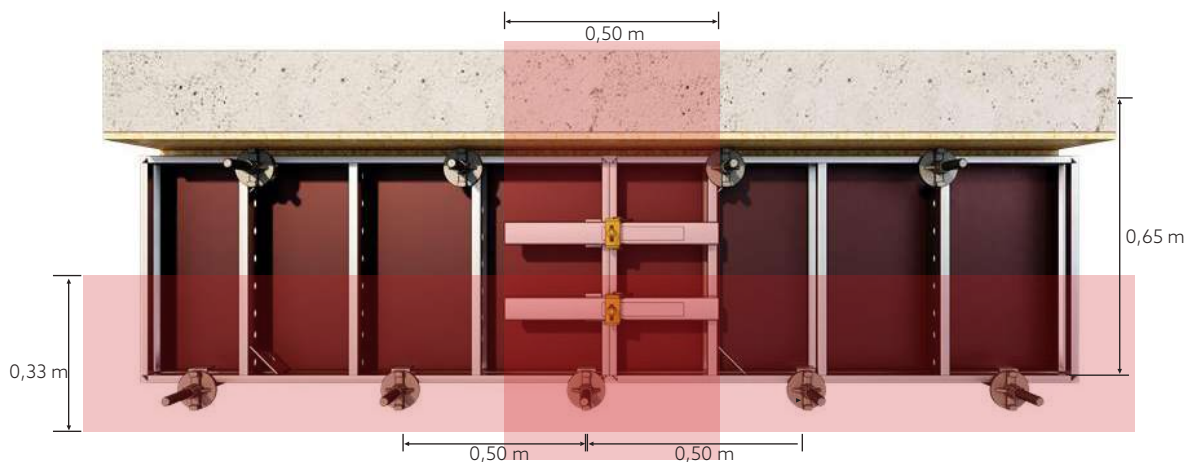


Imagem 86: Área de influência nas barras de ancoragem - Vista lateral viga

CAPÍTULO II

Considerando a carga do empuxo distribuída pela altura da fôrma, no sentido vertical, as barras que estão na base, sofrem influência de carga na altura de 0,33 m.

No sentido horizontal, as barras estão espaçadas a cada 0,50 m.
 $0,65 \text{ m} / 2 = 0,33 \text{ m} \times 0,50 = 0,17 \text{ m}^2$ de área de influência agindo pontualmente na barra.

Então,

$$0,17 \text{ m}^2 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 3,40 \text{ kN}.$$

Comparando com a carga admissível da Barra de ancoragem SH⁹.

$$Q_{atuante} \leq Q_{admissível} \quad 3,40 \text{ kN} \leq 29,41 \text{ kN} \quad \text{Equação 40}$$

2.5 Fôrma mista de madeira com travamento metálico

A fôrma de madeira mista com travamento metálico é uma estrutura temporária utilizada na construção civil para moldar e suportar o concreto fresco durante a fase de construção. Essa fôrma é caracterizada pela combinação de componentes de madeira e elementos metálicos para oferecer resistência, estabilidade e facilidade de montagem.

Vantagens:

- **Adaptabilidade:** Combinação da versatilidade da madeira com a resistência do metal.
- **Estabilidade estrutural:** O travamento metálico proporciona maior estabilidade e rigidez à estrutura.
- **Facilidade de montagem:** Componentes padronizados facilitam a montagem e desmontagem, acelerando o processo construtivo.

Desvantagens:

- **Custo inicial:** O custo inicial pode ser superior ao de fôrmas convencionais de madeira.
- **Peso:** A presença de componentes metálicos pode aumentar o peso total da fôrma.
- **Manutenção:** Requer cuidados específicos para garantir durabilidade, especialmente considerando a interação entre madeira e metal.

Em resumo, a fôrma de madeira mista com travamento metálico é uma opção que combina as características positivas da madeira e do metal, proporcionando

⁹Verificar no capítulo 11 - Tabelas e equações - Tabela de cargas limites das Barras SH.

CAPÍTULO II

adaptabilidade, estabilidade e eficiência na construção. No entanto, é importante considerar cuidadosamente os custos e a manutenção ao escolher esse tipo de forma para um projeto específico.

Para consideração de forma mista, o compensado deve ser estruturado com sarrafos na vertical. Dependendo da altura da viga, poderá obter uma ou mais faixas de travamento. Também será diferenciado o travamento de acordo com a forma da viga, sendo ela invertida, para baixo ou semi-invertida.

2.5.1 Cálculo da altura entre os travamentos

Vamos considerar todos os resultados anteriores para o cálculo da altura entre os travamentos na forma lateral da viga.

Compensado de base 2200 mm e 15 mm de altura, estruturado com 10 sarrafos chapados de 50x25 mm =

$$\begin{aligned}M_{\text{adm do conjunto}} &= 1,03 \text{ kN.m} \\E \times I_{\text{conjunto}} &= 2.726.057.813 \text{ N.mm}^2 \\ \text{Carga de empuxo} &= 20 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Podendo calcular o vão pelo momento:

$$L_{\text{máx}} = \sqrt{\frac{8 \times 1,03}{20}} = 0,64 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Verificação da deformação

E pela deformação, simultaneamente, através da equação 14:

$$L_{\text{máx}} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 2.758.291.491}{2000 \times 20}} = 298,06 \text{ mm} = 0,29 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

Nossa limitante de flecha permite que o vão do compensado estruturado seja de até 0,29 m.

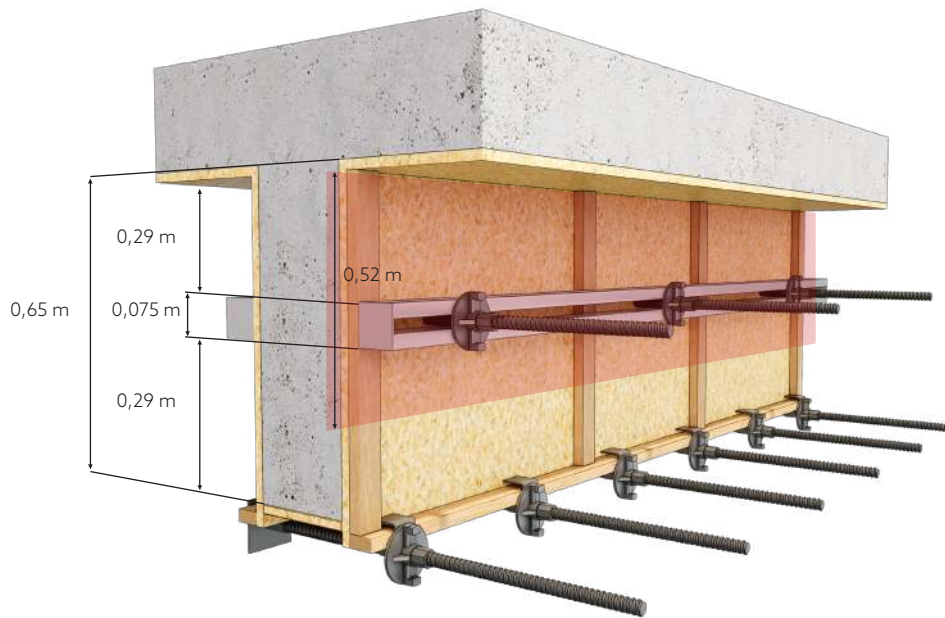


Imagem 87: Altura entre travamentos metálicos

2.5.2 Cálculo do perfil de travamento

Neste seguimento vamos avaliar os carregamentos transferidos para o perfil de travamento na fôrma.

Identificando a área de influência e a carga aplicada nela, podemos calcular o momento e a flecha máxima do perfil metálico C-7,5 SH.

Ou seja,

Nosso perfil esta exatamente centralizado na fôrma de madeira, conforme imagem 87, simplificando o cálculo:

$0,29 \text{ m} / 2 = 0,15 \text{ m} + 0,075 \text{ m} + 0,29 \text{ m} = 0,52 \text{ m}$ de faixa de influência sobre o perfil.

Carga sobre o perfil = $20 \text{ kN/m}^2 \times 0,52 = 10,40 \text{ kN/m}$

Usualmente, para travamento metálico, utilizamos os perfis da família C, sendo os mais leves, C7,5 e C05. Proporcionando fácil manuseio em obra, além de ser possível a utilização sem sarrafo, ou seja, “vazados”.

Para opções de travamentos de paredes, com carga mais robusta, é indicado o uso de C12, AL22 ou Multiform SH® (MF). Cada solução deve ser previamente estudada para escolha do uso do material correto e proporcionar o melhor acabamento.

CAPÍTULO II

Perfil	C05	C7,5	C12
Altura (cm)	5	7,5	12
Largura (cm)	7,5	7,5	7,5
Peso por metro linear (kN/m)	0,060	0,063	0,100
Momento Admissível (kN.m)	1,30	2,02	5,45
Momento de Inércia I (mm ⁴)	158.400	553.300	2.522.800
Módulo de Elasticidade MPa	210.000		

Dados técnicos perfis C-SH

Agora podemos calcular o vão máximo permitido com a equação 8:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 2,02}{10,40}} = 1,25 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Precisamos transformar a carga atuante para cálculo da equação 14, sendo 10,40 kN/m para 10,40 N/mm.

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 210.000 \times 553.300}{2000 \times 10,40}} = 1.289,68 \text{ mm} = 1,28 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

Conclusão, a limitante de deformação nos permite espaçar o perfil entre apoios (barras de ancoragens) a cada 1,28 m.

Para verificação das barras de ancoragem da parte inferior da fôrma, aplicamos a área de influência vertical exercida neste campo e verificamos o momento e deformação com os dados do compensado estruturado, levantados no início do exercício.

Portanto, espaçamento vertical:

$$0,29 / 2 = 0,15 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 3 \text{ kN/m}$$

Vão máximo permitido com a equação 8:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 1,03}{3}} = 1,66 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

CAPÍTULO II

$L_{m\acute{a}x}$ pela deformação utilizando a carga de 3 kN/m convertida em 3 N/mm.

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 2.758.291.491}{2000 \times 3}} = 560,97 \text{ mm} = 0,56 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

Desse modo podemos espaçar as barras de ancoragem na horizontal da base da fôrma a cada 0,56 m.

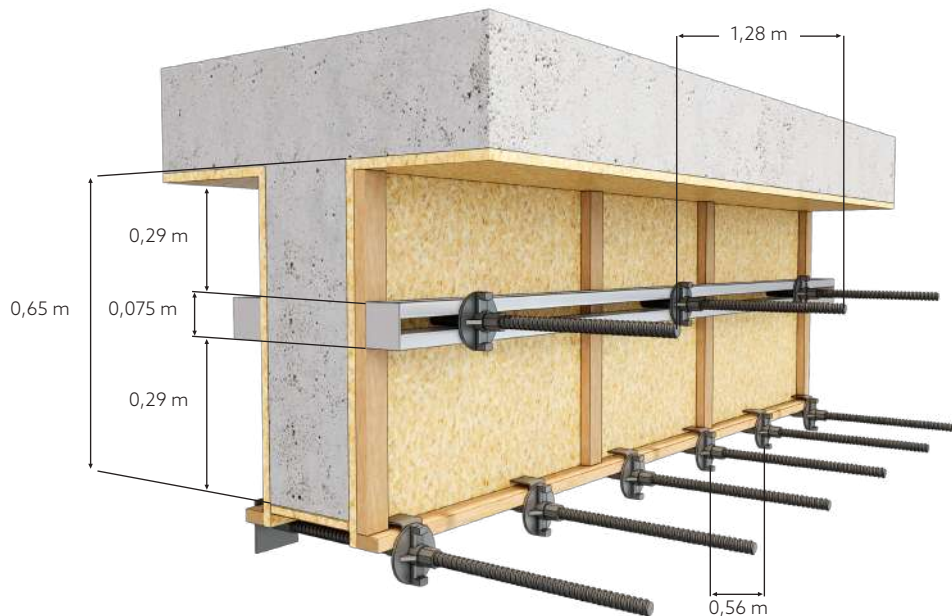


Imagem 88: Espaçamentos do travamento misto

Após dimensionado o travamento com as aberturas adequadas, vamos conferir as cargas que estão atuando pontualmente nas barras de ancoragem.

Ancoragem na base da fôrma:

Espaçamento vertical = $0,29 \text{ m} / 2 = 0,15 \text{ m}$

Espaçamento horizontal = $0,56 \text{ m}$

Influência de carga pontual = $0,15 \times 0,56 = 0,08 \text{ m}^2 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 1,60 \text{ kN}$

Ancoragem no “meio da fôrma”:

Espaçamento vertical = $0,29 / 2 = 0,15 \text{ m} + 0,37 \text{ m} = 0,52 \text{ m}$

Espaçamento horizontal = $1,28 \text{ m}$

Influência de carga pontual = $0,52 \times 1,28 = 0,67 \text{ m}^2 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 13,31 \text{ kN}$

Ancoragem	
Barra de Ancoragem	30 kN
Barra CF	60 kN
Cone Tekko® SH	27,5 kN
Cone CF	60 kN
Parafuso L Reforçado	17 kN

Tabela de limite de carga de barras de Ancoragem SH

2.6 Tipos de ancoragem

Na construção civil, o termo ancoragem costuma ter significado vasto; ele pode se referir a contenção de muros, ancoragem por pressão, com máquinas e equipamentos chumbadores, e etc. Para vigas, eles são conhecidos como barras ou tensores. Há também alguns acessórios na SH que ajudam essas barras de ancoragem à trabalhar e absorver cargas:

Garra de ancoragem: A garra de ancoragem SH permite o encaixe do sarrafo da fôrma de madeira da viga, possibilitando a junção e aperto da barra.

Chapa 120: Possui a função de aumentar a área de contato da porca da barra na fôrma.

Cada tipo de ancoragem é escolhido com base nas características da estrutura, na resistência desejada.

2.7 Escoramento de vigas

O escoramento de vigas é peça fundamental para um sistema convencional de escoramento em obra. A partir dele podemos determinar o travamento de vigas e o escoramento de lajes. Entender as cargas e a funcionalidade dele é ideal para um bom projeto e um ótimo desempenho da obra.



Imagem 89: Obra parque aquático dos jogos Panamericanos de 2007 - Rio de Janeiro

Para determinar um escoramento de vigas deve-se:

- Calcular o peso da viga
- Adicionar o peso da faixa de laje que transfere parte de carga para viga
- Determinar espaçamentos e vãos a partir de cálculos de perfis e postes
- Verificar em obra o material adotado (madeira ou escoramento metálico)

Tipos de escoramento para viga

2.7.1 Garfos de madeira

O garfo de madeira é uma peça do escoramento de vigas, locado embaixo da fôrma para receber o concreto, é aproveitada a fôrma para seu encaixe. Essa opção é muito eficaz para obras cuja altura das vigas e pé direito se repetem por muitos pavimentos. Sua estrutura é geralmente feita em madeira e não possui opção de regulagem, sendo necessário o padrão de alturas para reaproveitamento.

CAPÍTULO II

O garfo é feito de sarrafos e pontalotes que são montados de acordo à largura da viga, dando suporte para a fôrma lateral e de fundo. Também é possível o nivelamento com uso de cunhas na base. Este tipo de escoramento fornece boa estabilidade e facilidade na execução, no entanto, possui baixa resistência e apenas uma altura, comparado ao escoramento metálico.



Imagem 90: Obra Edifício Villa Júlia - Recife



Imagem 91: Obra Edifício The Haus Plaza - Recife

2.7.2 Pontaletes de madeira

O pontalete de madeira é um sistema mais econômico, visto que não possui a estruturação de um garfo ou a resistência do escoramento metálico. Há pontaletes com sarrafos no topo, proporcionando espaço para apoio da mão francesa que é fixada na fôrma da viga.



Imagem 92: Obra residência unifamiliar - Recife

CAPÍTULO II

Para descobrirmos a carga que esta agindo pontualmente sobre um garfo ou pontalete devemos obter os pesos referentes a:

Seção da viga:	20 cm x 80 cm
Peso próprio da viga:	$0,20 \text{ m} \times 0,80 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 4,00 \text{ kN/m}$
Peso da viga com sobrecarga de trabalho para momento:	$4,00 \text{ kN/m} + 0,20 \text{ m} \times 2,0 \text{ kN/m}^2 = 4,40 \text{ kN/m}$
Peso da viga com sobrecarga de trabalho para flecha:	$4,00 \text{ kN/m} + 0,20 \text{ m} \times 1,0 \text{ kN/m}^2 = 4,20 \text{ kN/m}$
Peso próprio da laje de 15cm:	$0,15 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
Peso da laje com sobrecarga de trabalho para momento:	$3,75 \text{ kN/m}^2 + 2,0 \text{ kN/m}^2 = 5,75 \text{ kN/m}^2$
Peso da laje na área de influência de 0,40 m (0,20 m de cada lado) para momento	$5,75 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m} = 2,30 \text{ kN/m}$
Peso da laje com sobrecarga de trabalho para flecha:	$3,75 \text{ kN/m} + 1,0 \text{ kN/m}^2 = 4,75 \text{ kN/m}^2$
Peso da laje na área de influência de 0,40 m (0,20 m de cada lado) para flecha	$4,75 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m} = 1,90 \text{ kN/m}$
Carga a ser considerada Q_M : Carga da viga + carga da laje (para cálculo de momento)	$4,40 \text{ kN/m} + 2,30 \text{ kN/m} = 6,70 \text{ kN/m}$
Carga a ser considerada Q_F : Carga da viga + carga da laje (para cálculo da flecha)	$4,20 \text{ kN/m} + 1,90 \text{ kN/m} = 6,10 \text{ kN/m}$
Peso próprio do compensado de madeira Pinus 1,10mx2,20mx0,015m – 5 Lâmina	512 kg/m^3 – Peso total da Chapa: 18,59 kg (0,182 kN)
Peso próprio do sarrafo de madeira Pinus 0,05mx1,10mx0,025m ¹⁰	530 kg/m^3 – Peso total da Peça: 7,29 kg (0,072 kN)
Peso do conjunto de fôrma com compensado estruturado de duas laterais e fundo de viga de compensado estruturado com 2 sarrafos ¹¹	***** ver consideração de pesos abaixo:

Cálculo do peso da fôrma de madeira

Nosso compensado estruturado de 2,20x1,10 m (0,182 kN a peça) possui 10 sarrafos pesando 0,072 kN a peça, podemos dizer que:

$$10 \times 0,072 = 0,72 \text{ kN} + 0,182 \text{ kN} = 0,90 \text{ kN}$$

Peso do conjunto do compensado.

¹⁰De acordo com a ABIMCI-Associação Brasileira de Indústria de Madeira Processada Mecanicamente. (Valor médio para um compensado de 15mm, com 5 lâminas, ensaiado perpendicularmente).

¹¹Classe de Madeira D30 – Tabela 3 – Classes de Resistência da Norma ABNT NBR 7190.

CAPÍTULO II

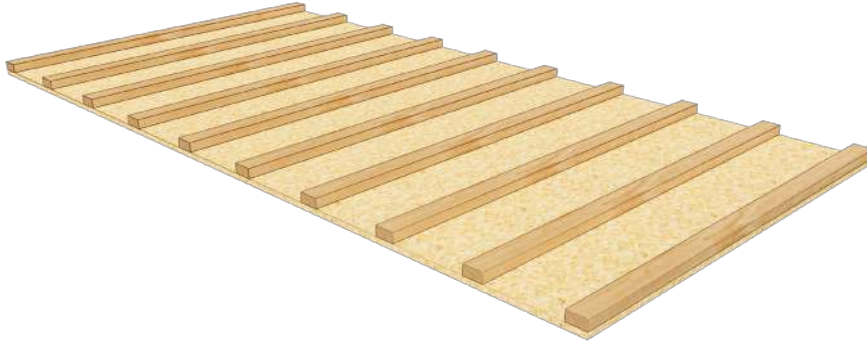


Imagem 93: Peso da chapa de compensado estruturado = 0,90 kN

Porém, nossa viga não tem 1,10 m de largura e tampouco 2,20 m de comprimento. Como saber de fato quanto pesa a nossa fôrma por metro? Vamos considerar o peso e metragem abaixo para trabalhar com a regra de três simples.

Então:

$$1,10 \times 2,20 = 2,42 \text{ m}^2 \text{ pesa } 0,90 \text{ kN}$$

$$1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ m}^2 \text{ pesa } X$$

$$2,42 = 0,90$$

Equação 48

$$0,65 = X$$

$$2,42 X = 0,65 \times 0,90$$

Equação 48

$$X = \frac{0,59}{2,42} = 0,24 \text{ kN}$$

Para 0,65 m² de fôrma de madeira o peso é de 0,24 kN

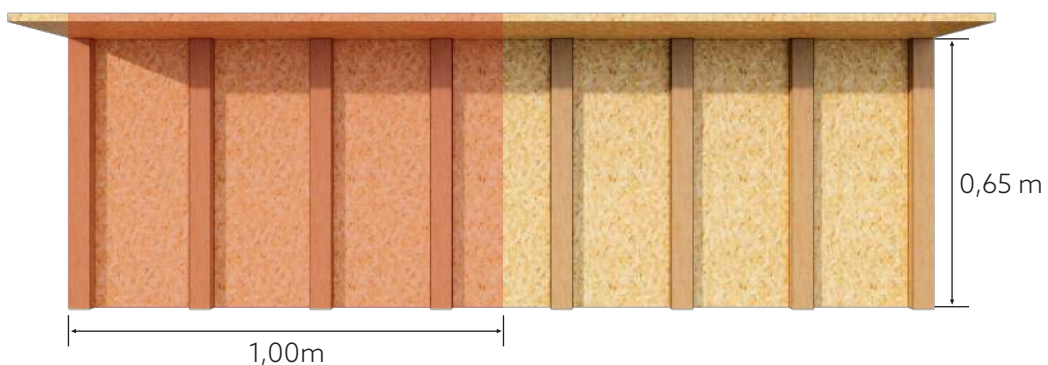


Imagem 94: Área 0,65 m² de fôrma lateral

CAPÍTULO II

Considerando a mesma função para descobrir o peso do fundo de viga:

O compensado, para o fundo da viga, terá 0,20x1,00 (0,20 m de largura e 1,00 m de comprimento), sendo que:

1,10x2,20x0,015 m (0,036m³) = pesa 0,182 kN a peça
0,20x1,00x0,015 m (0,003 m³) = pesa X

$$0,036 = 0,182 \quad \text{Equação 48}$$

$$0,003 = X$$

$$0,036 X = 0,003 \times 0,182 \quad \text{Equação 48}$$

$$X = \frac{0,000546}{0,036} = 0,15 \text{ kN}$$

Ou seja, a peça de compensado de fundo pesa 0,15 kN

Agora precisamos descobrir quanto pesam 2 sarrafos de 0,05x1,00x0,025 m. (0,00125 m³).

0,05x1,10x0,025 m (0,00137 m³) = pesa 0,072 kN
0,05x1,00x0,025 m (0,00125 m³) = pesa X

$$0,00137 = 0,072 \quad \text{Equação 48}$$

$$0,00125 = X$$

$$0,00137 X = 0,00125 \times 0,072 \quad \text{Equação 48}$$

$$X = \frac{0,00009}{0,00137} = 0,065 \text{ kN}$$

Com as informações necessárias, podemos avançar:

peça de compensado de fundo de viga pesa = 0,15 kN
peça de sarrafo de fundo de viga pesa = 0,065 kN x 2 peças = 0,13 kN
0,13 + 0,15 kN = 0,28 kN a fôrma de fundo da viga.

a peça estruturada da lateral da viga pesa = 0,24 kN x 2 lados = 0,48 kN
0,48 + 0,28 = 0,76 kN por metro de fôrma.

CAPÍTULO II

Com o peso por metro da fôrma de viga de 0,76 kN, podemos calcular a carga pontual. Considerando o fundo de viga com compensado estruturado chapado, permitindo espaçamento de 0,38 m:

$$Q_p = Q_m \text{ viga} + Q_m \text{ laje} + Q_{fôrma \text{ de viga}} \quad \text{Equação 46}$$

$$Q_p = 4,40 + 2,30 + 0,76 = 7,46 \text{ kN/m}$$

$$Q_p = Q_{viga} \times Ai \quad \text{Equação 47}$$

$$Q_p = 7,46 \times 0,38 = 2,83 \text{ kN}$$

2.7.3 Escoras metálicas

As escoras metálicas auxiliam o escoramento e o acesso à concretagem das vigas, além de permitirem um dinamismo que pode ajudar na obra com interferências ou etapas nas quais precisamos seguir simultâneas.

O escoramento com escora e triângulo é o mais simples para ser executado em obra. Ele tem a função de pontalete e em comparação a madeira, possui resistência à cargas mais altas. Embora simples, ele é limitado em relação à altura, largura e comprimento da estrutura.

O espaçamento das escoras deve ser calculado tal como o pontalete. Primeiro seguindo o espaçamento permitido para o fundo de viga e depois com a área de influência e carga. Em seguida esse valor deve ser comparado à abertura da escora com a carga pontual que ela pode absorver, conforme indicado na tabela do fornecedor.

Exemplos de uso de escoras em vigas:



Imagem 95: Obra Residencial Ópera - Paraná

2.7.4 Torres metálicas e escoras

Para escoramento de vigas de transição, vigas paredes ou vigas que precisam de maior estabilidade e área de trabalho, solicitamos escoramento com torre LTT mesclada com escoras, atendendo ao escoramento convencional e atingindo custos menores. Esse tipo de escoramento com torres e escoras é eficaz para vigas com maiores comprimentos e alturas intermediárias. Deve-se atentar para às normas de contraventamento para torres e aberturas de escoras, quatro vezes maior que sua base.



Imagem 96: Obra Ceraçá Cooperativa - Paraná

2.8 Cálculo para dimensionamento de escoramento de vigas

Para um bom projeto de escoramento devemos, além de seguir as normas de segurança, garantir que seja executável. Para isso, é viável que se pense na montagem, dimensão, desforma, em peças adequadas para o tipo de estrutura e a segurança dos cálculos. Só assim garantimos o máximo desempenho dos materiais e uma estrutura sem danos na concretagem.

É muito bom como primeiro passo obter maior número de informações possíveis: estrutura de viga, pé direito, fôrma da viga, tipo de concreto, apoio, se há interferências ou cargas adicionais. Para esse passo a passo, vamos adotar as dimensões de viga e pesos que estamos trabalhando desde o começo do capítulo.

Definir comprimento do perfil secundário

O perfil secundário precisa ter o comprimento correto para que se apoie sobre ele, a mão francesa da fôrma de viga, nas duas laterais da viga e em ângulo de 45°.

Em fórmula:

$$C_p = h \cdot 2 + L \quad \text{Equação 49}$$

Onde:

C_p = comprimento do perfil secundário

h = altura da viga

L = largura da viga

$$C_p = 0,80 \times 2 + 0,20 = 1,80 \text{ m} \quad \text{Equação 49}$$

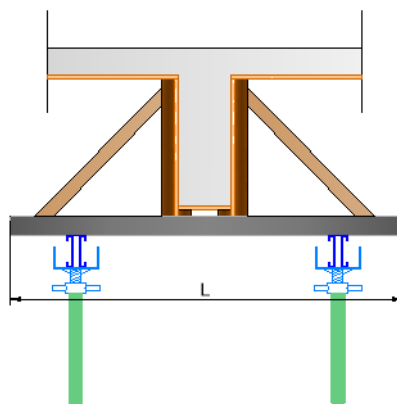


Imagem 97: Comprimento do perfil secundário

CAPÍTULO II

Cálculo de carga atuante

Na carga deve ser considerada a influência do peso da laje sobre a viga, o peso da viga e o peso da fôrma de viga. Conforme exercício anterior do capítulo 2.7.2. Pontaletes de madeira, vamos trabalhar com as cargas fornecidas.

Carga a ser considerada Q_M : carga da viga + carga da laje (para cálculo de momento)	$4,40 \text{ kN/m} + 2,30 \text{ kN/m} = 6,7 \text{ kN/m}$
Carga a ser considerada Q_F : carga da viga + carga da laje (para cálculo da flecha)	$4,20 \text{ kN/m} + 1,90 \text{ kN/m} = 6,1 \text{ kN/m}$
Carga a ser considerada de peso de fôrma de viga ¹²	$0,76 \text{ kN/m}$

Espaçamento de perfis secundários

O critério para dimensionamento dos barrotes é identificar o tipo de carga, que poderá ser distribuída (vigas maiores de 1,00 m de largura) dependendo do tamanho da viga e a posição do perfil secundário, ou poderá ser concentrada.

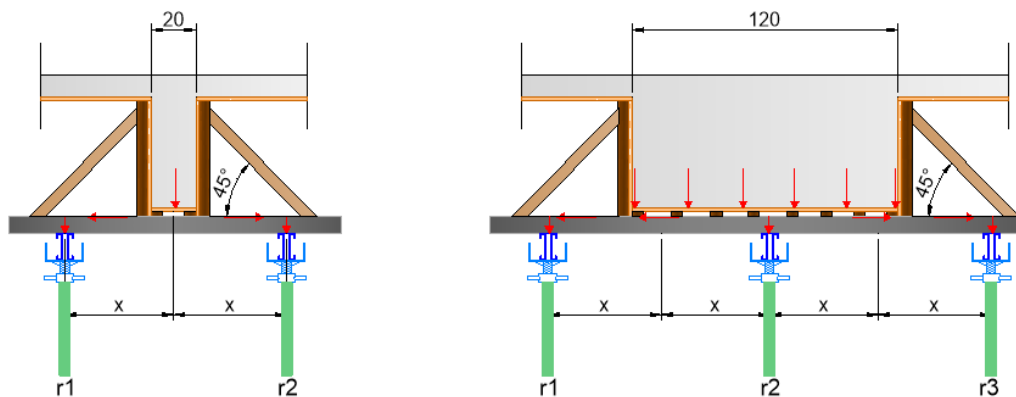


Imagem 98: Corte de viga - carga concentrada e carga distribuída

O cálculo da viga do exercício, se identifica como carga concentrada, entre vão de 1,00 m, o vão entre os apoios. Precisamos garantir que o perfil e espaçamento escolhido, suporte este vão.

Para este cálculo, ainda é solicitante que seja adicionado o peso dos perfis secundários à carga atuante.

¹²Valor extraído do capítulo 2.7.2 - Pontaletes de madeira.

CAPÍTULO II

M_{adm} = momento do perfil C7,5 SH = 2,02 kN

P = peso da viga por metro = 7,46 kN/m

L = vão livre do perfil secundário (1,00 entre postes de torres)

Peso do perfil C7,5 SH = 0,063 kN/m, sendo necessário para mão francesa pelo menos 1,80 metros de perfil. Na SH as medidas dos perfis são de 0,50 m em 0,50 m. Sendo assim,

$$0,063 \times 2,00 \text{ m} = 0,13 \text{ kN} \times 3 = 0,38 \text{ kN}$$

A quantidade estimada de peças a serem usadas por metro de perfil primário, com espaçamento à 0,38 m equivalem a 3 unidades.

$$q = Q_M + \text{peso da fôrma de viga} + \text{peso do secundário} = 7,84 \text{ kN/m}$$

Equação para carga concentrada pelo momento:

$$Espaçamento_{sec.} = \frac{4 M}{q L} \quad \text{Equação 50}$$

$$Espaçamento_{sec.} = \frac{4 \times 2,02}{7,84 \times 1} = 1,03 \text{ m} \quad \text{Equação 50}$$

Para conferência pela flecha, devemos adotar a equação 51, onde:

E = módulo de elasticidade do perfil C7,5 = 210.000 MPa

I = momento de inércia do perfil C7,5 = 553.300 mm⁴

L = vão livre do perfil secundário (em mm = 1.000)

p = peso da viga pontual = Para este caso, devemos transformar o peso da viga em carga pontual. Sendo a carga da viga por metro linear, basta multiplicar pelo espaçamento entre perfis secundários dado pelo cálculo do momento, onde:

$$Q_F + \text{peso da fôrma de viga} + \text{peso do secundário} = 7,24 \text{ kN/m}$$

$$7,24 \times 1,03 = 7,46 \text{ kN}$$

A equação da flecha é em unidade de milímetros, sendo assim, devemos transformar a carga pontual de kN para N = 7.460 N.

$$FL_{máx} = \frac{p L^3}{48 E I} \quad \text{Equação 51}$$

CAPÍTULO II

$$FL_{m\acute{a}x} = \frac{7.460 \times 1.000^3}{48 \times 210.000 \times 553.300} = 1,33 \text{ mm} \quad \text{Equação 51}$$

Flecha limite: (em milímetros)

$$FL_{adm} = \frac{L}{400} = \frac{1000}{400} = 2,50 \text{ mm} > 1,33 \text{ mm} \quad \text{Equação 13}$$

Resultado, a flecha admissível está maior que a flecha atuante, portanto, a situação está ok.

Ou seja, nosso perfil C7,5, pode facilmente trabalhar com a carga indicada concentrada no espaçamento de 1,03 m entre os perfis secundários, porém, é importante lembrar que devido aos cálculos realizados para o compensado estruturado que estamos considerando, conforme o capítulo 2.3.1 Cálculo de fundo de viga, nossa abertura limitante é de 0,38 m.

Mas e se nossos barroses fossem de madeira?

Cálculo para barroses de madeira

Para este exemplo, vamos trabalhar com a mesma resistência do barroto de madeira usado para exercício no capítulo 1.2.6 Perfil secundário. É importante observar que para o cálculo de barroses de madeira precisamos obter o momento admissível, módulo de elasticidade e momento de inércia. Informações que apenas o fornecedor do material pode nos indicar com a classe da madeira e suas dimensões.

Obter informações:

- A)** madeira classificada pelo fabricante; ou
- B)** adotar a classe da madeira pela tabela de classes de resistência na ABNT NBR 7190; ou
- C)** realizar ensaios de resistência em amostras de materiais que são utilizados.

Vamos adotar madeira da classe C22, coníferas. De dimensões 75x75 mm

$$f_{c0,k} = 20 \text{ MPa}$$

$$E_{c0} = 10 \text{ GPa ou } 10.000 \text{ MPa}$$

CAPÍTULO II

Valores retirados da tabela de classes de madeira mencionada no capítulo 1.2.5 Compensado, deste livro ou na norma ABNT NBR 7190 (tabela 3).

$$\gamma_w = 1,4.$$

$$k_{mod,1} = 0,90 \text{ (curta duração - menos de 1 semana)}$$

$$k_{mod,2} = 0,80 \text{ conforme característica do material e ambiente empregado.}$$

O valor de f_d é obtido através da equação 4, para isso devemos achar o valor de k_{mod} através da equação 6:

$$k_{mod} = 0,90 \times 0,80 = 0,72 \quad \text{Equação 6}$$

$$f_d = 0,72 \times \frac{20}{1,4} = 10,28 \text{ MPa} \quad \text{Equação 4}$$

Encontrando o momento resistente elástico:

$$W = \frac{75 \times 75^2}{6} = 70.312,50 \text{ mm}^3 \quad \text{Equação 2}$$

$$M_{adm} = 70.312,50 \times 10,28 = 722.812,50 \text{ N.mm ou } 0,72 \text{ kN.m} \quad \text{Equação 1}$$

Para verificar a rigidez, é necessário o cálculo do módulo de elasticidade característico através da equação 11:

$$E_{0,05} = 0,70 E_{c0} \quad \text{Equação 11}$$

$$E_{0,05} = 0,70 \times 10.000 = 7.000 \text{ MPa}$$

E então, ser analisado pelo valor efetivo com a equação 12:

$$E_{c0,ef} = 0,72 \times 7.000 = 5.040 \text{ MPa} \quad \text{Equação 12}$$

Encontrando o momento de inércia através da equação 10:

$$I = \frac{75 \times 75^3}{12} = 2.636.718,75 \text{ mm}^4 \quad \text{Equação 10}$$

CAPÍTULO II

Agora temos todas as informações sobre a madeira e podemos seguir nosso exemplo:

$q = 7,46 \text{ kN/m}$ (carga da viga + carga da influência de laje + peso da fôrma, pelo momento)
$q = 6,86 \text{ kN/m}$ (carga da viga + carga da influência de laje + peso da fôrma, pela flecha)
$M_{adm} = 0,72 \text{ kN.m}$
$E = 5.040 \text{ MPa}$
$I = 2.636.718,75 \text{ mm}^4$

Onde:

M_{adm} = momento do barrote de madeira

$L_{m\acute{a}x}$ = espaçamento máximo entre os barrotes

q = carga da viga para momento ou flecha

p = carga da viga pela flecha multiplicada pelo espaçamento de barrotes (resultado do momento) transformada em N/mm

L = abertura de apoio entre os barrotes

Equação de carga concentrada pelo momento, barrote de madeira:

$$L_{m\acute{a}x} = \frac{4 M}{q L} \quad \text{Equação 50}$$

$$L_{m\acute{a}x} = \frac{4 \times 0,72}{7,46 \times 1} = 0,39 \text{ m}$$

Equação de carga concentrada pela flecha, barrote de madeira:

$$p = 6,86 \text{ kN/m} \times 0,38 \text{ m} = 2,61 \text{ kN ou } 2.610 \text{ N}$$

$$FL_{m\acute{a}x} = \frac{p L^3}{48 E I} \quad \text{Equação 51}$$

$$FL_{m\acute{a}x} = \frac{2.610 \times 1.030^3}{48 \times 5.040 \times 2.636.718,75} = 4,47 \text{ mm}$$

Flecha limite: (em milímetros)

$$FL_{adm} = \frac{L}{400} = \frac{1000}{400} = 2,50 \text{ mm} < 3,27 \text{ mm} \quad \text{Equação 13}$$

CAPÍTULO II

Nesse caso, a situação não está certa, pois a flecha admissível está menor do que a atuante.

É normal a discrepância entre aberturas permitidas comparando os barrotes de madeira e os de aço. A madeira tem propriedades de resistência menores em relação ao aço e não permite uma carga alta sobre ela. Para que nesse caso não seja feito cálculos até acertarmos o valor permitido na flecha do barrote de madeira, adotaremos o espaçamento no qual esse cálculo permite. Para conclusões, substitua o valor de influência entre os barrotes para 0,20 m, totalizando a carga em 1,37 kN/m (no lugar de 0,38 m do momento). Com o valor resultante de flecha atuante de 2,35 mm.

Caso seja necessário que o vão de espaçamento entre os barrotes seja ainda maior, sugerimos que adote uma classe de madeira de melhor qualidade e maior resistência, além de ser possível aumentar as dimensões do barrote.

Conclusões:

Espaçamento permitido do fundo de viga 0,38 m
Vão entre apoios de 1,00 metro
Espaçamento permitido entre perfis secundários metálicos de 1,03 m e barrotes de madeira a 0,20 m.

Espaçamento máximo de perfis primários

Para o perfil primário, a consideração de carga é distribuída e não pontual:

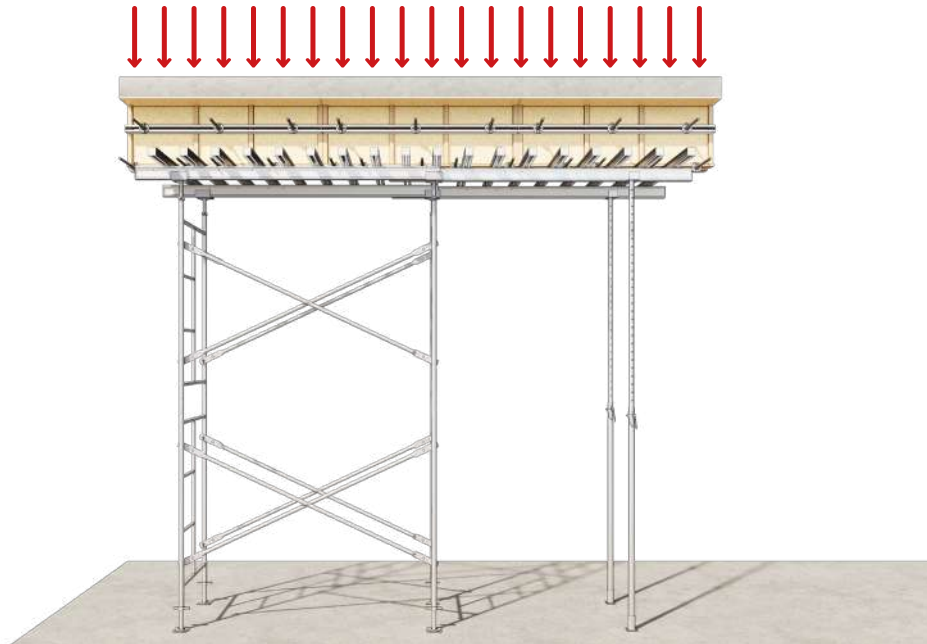


Imagem 99: Esforços distribuídos no perfil primário

A carga no perfil primário deve ser calculada, levando em consideração a posição das vigas sobre os perfis.

Se a carga da viga estiver concentrada e centralizada no meio do vão do perfil secundário, no perfil primário atuará uma carga de $q = \frac{P}{2}$ conforme a Equação 52, ou seja, metade do peso da viga para cada lado.

Para esse cálculo vamos considerar o perfil metálico C-12 SH como primário¹³.

Além de todo o peso já adicionado na viga, agora devemos considerar mais um esforço sobre as torres. O peso próprio do primário.

Para este exemplo vamos considerar os perfis primários C12 SH, que possui peso linear de 0,10 kN/m.

¹³Dados Técnicos – Perfil Metálico C-12 – SH – Tabela no Capítulo 2.5.2 – Cálculo do momento do perfil.

CAPÍTULO II

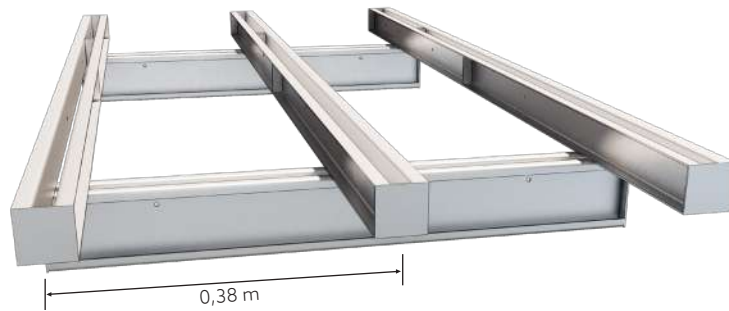


Imagem 100: Perfil secundário C7,5 SH apoiados sobre metro do perfil primário C12 SH

Para o cálculo do perfil primário devemos considerar:

Q_M carga da viga pelo momento + influência de laje + fôrma de madeira + peso próprio dos perfis secundários + peso próprio do perfil primário
 $q = 4,40 + 2,30 + 0,76 + 0,38 (0,063 \text{ perfil por metro} \times 2 \text{ metros} \times 3 \text{ perfis}) + 0,10$
 $= 7,94 \text{ kN/m}$

Nossa carga é concentrada e devemos usar a equação 52:

$$q = \frac{P}{2} = \frac{7,94}{2} = q = 3,97 \text{ kN/m} \quad \text{Equação 52}$$

E assim calcular o **vão máximo permitido pelo momento**:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 5,45}{3,97}} = 3,31 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Vão máximo permitido pela flecha:

$q = Q_F$ = carga da viga pela flecha + influência de laje + fôrma de madeira + peso próprio dos perfis secundários + peso próprio do perfil primário

$4,20 + 1,90 + 0,76 + 0,38 + 0,10 = 7,34 \text{ kN/m}$ ou $0,00734 \text{ N/mm}$ multiplicado por 1.000 mm (1 metro) = $7,34 \text{ N}$

$$q = \frac{P}{2} = \frac{7,34}{2} = q = 3,67 \text{ kN/m} \quad \text{Equação 52}$$

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 210.000 \times 2.522.800}{2000 \times 3,67}} = 3.026,30 \text{ mm} = 3,02 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

CAPÍTULO II

Pela equação de momento, nosso perfil primário, permite trabalhar com vão livre de 3,31 m. Pela flecha é possível apenas 3,02 m. Vamos trabalhar com abertura do menor vão indicado pela flecha de 3,02 m.

Para que este perfil seja considerado em madeira, devemos obter a classificação da madeira, suas dimensões e então realizar os cálculos necessários para gerar os valores do módulo de elasticidade (E), momento de inércia (I) e momento admissível (M_{adm}). Para este valor, basta apenas seguir o passo a passo do exercício anterior, substituindo os valores do perfil secundário.

Carga nos postes e escoras

A carga atuante no poste, é a carga direcionada dos perfis para os postes de torre ou escoras.

Para compreendê-las, são como de influência nos pontaletes. A carga da viga é transferida para os barrotos, depois para os perfis primários e por último, para os postes que direcionam essas cargas ao apoio. Para nosso exemplo, adaptamos o espaçamento do perfil primário à 2,40 m, menor que o permitido pela flecha de 3,02m.

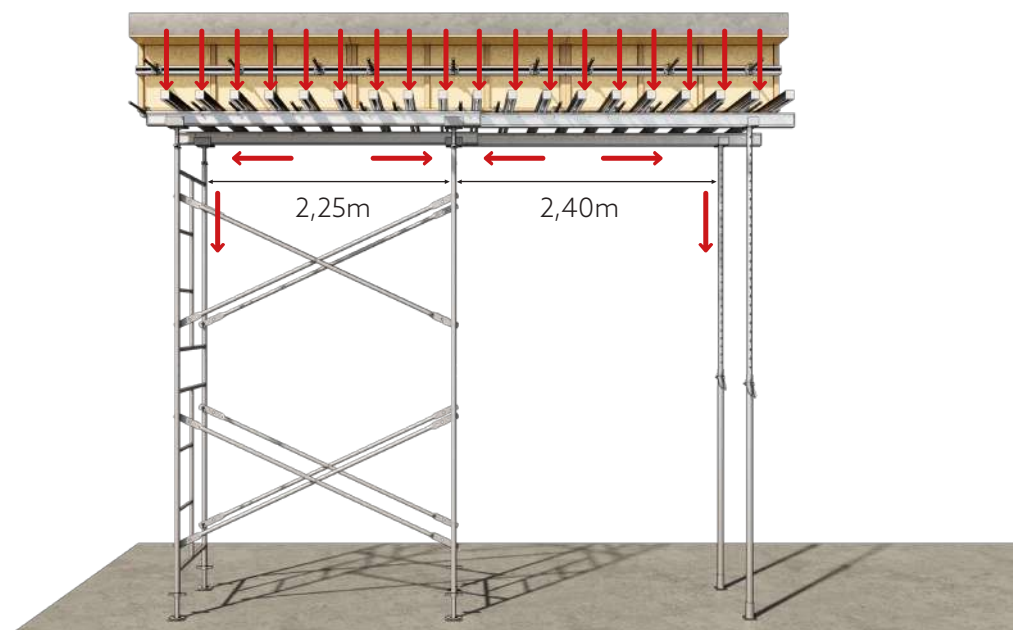


Imagem 101: Apoios e carga pontual

A carga atuante no poste ou pontalete, será representada neste exercício por “q” = carga da viga por metro + carga da influência da laje + peso da fôrma + peso do perfil secundário + peso do perfil primário.

$$q = \frac{P}{2} = \frac{7,94}{2} = q = 3,97 \text{ kN/m} \quad \text{Equação 52}$$

Com base no espaçamento representado pela imagem 101, podemos dizer que:

$$2,25 \text{ m} + 2,40 \text{ m} = 4,65 / 2 = 2,33 \text{ m}$$

$$\text{Carga no poste} = 2,33 \text{ m} \times 3,97 = 9,25 \text{ kN}$$

Devemos verificar se o perfil for contínuo e o vão com distâncias iguais, é correto afirmar que o poste central da situação hiperestática receberá 25% a mais de carga comparado a situação isostática. Porém, é seguro fazer o estudo da situação real definido pela porcentagem real. Neste caso, nosso perfil não será considerado contínuo.

2.9 Sequência de montagem

Para obter uma concretagem de sucesso, é importante que todos sistemas de obra funcionem corretamente, sejam eles: concreto, aço, fôrmas, escoramento, segurança, logística e mão de obra. O sistema de escoramento é o principal equipamento capaz de proporcionar produtividade na obra.

Para escoramento de vigas ou lajes convencionais, deverá ter apoio nivelado, alinhado e aprumado. O apoio também deve resistir as cargas pontuais provenientes do escoramento. O piso, se for terreno, deve estar compactado e nivelado. Recomenda-se o uso de pranchões de madeira para aumentar a área de base do escoramento. Escoramentos ou fôrmas não devem estar apoiados diretamente no solo.

$$s = \frac{P}{\sigma_{adm}} \quad \text{Equação 77}$$

σ_{adm} = taxa de carga admissível do terreno

p = carga pontual no solo

S = área da base

Após verificação do solo, deve-se posicionar as bases das torres metálicas, conforme definido no projeto de escoramento.

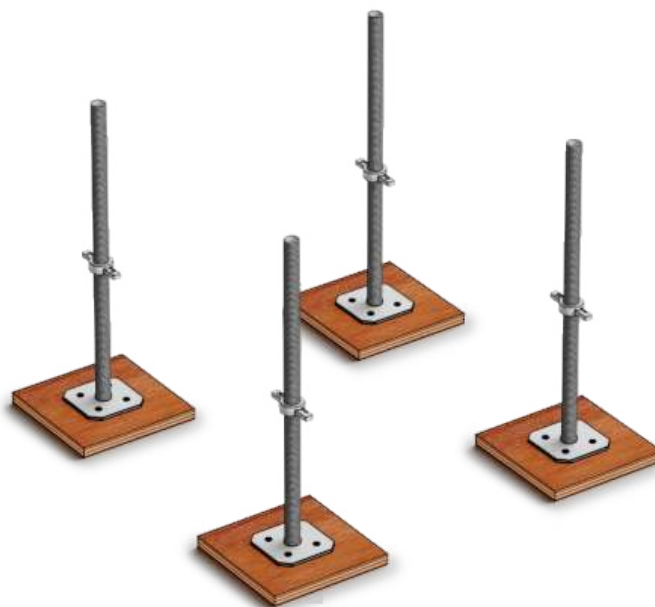


Imagem 102: Sequência de montagem

O escoramento de vigas ou lajes de periferia necessita de console de trabalho, que pode ser fornecido através de equipamentos posicionados no escoramento ou com andaimes fachadeiros. Sempre que torres estiverem trabalhando no escoramento da periferia, deve-se recomendar o uso de estais realizados com cabo de aço ou ancoragem, conforme indicações técnicas RT003-2015 ABRASFE.

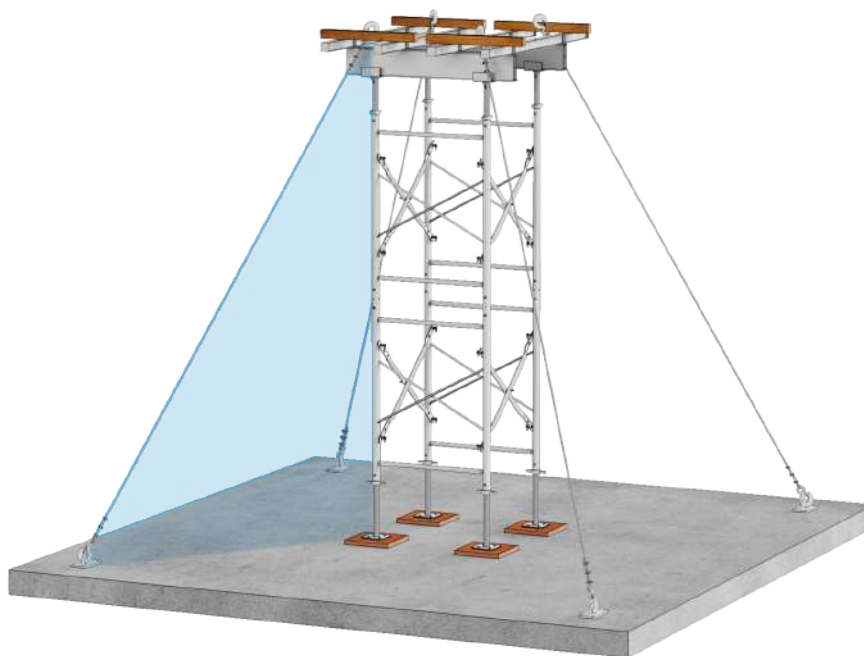


Imagem 103: Estaió para torres

CAPÍTULO II

Os perfis de escoramento também devem ser devidamente encunhados nos forçados e posicionados para que não possibilitem nenhum acidente.

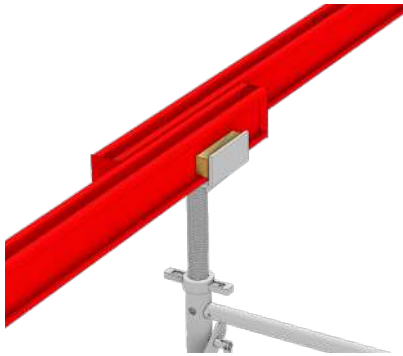


Imagem 104A:
Cunha de madeira com
transpasse de perfis

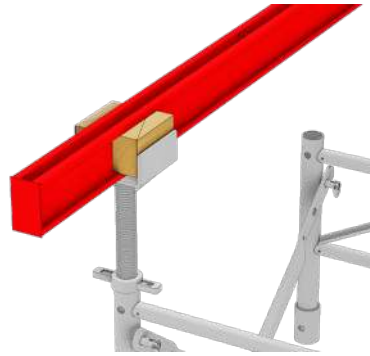


Imagem 104B:
Cunha de madeira com
perfil único

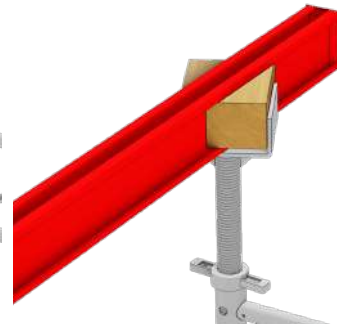


Imagem 104C: Cunha de
madeira em ângulo com
forçado rotacionado

Para o escoramento de vigas internas, deve-se posicionar o fundo de fôrmas no escoramento, encaixando a lateral da fôrma em seguida. O painel lateral é alinhado pelo sarrafo de pressão.

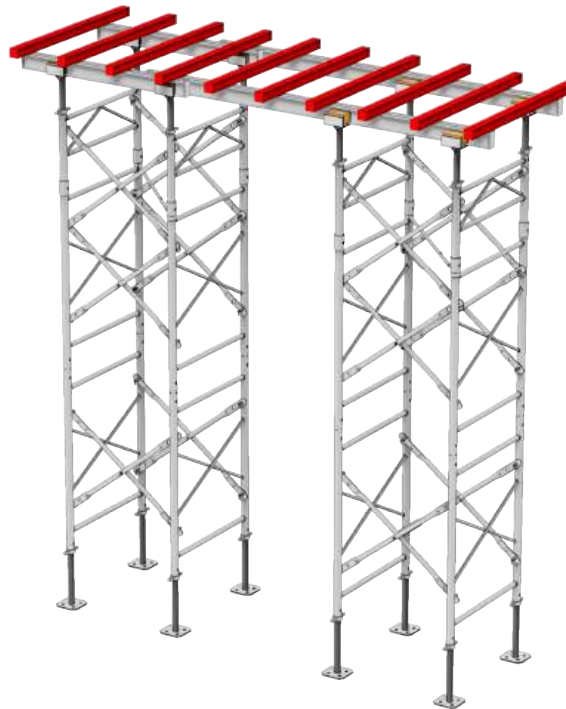


Imagem 105: Barrotes escoramento de viga

A fôrma de laje é encaixada logo depois, apoiando-se na fôrma lateral de viga.

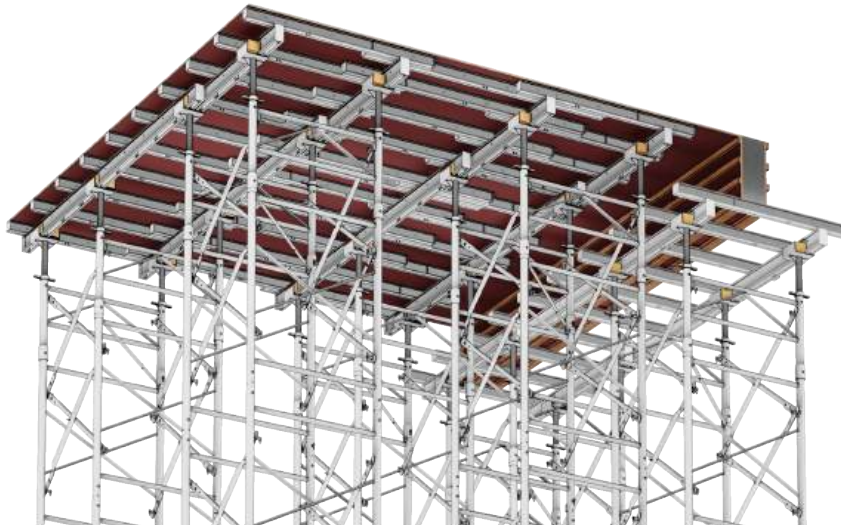


Imagem 106: Escoramento de lajes sobre o apoio das vigas

A fôrma da lateral externa da viga de periferia é a ultima a ser colocada, ela vai depois da armação, pois a armação auxilia na montagem da lateral desta viga.

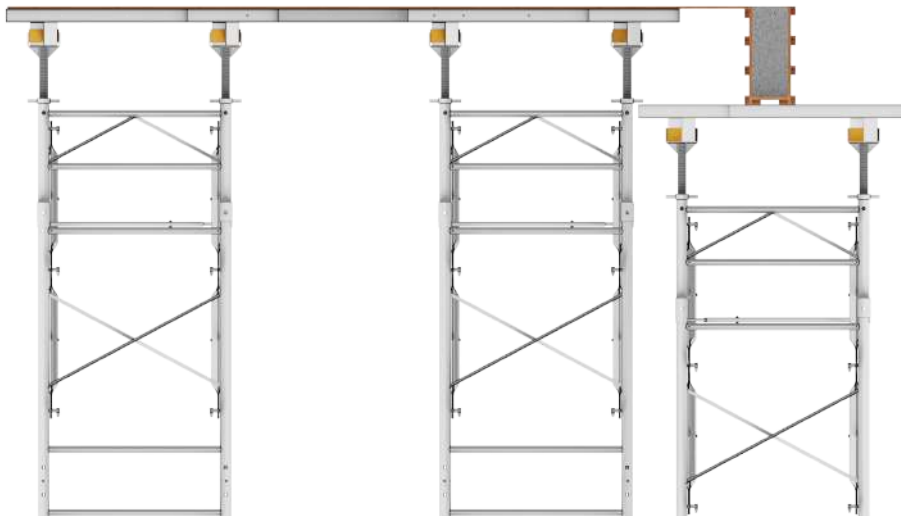


Imagem 107: Escoramento de vigas e lajes - vista

Escoramentos fora de prumo, não indicados em projeto ou com cargas excêntricas, não podem resistir com segurança as cargas indicadas, portanto, é primordial o acompanhamento de um assistente especializado no início da montagem e posteriormente, para conferir a montagem e pontos importantes. Antes da retirada do escoramento, deve-se posicionar o material de reescoramento, para que a estrutura possa trabalhar com as cargas indicadas e não haja nenhuma deformação não prevista.

CAPÍTULO II



Imagem 108: Obra Hospital Abelardo Santos - Pará



Imagem 109: Obra Nine - São Paulo

CAPÍTULO II

2.10 Tipos de vigas

2.10.1 Vigas invertidas e semi-invertidas

A posição mais comum das vigas nas estruturas de concreto armado é para baixo das lajes, porém, se necessário elas tomam formas com medidas e dimensões acima das lajes. Chamadas vigas invertidas, ou semi-invertidas.



Imagem 110: Viga semi invertida / laje / viga invertida

Geralmente consideradas para obter alguma função estética, as vigas semi invertidas dão formas a floreiras, sacadas e desníveis do pavimento. Seu uso é aplicado quando há restrições de pé direito ou restrição por esquadrias.

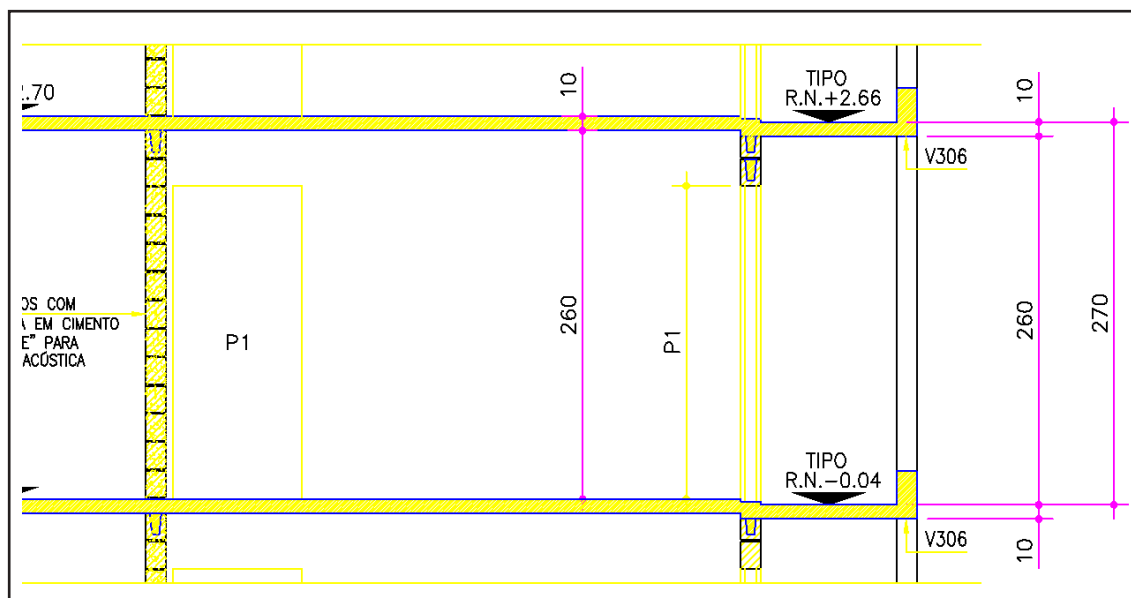


Imagem 111: Corte de projeto 2D - viga invertida para sacada

Para o escoramento das vigas semi-invertidas, recomenda-se o uso de torres mescladas com escoras nas vigas internas, e torres com área de trabalho para as vigas de borda. Prevendo que será concretada junto a laje a parte que se concentra para baixo e posteriormente a parte invertida.

CAPÍTULO II

Para as vigas invertidas, geralmente se concretiza primeiro a laje e com um sarrafo preso à própria laje (concreto ainda fresco), para montar a fôrma da viga e concretá-la posteriormente. Caso a concretagem seja junto à laje, cria-se um apoio para a fôrma lateral da viga feito de vergalhão dobrado (comumente chamado de “caranguejo”). O escoramento em ambos os casos deve-se considerar o peso da viga invertida, com o escoramento da laje plana.

2.10.2 Vigas de transição

Vigas de transição são vigas que recebem cargas vindas do topo de um ou mais pilares e transmitem essas cargas abaixo para outros pilares, até chegar na fundação. Esses pilares geralmente estão deslocados, mudaram de seção ou de posição, portanto essas vigas tendem a receber maiores cargas e são vigas que possuem seções maiores sendo conseqüentemente mais pesadas.



Imagem 112: Obra JK Square - São Paulo



Imagem 113: Obra JK Square - São Paulo

Para o escoramento dessas vigas é considerado torres, pois proporcionam escoramento estável e resistente a altas cargas, além de também ser necessário o uso de perfil apropriado considerando todas as características de momento, deformação e cisalhamento.

2.10.3 Vigas baldrame

As vigas baldrame, são vigas usadas na fundação. Elas têm como função distribuir as cargas da parede, viga e teto para a fundação. As vigas então garantem que não haverá surgimento de fissuras ou rachaduras na estrutura. Geralmente esse tipo de viga não possui escoramento, já que o apoio do fundo é no chão.



Imagem 114: Obra Thera Ibirapuera By Yoo - São Paulo

2.10.4 Vigas pré-moldadas

Na construção as vigas pré-moldadas podem ser concretadas na própria obra ou executadas em outro local e transportadas até a obra. O que define geralmente é o peso da viga, dimensões e condições de espaço onde a mesma será executada.

A execução das vigas no pátio da construtora ou fornecedor, gera um ganho de tempo devido ao grande espaço físico. Isso não ocorre quando a viga é moldada *in loco*, onde o espaço geralmente é reduzido.

O prazo para a viga estar pronta, ser içada e transportada é em média dois dias após o início de sua fabricação. As fôrmas podem ser de compensado resinado que são reutilizados evitando desperdício de custo e tempo. Também pode-se usar fôrmas metálicas na produção das peças pré-fabricadas e garantir encaixes e ângulos perfeitos e, conseqüentemente um acabamento de qualidade a estrutura da obra.

Nesse tipo de viga não é necessário escoramento. Porém, acaso a obra precise de algum tipo de apoio, verificamos o peso dessa viga pela peça inteira.

As vantagens de utilização de estruturas pré-moldadas:

- **Rapidez na execução e montagem das estruturas:** Esse tipo de viga está encaixado entre o console criado nos pilares. A obra pré-moldada é sempre feita apoiando uma peça sobre as outras, formando assim a estrutura. Esse tipo de concretagem permite que seja fabricado todas as peças da obra, não precisando esperar para que uma etapa seja concretada e depois a outra.
- **Controle de qualidade:** Toda a estrutura deve se encaixar e isso exige que o acabamento das peças seja impecável, muitos deles são aparentes.
- **Limpeza do canteiro de obra:** Como geralmente a concretagem das peças não é feito na obra, isso permite que a obra seja limpa, sem resíduos ou desperdícios.
- **Alcance de grandes vãos:** A viga pré-moldada é autoportante, portanto, já é fabricada do tamanho do vão que precisa vencer.
- **Menor custo e manutenção:** Imprevistos podem acontecer em uma obra com concreto armado, serviços extras que aumentam o valor sempre são previstos ocorrer. Em uma obra pré-moldada é difícil que aconteça, pois não estipulam cobranças além dos valores anteriormente acordados e se tornam grande vantagem.
- **Facilidade para ampliações futuras:** Devido ser uma estrutura de encaixe, não é necessário demolições para uma ampliação na estrutura, basta que sejam compradas mais peças e então locadas para adaptação.



Imagem 115: Obra suplicação SP294 - Rod. Comandante João Ribeiro de Barros - viga pré moldada *in loco* - São Paulo

Vigas biapoiadas

São vigas com dois apoios, ou seja, uma viga entre dois pilares, ou pórtico, podem ser apoios engastados.

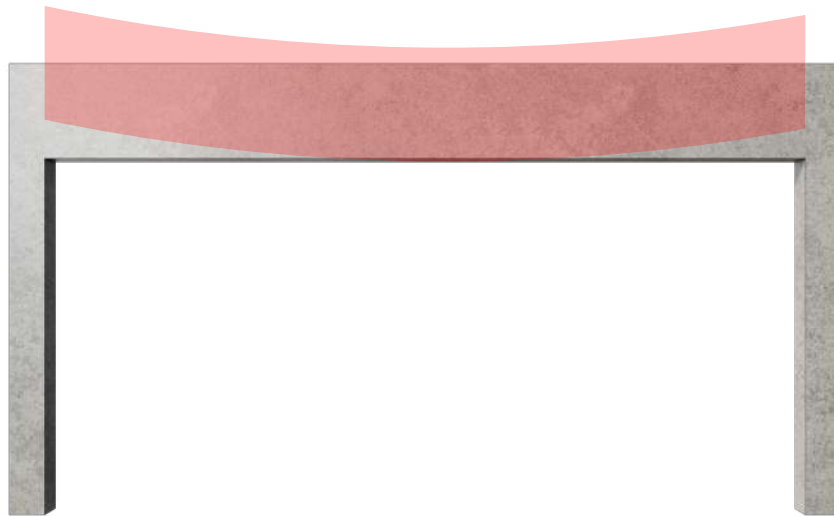


Imagem 116: Viga biapoiada

Vigas contínuas

É uma viga contínua com 3 ou mais apoios.

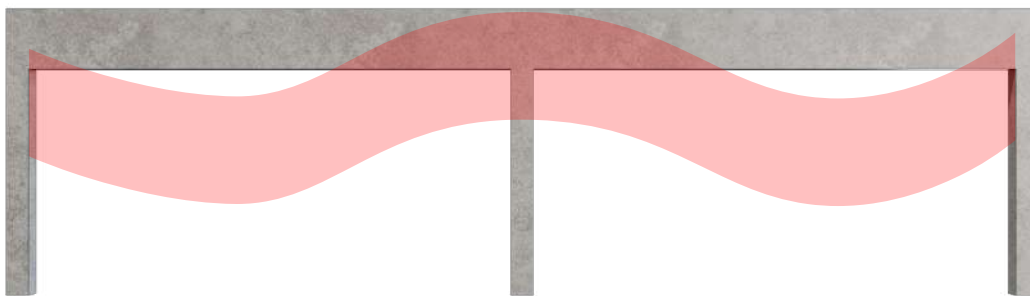


Imagem 117: Viga contínua

CAPÍTULO II

Vigas em balanço

Trata-se de uma viga de um só apoio e toda carga aplicada sobre ela é transferida para esse único apoio, pilar, parede ou muro engastada.



Imagem 118: Viga em balanço



CAPÍTULO III - REESCORAMENTO E DESFÔRMA

3. Reescoramento e Desfôrma

3.1 Observações gerais

Algumas anomalias ou vícios construtivos manifestam-se devido à falta de consideração da interação entre a estrutura, com as propriedades físicas dos materiais e os equipamentos e técnicas utilizadas na fase construtiva. A execução das estruturas pode ser uma fase crítica, pois as lajes e vigas de concreto podem ser sobrecarregadas pelos carregamentos elevados vindos dos equipamentos e pelas cargas exclusivas da construção. Em alguns casos, fatores importantes como a característica resistência do concreto jovem (f_{ckj}) e o aumento do módulo de elasticidade (E_{coj}), durante o tempo de cura são erroneamente ignorados. Para garantir um desempenho estrutural e a segurança da obra e dos trabalhadores, é essencial compartilhar informações e ter interação entre especialistas de cálculos estruturais, plano de execução e projeto de escoramento ou reescoramento.

É importante entender as definições de escoramento, reescoramento e escoramento remanescente, pois isso permite escolher o método construtivo mais adequado para a realidade da obra:

- O **escoramento** é uma estrutura provisória que tem a capacidade de resistir e transmitir todas as combinações de carregamentos, sejam permanentes ou variáveis. Esses carregamentos ocorrem durante o lançamento do concreto fresco e trabalho associado até que o concreto se torne autoportante, sem necessidade de estruturas auxiliares, conforme especificado pelo engenheiro estrutural.
- Na retirada do escoramento, pode ocorrer uma deformação (flecha), que é prevista no projeto. O **reescoramento** é introduzido pós retirada do escoramento, permitindo a acomodação da estrutura e interrompendo a transmissão de 100% da carga das lajes superiores para inferiores para evitar deformações excessivas ou redistribuir carregamentos que excedam as especificações iniciais do projeto, evitando fissuras ou danos no concreto durante a construção ou após a conclusão. Em algum momento, o concreto se tornou autoportante e o escoramento foi retirado e na sequência receberá cargas de outros pavimentos ou cargas de construção a que ele não foi projetado. O reescoramento permite que a estrutura absorva parcialmente as combinações adicionais de cargas transmitindo-as para suas bases conforme especificado no projeto. Vale lembrar que a retirada precipitada do escoramento, mesmo que não receba cargas superiores às previstas, pode causar patologias na estrutura.
- Por outro lado, o escoramento **remanescente** não envolve a retirada da estrutura de suporte, ou seja, não ocorre uma deformação (flecha) com o alívio

das escoras. A estrutura permanece apoiada no cimbramento ou escoramento. O escoramento remanescente é aplicado para evitar deformações excessivas e absorver parcialmente as cargas dos pavimentos superiores até que as propriedades mecânicas do concreto atinjam as especificações iniciais definidas pelo projeto estrutural. O controle das deformações durante a cura é necessário para garantir eficiência e vida útil da estrutura sem surgimento de patologias associadas a execução deficiente.

Nesse processo, é essencial entender as deformações de um sólido, pois todo corpo sólido quando sujeito a uma carga externa apresenta deformações, e essas deformações são inevitáveis e necessárias para o funcionamento da estrutura. Contudo, o controle dessas deformações durante a cura é fundamental para garantir uma boa eficiência e durabilidade da estrutura.

3.2 Responsabilidades

Para definir as responsabilidades de forma adequada, é essencial compreender as particularidades do plano de execução e do projeto de escoramento.

O plano de escoramento deve abordar a logística dos equipamentos, os pontos de suporte desses equipamentos, os critérios para iniciar a desforma e as cargas que o escoramento deve suportar até seu apoio. Por outro lado, o projeto de escoramento deve detalhar os equipamentos que atendam aos requisitos alcançados pelo plano de escoramento, definindo se será executado um reescoramento ou um escoramento remanescente. Esse plano deve ser considerado na fase de planejamento de execução, juntamente com o cronograma e o plano de execução da obra, a fim de otimizar os processos de construção e minimizar o consumo de materiais e mão de obra.

A análise da estrutura é de responsabilidade do engenheiro estrutural. Para obter um entendimento completo do processo de construção, o engenheiro estrutural deve contar com o apoio do engenheiro de campo, a fim de obter um projeto viável. Além disso, a ajuda de empresas especializadas é fundamental para conhecer as cargas resistentes dos equipamentos de reescoramento. Com base em todas essas informações, o engenheiro estrutural pode elaborar um plano, determinando se é necessário um reescoramento ou um escoramento remanescente, considerando a resistência do recurso concreto (f_{ckj}) e o módulo de elasticidade (E_{coj}), os pontos de apoio, os critérios para a desforma, as cargas que o reescoramento deve suportar, entre outros aspectos.

Esse plano se torna uma sugestão de projeto que as empresas de escoramento podem fornecer, e com a aprovação de todos: campo, estrutura e equipamento, cada um nas suas especialidades, o projeto pode ser liberado para execução da construtora.

A responsabilidade pelo plano de reescoramento e pela qualidade final da

estrutura recai sobre a construtora, enquanto as empresas parceiras fornecem embasamento técnico e logístico para tomar decisões. É crucial seguir um planejamento adequado e buscar uma empresa de escoramento qualificado, não pulando etapas. O concreto requer o tempo adequado, e o planejamento é essencial. O engenheiro de campo deseja que a empresa especialista em escoramento esteja envolvida no projeto, conhecendo o equipamento necessário. O engenheiro estrutural desempenha um papel fundamental nessa decisão, permitindo incluir uma avaliação estrutural durante a fase construtiva e, ao conhecer todas as necessidades da estrutura, pode determinar com segurança o momento exato para retirar o escoramento, reescoramento ou escoramento remanescente.

Não podemos permitir que patologias estruturais, que possuem um alto grau de dificuldade de perícia e mitigação, se propaguem devido à falta de interação entre as disciplinas de execução e projeto. A negligência ou desconhecimento dos processos pode resultar em altos custos de manutenção, desconformidades, riscos e transtornos a longo prazo para os usuários. É necessário abandonar a cultura de pedir ao engenheiro estrutural respostas sobre problemas após não seguir o plano de execução. Em vez disso, é fundamental seguir o plano corretamente desde o início.

3.3 Projeto de reescoramento

Um projeto executivo e detalhado deve ser cuidadosamente dimensionado para transmitir a carga de projeto, seja em valor absoluto ou parcial, para a base de apoio de acordo com o plano de reescoramento estabelecido. Para garantir a eficiência do projeto, é crucial esclarecer algumas informações importantes para a empresa que executará o escoramento e para o engenheiro estrutural que apresentará o plano de reescoramento.

O Plano de desforma deve considerar o funcionamento global da estrutura. A desforma não deve ser realizada apenas quando o concreto estiver suficientemente suportado para resistir às ações e deformações previstas, esse é um dos aspectos. Deve-se cumprir as características e condições de contorno especificadas pelo projetista para a estrutura, como por exemplo: a desforma de uma laje em balanço, que deve obedecer ao momento negativo da armadura da laje, do balanço para o apoio, evitando alterações na concepção estrutural original e prevenindo esforços não projetados que possam causar patologia ou, em casos extremos, levar ao colapso. Da mesma forma, uma laje entre os pilares deve ser desformada do centro aos apoios, mantendo o momento positivo predominante no meio do vão e evitando momentos negativos indesejados ou não previstos.

É muito importante o projetista poder contar com informações de corpos de prova do calculista da obra ou o engenheiro responsável pela estrutura. O conhecimento de ambas as partes são essenciais para definições de cargas reais e coerentes desse reescoramento.

3.3.1 Reforço no reescoramento

É muito comum, com o avanço da tecnologia e das soluções arquitetônicas, um edifício possuir pavimentos de transição. Sabendo que esse pavimento possui seções de vigas e lajes bem maiores que o resto da estrutura, é possível que haja necessidade de reforçar os pavimentos abaixo que receberão essas cargas ajudando-os levá-las até o nível do solo.

Para isso é necessário que o engenheiro calculista trabalhe junto com a empresa fornecedora de escoramento e reescoramento da obra para que seja feito um estudo de quais cargas trabalharão nos pavimentos abaixo, se haverá alívio devido a cura do concreto, quanto essa laje resiste de esforço pontual, qual o tipo de material melhor a ser trabalhado, entre outras questões pertinentes.

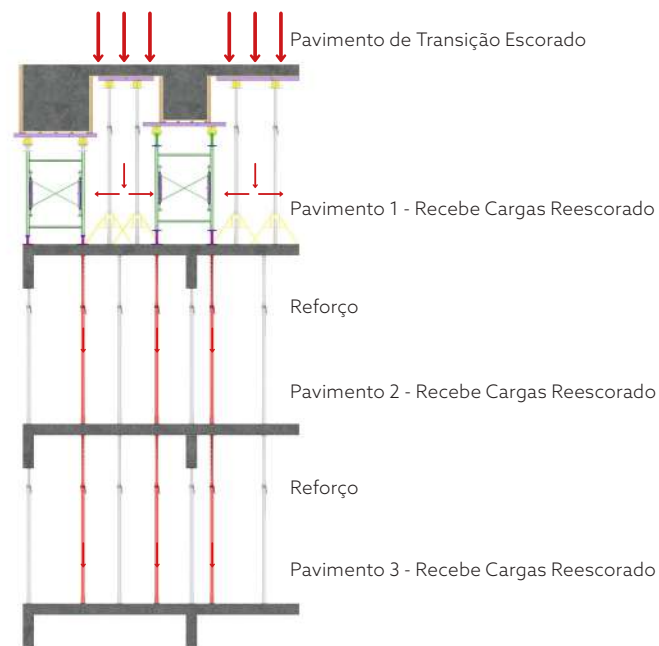


Imagem 119: Reforço no reescoramento

É importante considerar que esse reforço comumente é usado para pavimentos de transição ou altas cargas que estão em pavimentos superiores, mas pode também ser consideradas para qualquer situação que precise de materiais que auxiliem a receber as cargas adicionais sob lajes já concretadas.

Esse tipo de situação é levantado já no fechamento do contrato com a empresa que fornecerá o escoramento metálico para obra, expondo que após as primeiras lajes será necessário esse reforço prevendo cargas e alívio de trabalho. É possível que esse reforço seja já montado junto aos reescoramentos, conforme for concretando as lajes, já posicionando para receber as cargas quando houver concretagem do pavimento em questão.



Imagem 120: Obra Castelão para imploração de parte do estádio - Ceará

3.4 Normas

Após compreender as definições, nomenclaturas e as responsabilidades desse assunto extremamente complexo, é fundamental revisar os conceitos básicos para a execução de projetos, bem como os tipos mais comuns de reescoramento e os cuidados necessários na montagem e desmontagem das soluções. Todo o conteúdo apresentado é baseado nas normas brasileiras, como ABNT NBR 15696:2009 “Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto”, ABNT NBR 14931:2023 “Execução de estruturas de concreto - procedimento” e ABNT NBR 6118:2024 “Projeto de estruturas de concreto - procedimento”, ABNT NBR 8522:2021 “Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e deformação à compressão”, juntamente com a norma internacional europeia ACI 347.2R-05 “Guia de escoramento, reescoramento de concreto para edifícios de múltiplos andares”.

3.4.1 ABNT NBR 6118:2024

O primeiro aspecto a ser analisado e verificado refere-se à resistência e elasticidade do concreto. Durante uma fase construtiva, há um crescimento desigual nos índices de resistência do concreto jovem (f_{ckj}) e em seu módulo de elasticidade (E_{coj}) para dados inferiores a 28 dias. Mesmo que nos ensaios de resistência prévios do concreto para os estados limites últimos (ELU) os valores ocorram conforme as especificações necessárias do projeto estrutural, esses valores não se aplicam diretamente ao módulo de deformação tangente inicial informado para o 28º dia.

Na verificação da resistência de concreto calculado em um dado inferior a 28 dias, o item 12.3.3 da NBR 6118:2024 apresenta a Equação 53¹, que calcula a resistência do concreto para t dias, onde:

(t) é expresso em dias

(s) expressa o fator relativo ao tipo de cimento utilizado

$$f_{ckj} = f_{ck} \times e^s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \quad \text{Equação 53}$$

Tabela – Parâmetro do tipo de cimento (s), NBR 6118

S	Tipo de Cimento
0,38	Cimento CPIII e IV
0,25	Cimento CPI e II
0,20	Cimento CPV - ARI

Apesar de possuir dados que atendem ao plano de escoramento, ainda é necessário verificar as cargas aplicadas aos 28 dias para a totalidade da estrutura. O controle da resistência do concreto deve ser realizado em dois dados: aos t dias e aos 28 dias, a fim de confirmar os valores de f_{ckj} e f_{ck} adotados no projeto. Caso não sejam realizados ensaios para estimar o módulo de elasticidade inicial com maior precisão, o item 8.2.8 da NBR 6118:2024 apresenta-se para estimar o módulo de elasticidade inicial do concreto no instante ($t0$). Para concretos com f_{ck} até 50 MPa e concreto acima de 50 MPa.

A Equação 54 considera o parâmetro em função da natureza do agregado (αE), que influencia o módulo de elasticidade para concretos com $f_{ck} \leq 50$. Da mesma forma, a Equação 55 é aplicada para concretos com f_{ck} de até a 90 MPa.

¹Equação sem identificação numérica na norma.

$$E_{ci} = \alpha E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 54}$$

$$E_{ci} = 21500 \alpha E \sqrt[3]{\frac{f_{ck}}{10} + 1,25} \quad \text{Equação 55}$$

Após determinar o módulo de elasticidade inicial utilizando as referências mencionadas acima, com base nos parâmetros relacionados à natureza do agregado apresentados na Tabela 2, podemos compreender que a deformação elástica do concreto é influenciada pela composição de seu traço, especialmente pela natureza dos agregados utilizados.

Tabela – Parâmetro em função da natureza do agregado (αE), NBR 6118

αE	Agregado
1,20	Basalto e Diabásio
1,00	Granito e Gnaisse
0,90	Calcário
0,70	Calcário

O módulo de elasticidade em uma idade inferior a 28 dias pode ser estimado em uma idade entre 7 e 28 dias utilizando a Equação 56, aplicável a concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa.

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5} \times E_{ci} \quad \text{Equação 56}$$

E Equação 57, que se aplica a concretos com $f_{ck} > 50$ MPa.

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,3} \times E_{ci} \quad \text{Equação 57}$$

A norma brasileira NBR 14931:2023 aborda os procedimentos de execução de estruturas de concreto e apresenta uma série de diretrizes, recomendações e procedimentos para garantir a segurança das estruturas durante a remoção dos escoramentos. Ao longo do texto, serão compilados os itens relacionados à resistência segura e às ações que o escoramento pode ser submetido durante o processo de construção. Entre esses processos, destacam-se o reescoramento e o escoramento remanescente como soluções técnicas empregadas para aumentar a eficiência e o desempenho na obra, sem comprometer a estrutura e a qualidade das edificações.

O item 7.1² apresenta os requisitos básicos para garantir a segurança no sistema de fôrmas, que inclui o escoramento e cimbramento, considerando seus apoios e as uniões entre os diversos elementos. O tópico 7.2³ aborda as considerações sobre a resistência durante a construção, levando em conta a carga das partes da estrutura permanente que devem ser suportadas pela estrutura auxiliar até que o concreto alcance como características definidas pelo responsável pelo projeto estrutural para a remoção do escoramento. Além disso, são levadas em conta as ações relacionadas a fatores ambientais, cargas da estrutura auxiliar e é apresentado um plano de obra com a descrição dos métodos de construção. A retirada das fôrmas e escoramentos deve ser feita de modo a acompanhar o comportamento da estrutura em serviço. No caso de dúvidas quanto ao modo de funcionamento de uma estrutura específica, o engenheiro responsável pela execução da obra deve entrar em contato com o projetista, a fim de obter esclarecimento sobre a sequência correta para retirada das fôrmas e do escoramento.

O item 12.1⁴ trata do processo de retirada das fôrmas e do escoramento, com detalhes importantes, como a necessidade de seguir o plano de desforma previamente estabelecido para não comprometer a segurança e o desempenho da estrutura em serviço.

Devem ser considerados o peso próprio da estrutura ou das partes a serem suportadas por determinado elemento estrutural, cargas ainda não retiradas de outros elementos externos (pavimentos), sobrecargas de execução, como a movimentação de operários e material sobre o elemento estrutural, a sequência de retirada dos escoramentos e possível permanência de escoramentos sentados. No item 12.2⁵, é alertado que os escoramentos não devem ser removidos até que o concreto alcance resistência suficiente para suportar a carga imposta ao elemento estrutural, evitando deformações que excedam as tolerâncias especificadas e danos à superfície durante a remoção. A retirada do escoramento só deve ser feita quando o concreto estiver suficientemente suportado para resistir às ações impostas e não apresentar deformações inaceitáveis, devido ao baixo valor do módulo de elasticidade do concreto (E_{ci}) e à maior probabilidade de grandes deformações diferidas quando o concreto é solicitado com pouca idade. Para o atendimento dessas condições, o responsável pelo projeto da estrutura

²³⁴² Norma brasileira NBR 14931:2023.

deve informar ao responsável pela execução da obra os valores mínimos de resistência à compressão e módulo de elasticidade que devem ser obedecidos concomitantemente para a retirada do escoramento, bem como a necessidade de um plano particular (sequência de operações) de retirada do escoramento.

3.4.3 ABNT NBR 15696:2025

A norma que trata das fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto define o reescoramento e o escoramento remanescente como estruturas auxiliares posicionadas provisoriamente sob estruturas de concreto que ainda não possuem capacidade total para resistir às ações provenientes de cargas diretas, transmitindo-as às bases de apoio, elas sejam rígidas ou flexíveis. O anexo normativo dessa norma apresenta os critérios para a utilização do reescoramento ou escoras remanescentes após a desforma do pavimento em construções com múltiplos pavimentos, e exigiu a necessidade de estudar as capacidades de carga das estruturas concretadas em suas respectivas idades, assim como as estruturas provisórias, antes de serem experimentadas aos esforços de concretagens posteriores.

Entre as recomendações de projeto do anexo C⁶, estão os seguintes fatores a serem considerados no projeto dos pavimentos concretados recentemente:

- Levar em conta os carregamentos diretos, como o próprio peso da laje e demais componentes do pavimento e suas dimensões corretas que compõem o pavimento.
- Certifique-se de que a sobrecarga de uso e ocupação dos pavimentos e seu processo evolutivo das concretagens e etapas executivas da obra não sejam inferiores a 1,0 kN/m². No processo de **ESCORAMENTO**, as sobrecargas de impacto e lançamento do concreto são de 2,0 kN/m². Caso uma estrutura possua uma fase construtiva de **REESCORAMENTO** ou **ESCORAMENTO REMANESCENTE**, o projetista pode substituir a sobrecarga de descarga de 2,0 kN/m² pela sobrecarga de uso e ocupação de 1,0 kN/m².
- Compreender e aprovar, em conjunto com o calculista, a característica de resistência e o módulo de elasticidade nos prazos de desforma dos reescoramentos ou escoramentos remanescentes, assim como o ciclo de concretagem dos pavimentos posteriores que apresentam um acréscimo de carregamentos a estruturas com um módulo de elasticidade inferior a 28 dias.
- O plano de retirada do escoramento, reescoramento e escoramento remanescente deve considerar o funcionamento global da estrutura e suas condições de contorno, sem descaracterizar a configuração estrutural original.

⁶ABNT NBR 15696:2025.

CAPÍTULO III

- É importante entender e possuir a deformação axial unitária das escoras ou torres aplicadas nos reescoramentos ou escoramentos remanescentes
- As distâncias máximas para o posicionamento dos equipamentos verticais de suporte são limitadas a uma área de 2,0 x 2,0 m. Caso seja justificado pelo projetista da estrutura de concreto, vãos superiores podem ser adotados.

3.4.4 ABNT NBR 8522:2021

A norma ABNT NBR 8522:2021 – “Concreto Endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e deformação à compressão do concreto em cura nos corpos de provas cilíndricos” indica os tipos de aparelhagem que devem ser considerados dentro das definições para ensaios no concreto endurecido, padronizando corpos de prova que devem ser moldados e curados de acordo com a ABNT NBR 5738 – Moldagem e cura de corpos de prova.

A norma impõe que a determinação a resistência (f_c) é resultado da média de no mínimo dois corpos de prova de alturas similares provenientes da mesma betonada e curados sob a mesma condição.

Para determinação do módulo de elasticidade pode-se prever a resistência à compressão desde que o valor da tensão especificada pelo projetista seja de até 0,4 a idade de j dias (f_{ckj}). Nesse caso, a resistência a compressão efetiva ($f_{ckj,et}$) deve ser superior ao (f_{ckj}). Para indicar o módulo de elasticidade (E_{ci}) devem ser ensaiados três corpos de provas seguindo as etapas estipuladas na norma e sempre registrando as leituras de deformações com dias, altura, velocidade, e etc. Se no processo o ($f_{ckj,et}$) diferir do (f_c) em mais ou menos 20% os resultados das provas não são confiáveis.

Ao final devemos ter cinco testemunhos ou corpos de prova. Dois para definir a resistência a compressão e três para módulo de elasticidade. Conforme anexo A.2 caso não seja possível as realizações de ensaios com essa quantidade de testemunhos deve-se anotar as condições ensaiadas e registrar em relatórios técnicos as resistências obtidas.

Em relatórios de ensaio devem constar todos os dados estipulados pela norma no anexo A.7 tal qual os resultados determinando a resistência a compressão (f_c), o módulo de elasticidade (E_{ci}) e a determinação do módulo de deformação secante (E_{cs}). Podemos estimar o (E_{ci}) a partir do módulo de elasticidade dinâmico E_{cd} para concretos com E_{ci} entre 10 GPa e 60GPa.

De acordo com o ACI 318 a variação admissível é de 20%. Qualquer margem de erro menor ou igual a 10,5% entre E_{ci} e E_{cd} proporciona resultados menores que as taxas estabelecidas pelo ACI 318.

No anexo B da ABNT NBR 8522:2021 encontramos informações sobre impactos naturais e vibrações acústicas influenciam os corpos de prova referente ao E_{cd} . Para melhores esclarecimentos consulte a norma.

3.4.5 ACI 347.2R-05

A ACI347.2R-05 aborda a concepção de reescoramento em edifícios de pavimentos múltiplos, considerando que o dimensionamento das fôrmas e escoramentos é semelhante ao dimensionamento de qualquer outro elemento estrutural, com atenção especial às ações da fase construtiva, pois se trata de um elemento estrutural provisório. A sobrecarga de construção geralmente é aplicada à laje superior de concreto durante a concretagem, assumindo que esse carregamento será removido após a conclusão da concretagem.

No caso de haver carregamentos adicionais, como equipamentos ou materiais armazenados, em andares inferiores ou durante a construção, eles devem ser considerados.

Em escoramentos contínuos ao longo de pavimentos, os carregamentos calculados sobre as escoras serão acumulativos, a menos que as escoras sejam aliviadas e reposicionadas para permitir que uma estrutura escorada suporte seu próprio peso. A ACI 347.2R indica quatro fases típicas de construção e as cargas que operam em cada fase específica. Em um ciclo típico de construção para um edifício de concreto com pavimentos múltiplos moldados *in loco*, são utilizadas escoras e reescoras.

A primeira fase detalha a montagem do escoramento e da fôrma, seguida da concretagem do pavimento. A segunda fase envolve a remoção das escoras e da fôrma, permitindo que a estrutura se deforme e suporte seu próprio peso. A terceira fase contempla a retirada das reescoras no nível inferior e, por fim, a quarta fase indica a montagem das reescoras do pavimento aonde foi retirado o escoramento.

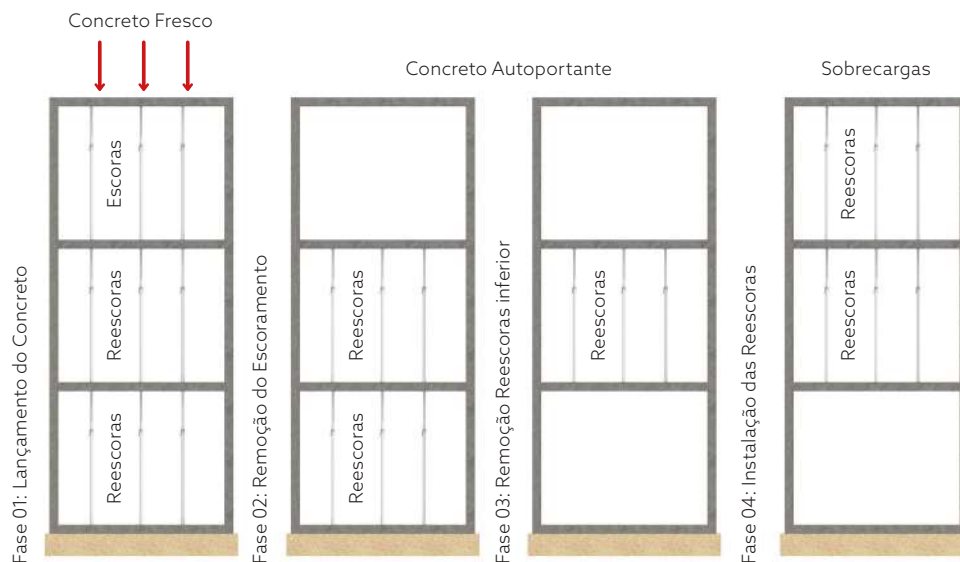


Imagem 121: Fase de construção típica para edifícios de concreto armado de múltiplos pavimentos conforme ACI347.2R-5

CAPÍTULO III

O ACI 347.2R se baseia no estudo do método simplificado de Grundy e Kabaila (1963). Nesse método, são simplificados resultados calculados de cargas de construção durante a edificação de edifícios de concreto com múltiplos andares, sob as seguintes premissas: as deformações das lajes de concreto são consideradas teóricas (retração e fluência do concreto não são consideradas), as escoras são consideradas infinitamente rígidas em relação às lajes suportadas, as composições são assumidas como uniformemente distribuídas, a fundação é considerada uniformemente suportada, e as cargas aplicadas ao sistema laje e fôrma são distribuídas entre as lajes de apoio de acordo com suas respectivas rigidezes à flexão.

3.5 Processo de Desforma

O processo de retirada dos equipamentos que sustentam uma estrutura, seja ela moldada *in loco* ou reescorada, deve seguir as condições de contorno estrutural especificadas para o perfeito funcionamento da estrutura. Por exemplo, a desforma de uma laje em balanço deve obedecer ao momento negativo e ao posicionamento da armadura da laje. A retirada dos dispositivos de escoramento deve ocorrer da extremidade do balanço em direção ao apoio, evitando assim esforços não previstos na estrutura que poderiam levar a uma patologia ou, em casos críticos, ao colapso devido a alterações na concepção estrutural inicial.

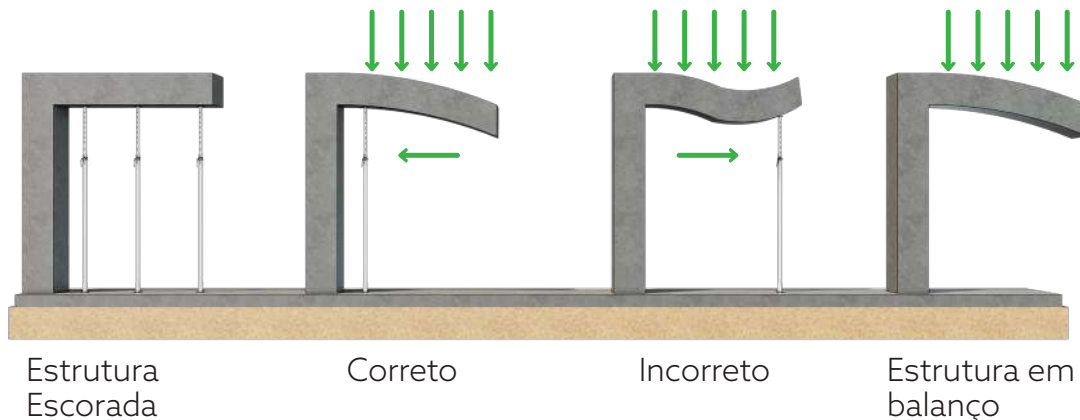


Imagem 122: Processo de desforma de uma laje em balanço

A imagem 4 ilustra o processo de desforma de uma laje em balanço, onde uma estrutura escorada mostra a retirada correta dos equipamentos provisórios na extremidade em direção ao apoio, contrastando com a forma indireta de retirada dos pontaletes. A retirada dos pontaletes do apoio em direção à extremidade resulta em momentos positivos na laje, para os quais ela não foi dimensionada ou preparada para receber carregamentos desta natureza, podendo causar patologias como trincas e fissuras que comprometem a vida útil da estrutura, e em casos extremos, levar ao colapso imediato.

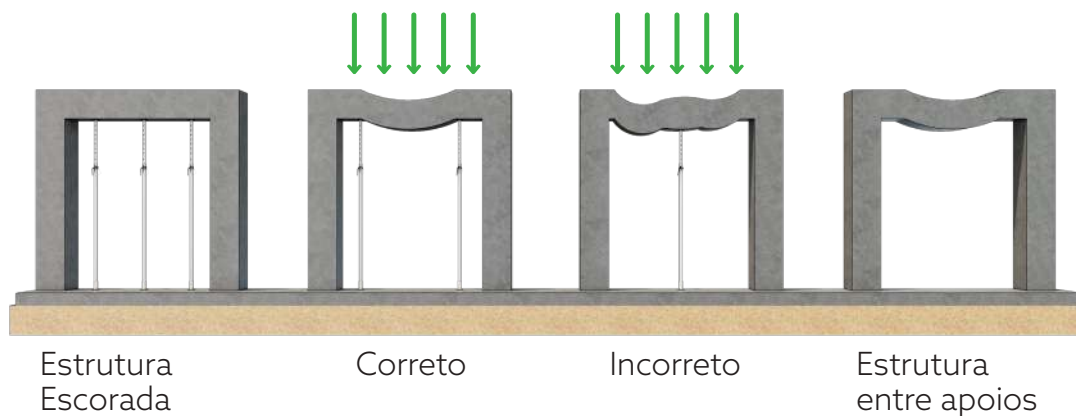


Imagem 123: Processo de desforma de uma laje entre apoios

A imagem 5 detalha o processo de desforma de uma laje entre pilares, com a configuração da estrutura seguindo o plano de desforma do centro da laje em direção aos apoios, mantendo o momento positivo predominante no meio do vão e evitando assim momentos negativos ou não previstos.



CAPÍTULO IV - FÔRMAS PARA CONCRETO

4. Fôrmas para concreto

4.1 Observações gerais

As fôrmas são estruturas temporárias fundamentais para moldar e suportar a pressão do concreto fresco, garantindo a integridade e resistência do material até que ele torne sua cura completa e capacidade autoportante. Essas estruturas podem ser confeccionadas em diferentes materiais, como madeira, metal ou uma combinação de ambos. Nesse capítulo mostraremos soluções e materiais para formar as estruturas de uma obra.

Essas são apenas algumas formas comuns de trabalhar com o concreto, a escolha correta dependerá das necessidades específicas do projeto, orçamento e durabilidade necessária, além de outros fatores importantes.

- **Fôrmas de madeira:** Amplamente utilizadas em obras para reproduzir elementos verticais e horizontais. Este método é o mais adequado para aplicações que não podem ser feitas com fôrmas moduladas, que tenham poucas reutilizações ou obras com cronograma alongado, onde locação de equipamentos teria um custo muito alto.
- **Fôrmas pré fabricadas:** Hoje temos diversas opções no mercado que proporcionam rapidez e pouca mão de obra, podem ser montadas *in loco* e produzem elementos uniformes para projetos repetitivos e de grande escala.
- **Fôrmas de PVC:** Usadas para criar pilares, bordas de jardins, caminhos ou terraços, hoje no mercado até mesmo para paredes. Fáceis de instalar e reutilizar, porém não possui alta resistência aos esforços.
- **Fôrmas de papelão:** Geralmente utilizadas para projetos temporários e de curto prazo onde a resistência não é crítica, após a resistência do concreto as fôrmas podem ser facilmente removidas e recicladas.
- **Fôrmas deslizantes:** Utilizadas para elementos verticais de grande extensão, esse tipo de fôrma permite que o concreto seja despejado continuamente enquanto a fôrma se move para cima a medida que o concreto enrijece.
- **Fôrmas metálicas:** Essas fôrmas são duráveis e usadas para projetos grandes ou onde é necessário maior resistência, precisão e bom acabamento.
- **Fôrmas de Poliestireno Expandido (EPS):** Mais recomendada para criar fôrmas de concreto isoladas como lajes de fundações ou pisos radiantes.

CAPÍTULO IV

Conforme mencionado anteriormente, a engenharia de materiais está constantemente em busca de equipamentos, materiais e compósitos que aprimorem a eficiência de transporte, manutenção e execução. No mercado de engenharia civil, surgem continuamente novas fôrmas feitas com outros materiais, como polímeros e combinados de materiais. Todos esses novos sistemas têm a mesma premissa fundamental: moldar e suportar a pressão do concreto fresco, garantindo estanqueidade e resistência até que o concreto se torne duradouro e com característica autoportante.

Cabe ao gestor da obra determinar qual equipamento apresenta a melhor relação custo-benefício para a solução estrutural e arquitetônica adotada. Entre as diversas metodologias de aplicação das fôrmas, serão destacadas algumas categorias para ilustrar a versatilidade de seu uso, com uma breve descrição de cada sistema.

É importante destacar que o universo das fôrmas não se limita apenas a pilares, paredes e vigas. As lajes de concreto também são moldadas e contidas. Sejam lajes planas, nervuradas ou com preenchimento, todas elas exigidas fôrmas vinculadas ao sistema de escoramento, trabalhando de maneira apropriada para absorver as cargas vindas da concretagem da laje e transferi-las para o sistema de escoramento.

4.2 Fôrmas de madeira

A madeira é uma escolha comum na construção civil devido a sua versatilidade, disponibilidade e facilidade no manuseio. As fôrmas são confeccionadas com chapa de compensado e tábuas ou sarrafos de madeira. A escolha da qualidade e da bitola das tábuas interferem no dimensionamento das fôrmas: quanto menor a resistência das tábuas, maiores a quantidade de peças para estruturá-la. O tipo de madeira também interfere na qualidade das fôrmas executadas. Hoje temos no mercado madeiras classificadas em duas categorias principais: as **coníferas**; também conhecidas como madeiras macias ou moles que possuem um crescimento rápido incluindo as da família dos pinheiros, pinhos ou pinos; e as **folhosas** conhecidas como madeiras duras que tem qualidade superior e são popularmente chamadas de madeira de lei. As madeiras duras têm um crescimento mais lento e incluem espécies como peroba, ipê, carvalho, cedro, entre outras.

Para a construção civil, é recomendado utilizar o cerne da madeira, que é a parte interna do tronco, em vez do alburno, que é a camada mais próxima da casca. Isso se deve ao fato de que o alburno é mais vulnerável a fungos e possui menor resistência, enquanto o cerne oferece maior durabilidade e resistência às intempéries e ações ambientais. Em resumo, a escolha adequada entre as categorias de madeiras é determinada por fatores como resistência, velocidade de crescimento e características da macroestrutura.

CAPÍTULO IV

Hoje podemos utilizar as fôrmas de madeira para todas as bases da estrutura em obra, veja:

- Na fundação



Imagem 124: Obra Thera Ibirapuera - São Paulo - fôrma de madeira para blocos de fundação

- Pilares e Vigas



Imagem 125: Obra Century Plaza - Distrito Federal - fôrma de madeira para vigas e pilares

CAPÍTULO IV

- Paredes e Lajes



Imagem 126: Obra Edifício Birmann - São Paulo - fôrma de madeira para lajes e vigas



Imagem 127: Obra museu do trabalho e do trabalhador - São Paulo - parede com madeira ripada

4.3 Fôrmas metálicas

As fôrmas metálicas têm experimentado um crescimento significativo no mercado da construção civil. Com os prazos de execução cada vez mais restritos e busca por maior produtividade aliada à redução da mão de obra, o gerenciamento e a industrialização dos equipamentos se tornaram obrigatórios. As fôrmas metálicas possibilitam serviços que incluem projeto e orientação de montagem, gerados em economia de tempo e mão de obra, tornando esse sistema uma escolha vantajosa.

O sistema de fôrmas metálicas é composto por painéis modulares com estrutura metálica (aço ou alumínio), revestidos com chapa compensada fenólica ou chapa de polietileno rebitado ao chassi metálico. Devido ao seu formato padronizado, a montagem dessas fôrmas é facilitada por meio de controles de conexão, alinhamento e prumo. Essas fôrmas oferecem maior agilidade na montagem, desmontagem e movimentação, além de proporcionar maior segurança, organização e limpeza nos canteiros de obras. Além disso, elas dispensam o trabalho de carpintaria e, dependendo da quantidade de ciclos de uso, podem ser mais econômicos.



Imagem 128: Obra Edifício Birmann - São Paulo - fôrmas metálicas para lajes - Topec® SH

CAPÍTULO IV

Hoje a SH tem no mercado três categorias de painéis modulares que compõem fôrmas metálicas:

- Painel Tekko® SH - modular de pequena área ou 40kN/m².
- Painel Concreform SH® - modular de grandes áreas ou 60kN/m².
- Painel Topec® SH - fôrma tipo deck, para lajes.

4.3.1 Fôrma metálica de 40 kN/m²

Os painéis de 40 kN/m² são ideais para pequenas áreas, variando suas dimensões conforme o fornecedor. Esses painéis apresentam o mais amplo campo de utilizações, desde pequenas estruturas como blocos e vigas, até grandiosas estruturas industriais podendo ser adaptado a qualquer elemento: blocos, pilares, paredes e vigas.

Na SH esse sistema é conhecido como fôrmas Tekko® SH e que apresentam dois tipos de furações, painel para paredes e painel para pilares.



Imagem 129: Painel Tekko® SH

As fôrmas metálicas Tekko® SH possuem furações diferentes para parede e pilar. A diferença entre elas está nas furações adicionais da estrutura e da chapa de compensado para passagem dos acessórios de ancoragem. Os painéis Tekko® SH pilar possibilitam ajustes para fôrmas de pilares, como a paginação de catavento, passando uma fôrma por outra, é possível fazer os fechamentos de cantos.



Imagem 130: Painel Tekko® SH pilar

As fôrmas de 40 kN/m^2 são de fácil manuseio, esse sistema pesa aproximadamente $0,49 \text{ kN/m}^2$, permitindo um índice de produtividade de $0,5 \text{ homem/hora/m}^2$ contra de $1,50 \text{ homem/hora/m}^2$ para fôrmas de madeira.

Dependendo dos cuidados de preservação, armazenagem e aplicação, os compensados plastificados de 12 mm rebitados na estrutura do painel, poderão ter seu ciclo de utilização de até 50 vezes.

4.3.2 Acessórios fôrma metálica 40 kN/m² SH

Os painéis sem acessórios não garantem a moldagem e estanqueidade. É necessário o conjunto de painéis e acessórios para garantir o perfeito funcionamento. O uso correto dos acessórios é o que permite o alinhamento, resistência e prumo dos painéis.

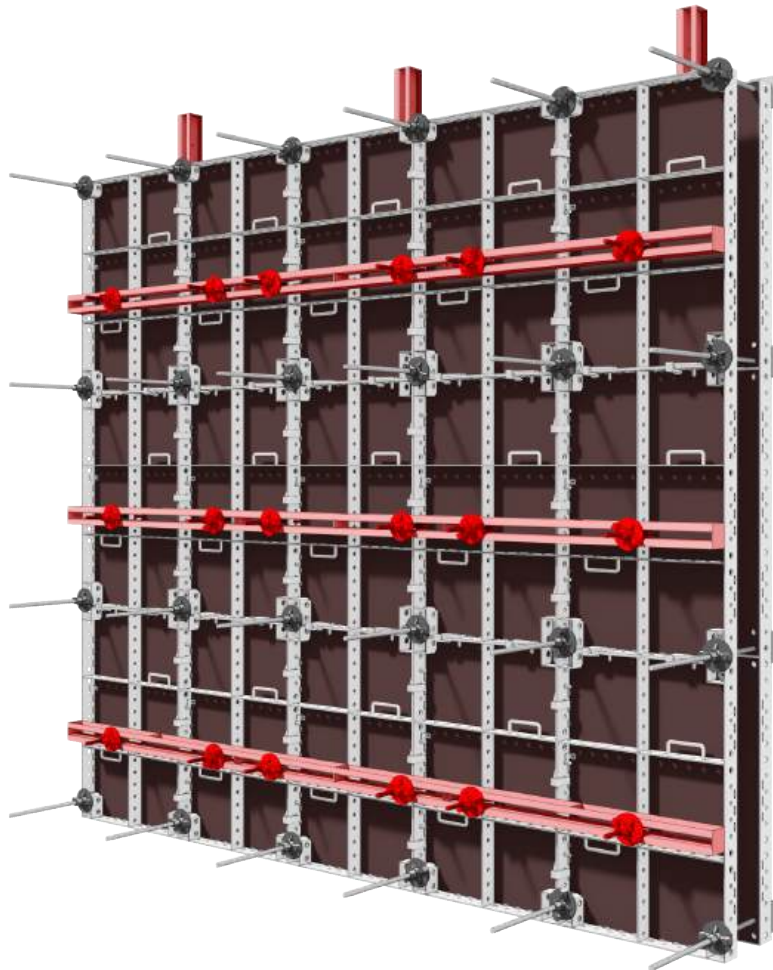


Imagem 131: Clips Tekko® SH e parafuso L reforçado

O clipe é constituído de chapa de metal dobrado com pino soldado, ele tem a função de junção dos painéis. Somente o clipe garante a segurança do conjunto e a utilização de outros acessórios para esse sistema.

Já o parafuso L reforçado SH, além de ser utilizado para fechamento de cantos externos, em paredes ou pilares, é usado também para fixação de garras tubulares e dos perfis “C” metálico para alinhamento do conjunto, conforme imagem 130. A ligação entre as duas faces da fôrma é feita por barras de ancoragem e porcas, evitando assim as altas cargas no estroncamento. Para esse conjunto de fôrmas

CAPÍTULO IV

só é possível o uso de barras de diâmetro de 5/8". A barra de ancoragem junto com a porca fornecida pela SH resiste a tração do empuxo do concreto de até 29,42 kN. É importante o estudo da pressão atuante na barra e a resistência que o material suporta. Para a desforma é necessário que a barra passante esteja protegida com um tubo de PVC rígido. Estes tubos servem para auxílio do espaçamento entre as laterais da fôrma (galgas).



Imagem 132: Tubo de PVC para concretagem

Os cantos são possíveis de serem feitos com precisão de 90°, a cantoneira interna 90 Tekko® SH desse sistema, possui 15 cm de largura e é utilizada para acabamento interno entre o encontro de duas paredes.

Já as cantoneiras externas 90 Tekko® SH podem ser usadas de várias formas, como:

- cantos externos;
- pilares;
- complementos de altura;
- arremates.



Imagem 133: Obra Ferrovia de Integração Oeste Leste - FIOl (lote 1) - Bahia

A Cantoneira “U” é a peça chave para realizar estruturas circulares ou curvas. Ela é usada entre duas fôrmas proporcionando a curvatura necessária do diâmetro do projeto. É presa nos painéis com clips e ancoragem. Seu alinhamento é feito apenas verticalmente quando usado mais de uma altura de painel. É ideal para bases circulares e muito usadas em reservatórios.



Imagem 134: Obra Apart Paraíso das Águas - Bahia

CAPÍTULO IV

Para que as fôrmas permaneçam no prumo usamos o aprumador 300 Tekko® SH ou adaptador para estronca encaixado em uma escora. Eles são fixados na estrutura do painel através de uma fenda na ponta superior na qual permite encaixe na estrutura do painel, sendo posteriormente pinado. Para a fixação do aprumador no piso é necessário deixar pedaços de madeira concretada ou fixá-las através de parabolts. O aprumador é utilizado apenas para garantir o prumo e não deverá ser usado para suportar cargas ou estroncar fôrmas.

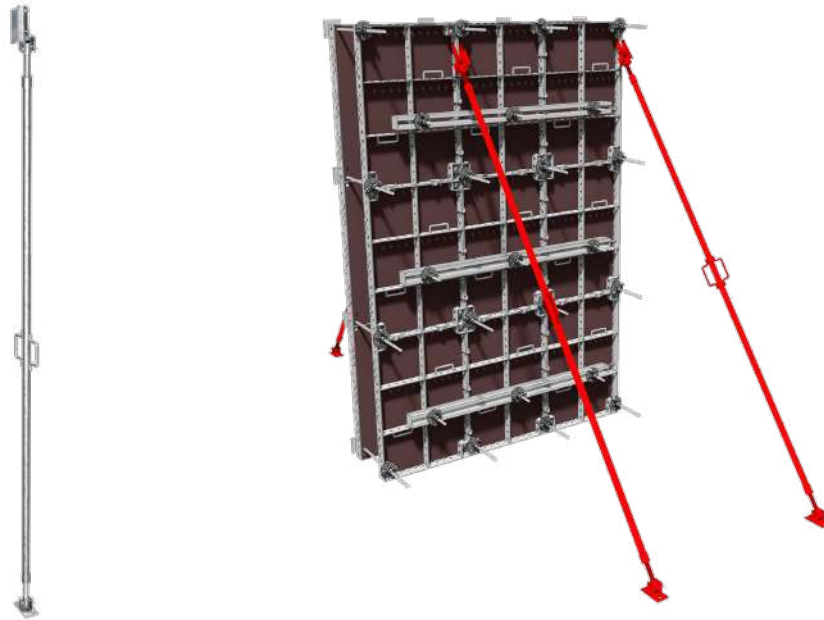


Imagem 135: Aprumador 300 Tekko® SH

A garra tubular Tekko® SH permite a fixação de tubos para alinhamento dos painéis, podendo ser fixado nas barras de ancoragem ou através do parafuso reforçado.

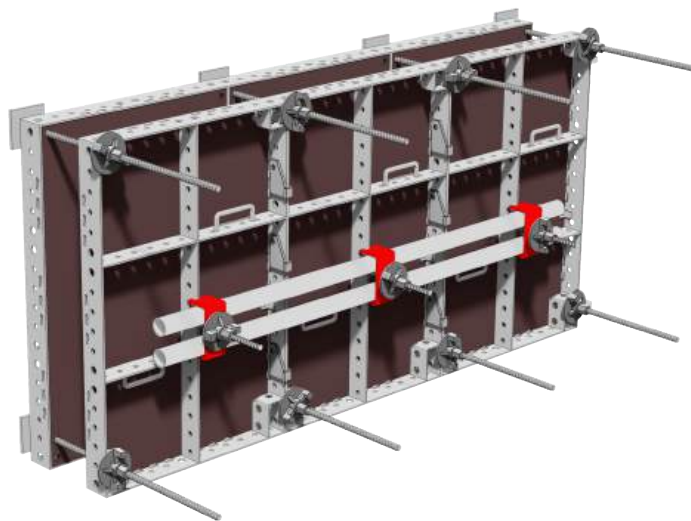


Imagem 136: Alinhamento de painéis por garra tubular Tekko® SH

CAPÍTULO IV

Os parafusos 1/2"x2" podem substituir os clips para união dos painéis, porém com conseqüente redução de produtividade. O uso de parafusos é recomendável somente para:

- Ligações que não serão desmontadas para transporte entre trechos (exemplo: painéis montados para movimentação com grua);
- Fôrma circular sem uso da Cantoneira U para permitir pequenos ângulos entre os painéis;
- Fixação dos painéis com arremates de madeiras.

O console de trabalho Tekko® SH é a ferramenta ideal área de trabalho acoplada na fôrma, ele é projetado para que facilite o acesso na concretagem. Fácil encaixe, ele permite que mais de um homem possa trabalhar em cima desde que esteja de acordo com a carga calculada para área de trabalho, ou que seja dimensionado para carga indicada.



Imagem 137: Console de trabalho Tekko® SH

O cone Tekko® SH, da linha Tekko® SH, é utilizado em substituição à barra de ancoragem tradicional, permitindo travar as fôrmas sem deixar furos visíveis nas paredes. Isso facilita o processo de impermeabilização da estrutura posteriormente.

Na parede onde o cone Tekko® SH é aplicado, uma barra de 5/8" ficará embutida no concreto. Após a concretagem, o cone pode ser retirado e reutilizado. A barra utilizada deve ser 6 cm mais curta que a espessura da parede, garantindo assim o cobrimento mínimo de 3 cm de concreto sobre as armaduras. O furo deixado pelo cone pode ser preenchido posteriormente, concluindo o acabamento da parede.

O cone Tekko® SH tem capacidade para suportar cargas de até 25 kN e é especialmente recomendado para obras que utilizam soluções especiais, como o uso de fôrmas trepantes, onde sua aplicação com a barra perdida facilita o avanço dessas fôrmas durante a concretagem.

Montagem dos painéis modulares de 40 kN/m²

a) Os painéis são posicionados e ligados com clips Tekko® SH. O acoplamento com clips permite deslocamento dos painéis a cada 5 cm.

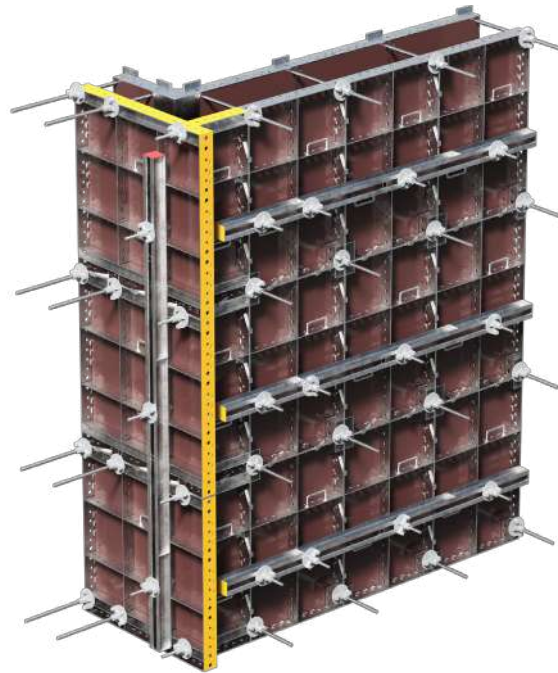


Imagem 138: Montagem de painel Tekko® SH

b) Os painéis podem ser montados em qualquer posição, seja em pé ou deitado, porém no primeiro nível de painéis deve ser observado a altura das porcas das barras de ancoragem para o nível do piso, isso porque, elas podem encostar no chão. Isto também é importante quando houver um arranque concretado junto do piso.

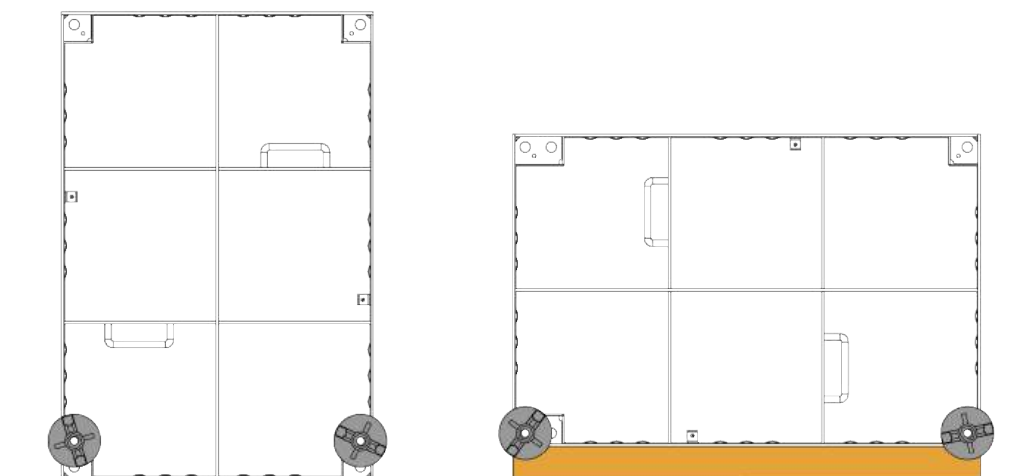


Imagem 139: Distância da porca para o piso

CAPÍTULO IV

c) Para cada junta entre dois painéis, seja na horizontal ou na vertical, são usados clips a cada 30 cm. Ou seja, um clips em cada vão entre as costelas do painel Tekko® SH.

d) Todos os painéis devem estar travados com ancoragem ou estronca nas indicações de furo para passagem de barra. Uma porca permite a ancoragem de 4 encontros de painéis.



Imagem 140: Painéis ancorados nos encontros

e) Após a união das fôrmas com clips e travamento, ou estroncamento, é necessário o alinhamento dos painéis na vertical e horizontal. Esse alinhamento é feito com perfil C metálico, fixado com parafuso L reforçado, ou garra tubular Tekko® SH com tubos metálicos. Não é necessário de fazer o alinhamento horizontal e vertical do mesmo lado da fôrma e nas duas faces, os alinhamentos podem ser feitos em uma face horizontal e outra vertical.

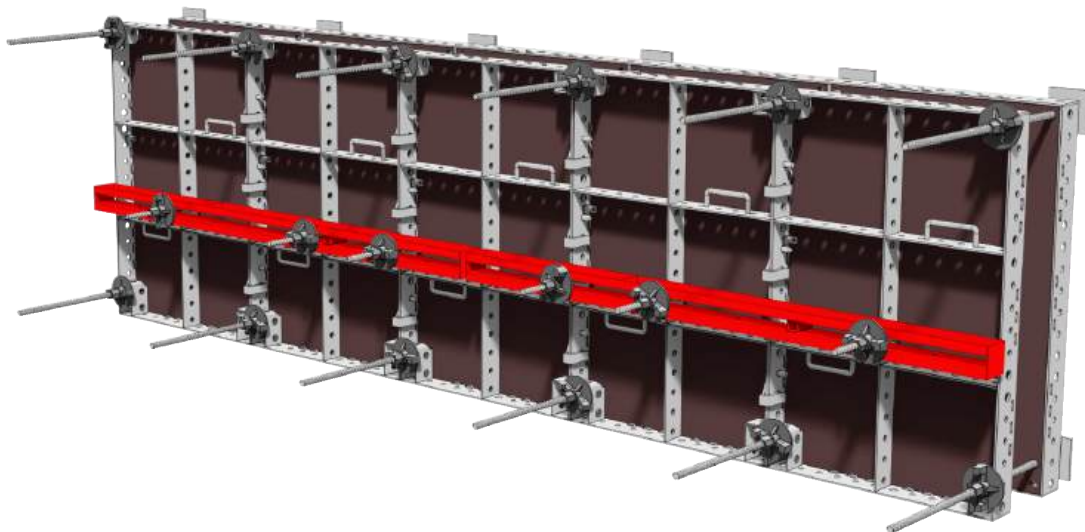


Imagem 141: Alinhamento painel Tekko® SH com perfis C e parafuso L reforçado.

CAPÍTULO IV

f) Para finalização da montagem, colocam-se os apuradores ou escoras com adaptadores.

4.3.3 Fôrma metálica de 60 kN/m²

Os painéis modulares de 60 kN/m² são de aço galvanizado contornado com perfil especial e forrado com compensado de madeira, apresentam grandes áreas que variam conforme o fornecedor. Os painéis da SH, além da elevada resistência aos empuxos do concreto, proporciona outra característica relevante: o autoalinhamento, através de seus acessórios alinham e unem os painéis simultaneamente.

Os painéis são disponíveis em larguras e alturas diferentes, no caso do sistema Concreform SH® são larguras de 30, 45, 60 e 70 cm, e alturas de 120, 150 e 270 cm. Nestas dimensões os painéis ainda podem ser movimentados manualmente, sem necessidade de grua ou guindaste.

Também existem painéis pilares, com furação múltipla, para soluções mais específicas.



Imagem 142: Painéis Concreform SH®

As fôrmas Concreform SH® são geralmente usadas em obras de grande porte, na qual precisam de um painel com maior resistência ou melhor acabamento. Porém, devido aos variados tamanhos dos painéis podem ser usadas em obras de qualquer amplitude.



Imagem 143: Obra Edifício Birmann - São Paulo

Os painéis de 60 kN/m^2 por possuírem maiores dimensões e menor quantidade de acessórios apresentam índices de produtividade que chegam a $0,3 \text{ homem/hora/m}^2$ e seu peso próprio é de aproximadamente $0,44 \text{ kN/m}^2$. O ideal para obter produtividade em obra é transportar as fôrmas em módulos compostos de 3 ou 4 painéis através de guindastes ou guas.



Imagem 144: Obra ampliação do sistema de abastecimento de Macapá - Amapá

4.3.4 Acessórios fôrma metálica 60 kN/m² SH

O grampo de alinhamento CF combina duas funções em um único acessório: unir os painéis e alinhar. O ajuste do grampo é feito através de rosca muito segura, mesmo com o uso do vibrador. Para cada emenda de dois painéis de 2,70 m de comprimento, são necessários 3 grampos de alinhamento.

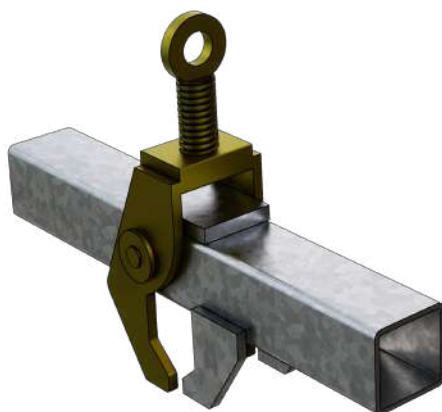


Imagem 145: Grampo de alinhamento CF - SH

O grampo ajustável CF é parecido com o grampo de alinhamento, porém suas funções são: prender arremates de até 15 cm, ligar painéis em dois níveis e prender complemento de altura.

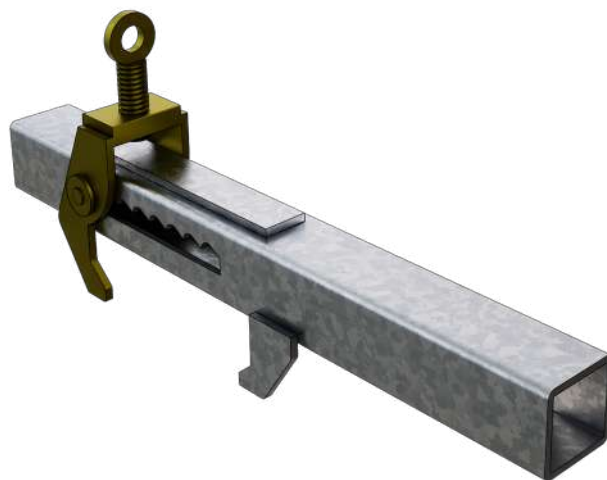


Imagem 146: Grampo ajustável CF - SH

Os arremates de madeira de até 15 cm podem ser presos com o grampo ajustável, mas, ainda assim, os painéis precisam receber a ancoragem, sendo ela feita através de barra ou estronca para garantir a estanqueidade da fôrma.

CAPÍTULO IV

Complementos de altura de até 40 cm, podem ser realizados em madeira e podemos usar os grampos ajustáveis CF SH para junção da madeira com os painéis. Em função da espessura do compensado e altura do arremate pode ser necessário estruturar o compensado com sarrafos.

Ao realizar a conexão de painéis em dois ou mais níveis, é importante prestar atenção no posicionamento dos grampos para garantir o correto alinhamento. O grampo deve sempre se apoiar nas costelas de dois painéis. Por esse motivo, quando um painel deitado for acoplado a um painel em pé, é necessário utilizar o grampo ajustável CF SH, somente ele tem o comprimento adequado para alcançar duas costas de painéis.



Imagem 147: Obra ETE Barra de Pojuca - Bahia

O sistema Concreform SH® possui dois tipos de grampos que permitem fechar cantos com encontro de fôrmas, são eles: grampo externo CF, que é utilizado para fechamento de cantos de paredes e pilares, podendo ser ajustado com madeira de 4 cm a 6 cm, nos dois sentidos.



Imagem 148: Grampo externo CF - SH

O grampo pilar CF tem a mesma função do grampo externo, ele permite fechamento de pilares e blocos com deslocamentos no grampo de 15 cm a 25 cm.



Imagem 149: Grampo pilar CF

Para o sistema Concreform SH®, temos dois tipos de aprumadores: o aprumador CF com garra dupla fixadas nas juntas de união de dois painéis, na parte superior e inferior. E o Aprumador 300 com garra CF que apruma em alturas maiores porém não possui duas garras. Ambos podem ser utilizados em qualquer ocasião e para alturas onde aprumadores não alcançam, é possível o prumo com escoras e adaptadores. Ambos são fixados na junta dos painéis e na base com distâncias suficientes de 1,50 m entre os aprumadores. Tanto nas faces externas quanto nas internas é possível o uso.

CAPÍTULO IV

Não devem ser usados em fôrmas sem ancoragem ou estroncas, pois não tem função de receber cargas.



Imagem 150: Aprumador CF com garra dupla

As cargas são direcionadas para as ancoragens: barra CF e porca CF. É possível receber cargas pontuais em cada barra de 58,84 kN. A barra de ancoragem desse sistema além de ser mais forte possui uma bitola maior de 3/4" de diâmetro e deve conter tubo de PVC dentro da concretagem, assim como a barra dos painéis anteriores. Para essa bitola de barra recomendamos o uso de tubo de PVC de 1" de diâmetro, ou 2,54 cm.

O sistema Concreform SH®, também permite a realização de cantos internos e externos com equipamento adequado, e além de cantos de 90° é possível cantos de ângulos diferentes com os cantos externos e internos articulados.

O canto interno possui 0,30 m de largura e é utilizado para acabamento interno entre duas paredes, permitindo a execução dos cantos em 90°. O canto interno articulado, possui 0,20 m de largura e permite ângulos de 79° a 283°. Já o canto externo articulado possui 0,12 m de largura e permite ângulos de 38° a 171°.



Imagem 151: Canto interno articulado - canto externo articulado - canto interno CF

CAPÍTULO IV

Para o Concreform SH® ainda possuímos outra opção grampo: o grampo de cunha CF. Esse grampo permite fazer a junção entre dois painéis trabalhando junto ou mesmo para substituir os grampos ajustáveis e de alinhamento. Geralmente é usado 3 grampos de cunha na junção de painéis de altura de 2,70 m, substituindo os grampos de alinhamento por um grampo de cunha é possível uma redução no custo no m² de fôrma.



Imagem 152: Grampo de cunha CF

Assim como a fôrma Tekko® SH, o sistema de Concreform SH® possui equipamento para estruturas curvas tais como: reservatórios circulares, bases, paredes curvas, entre outras formas orgânicas.

O equipamento possui junção de peças que facilitam a abertura do ângulo a ser realizado:

- Painel CF circular
- Perfil duplo CF circular
- Esticador com regulagem

Para auxílio na montagem e concretagem o sistema também possui um console de trabalho que possibilita a fixação nas próprias fôrmas. Console de trabalho CF e poste guarda corpo, essas duas peças podem ser usadas combinadas com espaçamento de até 2,50 m entre consoles com carga de trabalho limitado a 1,5 kN/m². Porém recomenda-se um espaçamento de 1,50 m entre consoles para facilitar a colocação das tábuas como piso da plataforma.



Imagem 153: Console de trabalho CF

CAPÍTULO IV

Como citado na descrição do material, esses painéis mais pesados e resistentes são indicados o uso de “jogos” com 3 ou 4 painéis já montados e movimentados através de guas. Esse equipamento possui um adaptador com alça para grua e içamento. Ele permite a movimentação mecânica e cada adaptador tem a capacidade máxima de suportar até 4.903 kN, ou seja, no máximo 20 m² de fôrmas podem ser levantados com 2 adaptadores para grua.



Imagem 154: Gancho para grua CF - SH

O Cone CF e Barra para Cone CF – SH possuem o mesmo emprego que o Tekko® SH (vide painéis de 40kN/m²) porém são mais resistentes, as cargas admissíveis são de 39,23 kN. Para esse sistema a rosca interna é de diâmetro de 3/4.

Montagem dos painéis modulares de 60 kN/m²

a) Iniciamos posicionando os painéis e os grampos de alinhamento, para cada junta vertical são necessários três grampos de alinhamento para altura de CF de 2,70 m. Os painéis podem ser montados com deslocamento nas alturas, mas para este caso os grampos não alinham pois precisam encostar nas costelas de estruturação do painel.



Imagem 155: Montagem Concreform SH®

CAPÍTULO IV

b) Para arremates de até 15 cm podemos utilizar os grampos ajustáveis. Se for preciso complemento de altura ou junção de painéis deitados e em pé, é também necessário o uso do grampo ajustável para garantir o alinhamento.



Imagem 156: Arremate com grampo ajustável CF - SH



Imagem 157: Obra Ceraçá Cooperativa - Paraná

c) Os painéis podem ser montados em pé ou deitados, porém se atentar para montagem quando o painel Concreform SH® estiver deitado, deve-se usar um sarrafo de arranque de no mínimo 2,5 cm para evitar que a porca CF não encoste no chão.

CAPÍTULO IV

d) Após a união dos painéis, alinhamento e atirantamento com barras, posicionamos os aprumadores e consoles.



Imagem 158: Montagem Concreform SH®

É sempre muito importante ter o acompanhamento de um técnico para validar a montagem e garantir que todas as peças estão sendo posicionadas corretamente. A equipe SH disponibiliza um assistente técnico para acompanhamento de todas as obras.



Imagem 159: Obra Residencial Laguna - Bahia

4.3.5 Fôrmas metálicas para vigas pré-moldadas

As vigas pré moldadas são componentes estruturais fabricados e transportados até o local de inserção das vigas, elas podem ser fabricadas *in loco*, ou seja, no próprio canteiro de obras ou em um galpão de fábrica com espaço para sua concretagem no chão. Quando falamos de fôrmas metálicas para moldes de vigas pré-moldadas, estamos falando sobre a fôrma da viga em si, podendo ser adaptada para diversos formatos e configurações da viga. Cada tipo de molde é projetado para atender requisitos de projetos, cargas e suporte. As fôrmas metálicas são normalmente duráveis e reutilizáveis permitindo a produção eficiente de vigas pré-moldadas.

O painel Concreform SH® (60 kN/m²) permite com os seus acessórios dar forma a vigas pré moldadas para viadutos e pontes.

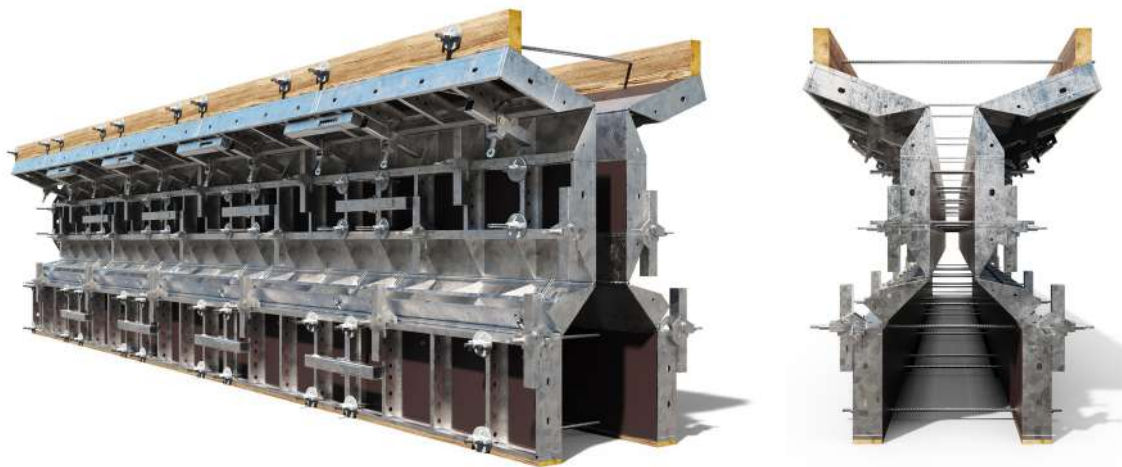


Imagem 160: Fôrmas Concreform SH® para vigas pré-moldadas

4.4 Fôrmas especiais

As fôrmas especiais para concreto armado são moldes fabricados utilizados na construção civil para criar elementos de concreto pré fabricados ou de fôrmas específicas para atender a um projeto. Essas fôrmas são produzidas em fábricas especializadas e contam com formatos especiais para atender a alguns tipos de estrutura:

- **Fôrmas de painel:** Utilizadas para produzir painéis de parede, tanto para edifícios comerciais como para residenciais;
- **Fôrmas de lajes:** Empregadas na produção de lajes pré fabricadas que podem ser utilizadas em pisos de edifícios;
- **Fôrmas de vigas e pilares:** Usadas para moldar vigas e pilares de concreto com formas orgânicas ou para uma série repetitiva.

CAPÍTULO IV

- **Fôrmas para elementos de fundação:** Projetada para criar elementos de fundação pré fabricados como: sapatas, blocos de coroamento, estacas, entre outros.

As fôrmas especiais fornecem diversas vantagens incluindo maior rapidez na obra, redução de custos, controle de qualidade e diminuição de resíduos. Além disso elas promovem padronização e precisão de dimensões dos elementos de concreto contribuindo para uniformidade.



Imagem 161: Fôrmas metálicas especiais para pilares do Monotrilho - São Paulo



Imagem 162: Pilares concretados, Monotrilho - São Paulo

As fôrmas de PVC na construção civil são utilizadas como moldes para o concreto, permitindo a criação de diferentes elementos estruturais e arquitetônicos. Essas fôrmas são feitas de policloreto de vinila (PVC), um material plástico durável e versátil. Aqui estão algumas das principais aplicações das fôrmas de PVC na construção civil:

- **Paredes de concreto:** As fôrmas PVC permitem a criação de paredes de concreto em sistemas construtivos como o de paredes de concreto moldadas *in loco*;
- **Painéis e placas de revestimento:** Podem ser usadas para moldar painéis de revestimento de concreto que são utilizados em fachadas de edifícios, muros de contenção, entre outros;
- **Lajes:** As fôrmas de PVC são empregadas na criação de lajes de concreto fornecendo um molde para a concretagem em variedades de espessuras e geometrias;
- **Vigas e colunas:** Para a construção de vigas e colunas de concreto, as fôrmas de PVC são utilizadas para moldar esses elementos com precisão, mas baixa resistência.
- **Elementos pré moldados:** O PVC também é usado na fabricação de elementos pré moldados de concreto como blocos, meios-fios, guias de calçadas, entre outros.

Oferecendo várias vantagens na construção civil, incluindo leveza, facilidade de manuseio, durabilidade, resistência à corrosão e reutilizabilidade. Além disso, elas podem ser fabricadas em uma variedade de tamanhos e formas para atender as necessidades específicas do projeto. No entanto, é importante considerar a aplicabilidade das fôrmas de PVC para cada projeto em particular, levando em conta fatores como baixa resistência a cargas, exposição a intempéries e requisitos de acabamento superficial.



Imagem 163: Fôrmas para concreto PVC

4.6 Fôrmas de papelão

As fôrmas de papelão para concreto são moldes temporários feitos de papelão resistente e revestidos internamente com materiais impermeáveis, como plástico ou cera, para moldar o concreto em uma forma desejada. Essas fôrmas são utilizadas na construção civil como uma alternativa econômica e sustentável às fôrmas tradicionais de madeira, metal ou plástico. Aqui estão algumas características e vantagens das fôrmas de papelão para concreto:

- **Leveza:** As fôrmas de papelão são muito mais leves do que as fôrmas tradicionais, o que facilita o transporte e o manuseio no canteiro de obras.
- **Custo acessível:** O papelão é um material barato e amplamente disponível, tornando as fôrmas de papelão uma opção econômica para projetos de construção com orçamento limitado.
- **Sustentabilidade:** O papelão é um material reciclável e biodegradável, o que o torna uma escolha ambientalmente amigável em comparação com materiais não renováveis, como o plástico ou o metal.
- **Facilidade de montagem:** As fôrmas de papelão podem ser facilmente cortadas e dobradas para criar formas personalizadas, adaptadas às necessidades específicas do projeto.
- **Descarte fácil:** Após o uso, as fôrmas de papelão podem ser recicladas ou descartadas de forma ecologicamente correta, eliminando a necessidade de armazenamento de fôrmas volumosas e pesadas no canteiro de obras.

Embora as fôrmas de papelão sejam adequadas para uma variedade de aplicações na construção civil, é importante considerar suas limitações, como resistência à água e à pressão do concreto. Em projetos que exigem fôrmas mais duráveis ou em condições ambientais adversas, fôrmas de materiais mais robustos podem ser mais apropriadas.

Na SH consideramos travamentos metálicos para pilares circulares que recebem fôrmas de papelão ou PVC;



Imagem 164: Obra Residencial Rossi Atlantida – Rio Grande do Sul

4.7 Fôrmas deslizantes

A fôrma deslizante é um sistema utilizado para obras com grandes estruturas verticais de concreto armado, com seções de dimensões contínuas ou de variações contínuas, permitindo uma concretagem rápida e sem interrupções.

É aplicada em estruturas como pilares, paredes, poços de elevadores, silos, reservatórios, chaminés, dentre outras estruturas verticais em obras como pontes, viadutos, barragens, metrô, plantas industriais e torres de telecomunicações. Dependendo do tipo de estrutura a ser executada, a partir de 6 metros de altura pode ser viável a utilização da fôrma deslizante.

O processo de execução das fôrmas deslizantes consiste, basicamente, no acúmulo de concreto fresco sobre o concreto em fase de endurecimento, pois o concreto quando exposto pela fôrma em ascensão está apto apenas a suportar o seu próprio peso.

As fôrmas são montadas de acordo com a geometria da estrutura, depois são fixados dispositivos estruturais e hidráulicos que possibilitam a movimentação da fôrma no sentido vertical ou horizontal. Para a montagem do sistema se faz necessário o uso de guias ou guindastes.

Um sistema de fôrmas deslizantes é composto, basicamente, por quatro elementos:

CAPÍTULO IV

- 1) Painéis que podem ser produzidos em madeiras e revestidos de chapa galvanizada, ou serem totalmente metálicos;
- 2) Guias ou cavaletes metálicos que fixam as fôrmas internas e externas garantindo assim a geometria da peça
- 3) Equipamento hidráulico para içamento e;
- 4) AndAIMES de serviço e de acabamentos fixados a fôrma ou nos cavaletes metálicos e elevados com o conjunto.

Os painéis são compatíveis com as dimensões da estrutura a ser executada. A rigidez do conjunto se dá por vigas horizontais fixadas aos painéis. Já a união entre os vários painéis ocorre por meio de cambotas (emendas das vigas horizontais) no caso de fôrmas de madeira ou com parafusos no caso de painéis metálicos. Os sistemas mais comuns disponíveis no mercado são:



Imagem 165: Fôrma deslizante com guias ou treliças

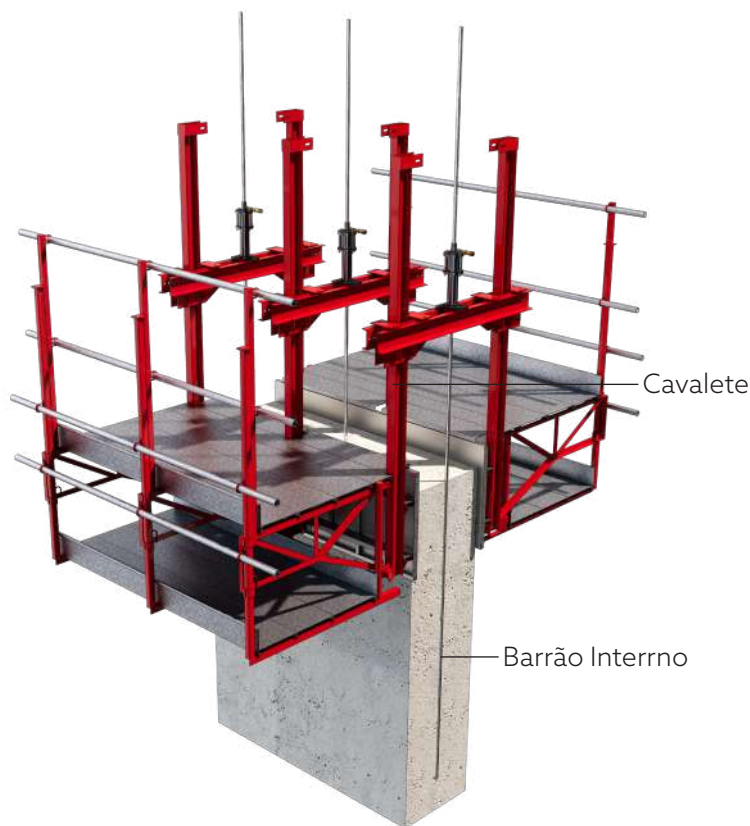


Imagem 166: Fôrma deslizante com cavalete, com barrão interno, ou sem treliças

Fôrma deslizante com guias

Solução para otimizar a execução de estruturas de concreto com grande concentração de armadura, como barragens, paredes com grandes espessuras e muros.

Além da utilização em superfícies verticais podem ser utilizadas em planos inclinados, necessitando ou não de peças especiais.

A distância das guias é definida pela dimensão dos painéis a serem utilizados de acordo com a geometria da estrutura.

Fôrma deslizante com cavaletes

Solução para otimizar a execução de estruturas de concreto com grandes alturas, como pilares, silos, chaminés e paredes.

A distância entre os cavaletes é definida pela dimensão dos painéis a serem utilizados de acordo com a geometria da estrutura. Normalmente, como um macaco hidráulico irá elevar tanto a fôrma interna como externa, a depender do peso, os cavaletes terão um espaçamento menor ou igual a 1,00 metro.

CAPÍTULO IV



Imagem 167: Obra UHE Salto Curucaca - Curitiba



Imagem 168: Obra UHE Salto Curucaca - Curitiba

CAPÍTULO IV

Para possibilitar a desforma no final do deslizamento, as guias são montadas com 1,50 a 2,50 metros acima da estrutura a ser deslizada. Para compor estes comprimentos as guias são unidas através de parafusos.

Para evitar o acúmulo de concreto na guia a mesma deve ser montada com a extremidade para cima, além de facilitar a montagem. As guias devem ser posicionadas com as peças de maior comprimento para o menor, entre elas são travadas tubos e braçadeiras.

Conforme a estrutura é deslizada pode ser necessário o uso de fôrma convencional ou trepante para o nivelamento do início do trecho a ser deslizado. Em relação ao apoio da guia na base, é necessário tomar alguns cuidados para evitar problemas durante o processo de deslizamento.

Vantagens

- A fôrma deslizante é uma solução mais rápida se comparada às fôrmas trepantes, pois estas só podem ser desformadas após a cura do concreto.
- O painel da fôrma deslizante pode ser metálico ou de madeira.
- O painel da fôrma deslizante tem até 1,20 metro de altura contra os painéis de mais de 2,00 metros de altura do sistema trepante.
- O acabamento é executado concomitantemente com o deslizamento da estrutura, eliminando o uso de andaimes para execução. Há necessidades de escadas de acesso.
- Possui sistema de içamento/deslizamento hidráulico através de macacos e bombas.
- A mecanização do sistema reduz a mão de obra envolvida no processo reduzindo custos.
- Ciclo de 24 horas ininterruptos proporcionando maior produtividade e reduzindo prazo de execução além de eliminar juntas de concretagem.
- Em condições normais de trabalho, como temperatura ambiente, condições meteorológicas e do traço do concreto, pode-se concretar de 6 a 8 metros de altura por dia.
- Devido à velocidade do sistema, é indicado para uso em obras com prazos apertados para execução.

4.8 Fôrmas de poliestireno expandido (EPS)

Uma forma comum de utilização do EPS (poliestireno expandido) no concreto é através do sistema de fôrma perdida, ou seja, a fôrma fica dentro do concreto. Comumente visto em execução de pilares onde há juntas de dilatação entre eles, ou algum elemento estrutural colado com cortinas, é usado o EPS como fôrma entre o elemento existente e o que ainda existirá.

Também são usados para obter texturas para fins arquitetônicos e na substituição de cerâmica entre lajotas de lajes pré fabricadas. Com ótima função de barreira térmica, as lajotas de EPS não quebram no transporte e podem ser adaptadas em obra.



Imagem 169: Fôrma e EPS

4.9 Fôrmas trepantes – Console de trabalho AS 240

O sistema de fôrmas trepantes, é um sistema integrado de fôrmas e andaimes de acesso. O console de trabalho AS240 possui elevada capacidade de carga e sua fácil utilização permite a montagem, desmontagem, ajustes e acabamentos em 3 níveis de utilização. Sua largura de 2,40 m garante capacidade de concretagem de grandes alturas, e proporciona grande economia a obra atendendo às normas de segurança para movimentação horizontal dos painéis. Os 3 níveis de plataforma de utilização possibilitam o acesso à armadura na plataforma superior e posteriormente à parede inferior concretada para acabamento e retirada dos elementos de apoio. Sua aplicação é indicada a uma vasta gama de estruturas, sendo executada através da metodologia trepante com o emprego de guias. Entre as aplicações estão as edificações, reservatórios elevados, barragens, PCH's, pilares de pontes com grandes alturas, entre outras situações. É compatível com todos os sistemas de fôrmas da SH, permitindo a execução com segurança de estruturas inclinadas com ou sem alteração do ângulo da parede, além de a execução de estruturas de seção variável. Suporta cargas de trabalho de até 3 kN/m² e suas ancoragens de constituição robusta permitem a sua aplicação em alturas onde o vento é fator crítico de segurança nos projetos.



Imagem 170: Console de Trabalho AS 240 - SH

CAPÍTULO IV

Utilizado em conjunto, principalmente com Concreform SH® e Multiform® SH, o console de trabalho AS 240 permite a movimentação das fôrmas em módulo, gerando alta produtividade na movimentação vertical de um nível para o próximo. Também proporciona segurança no trabalho em altura, devido à presença de guarda-corpo e plataforma adicional de trabalho na parte inferior.

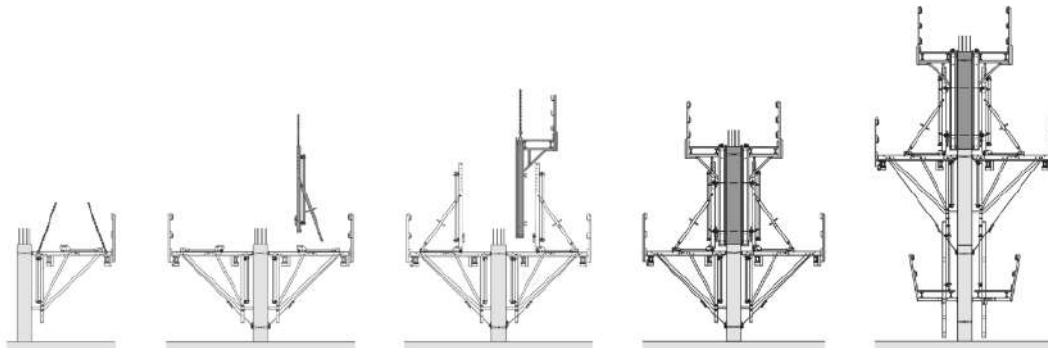


Imagem 171: Etapas de concretagem

A montagem do sistema pode ser feito no chão e içado através de grua, ou com suporte de mesa para que seja feito o ligamento de todas as peças e depois içado o conjunto no ponto a ser trabalhado.

A altura de concretagem é limitada a 4,50 metros, não é um sistema leve e a junção de todos os painéis com console pode chegar até 39,23 kN de peso próprio. Não é autoportante e é necessário uso de barras passantes. O apoio da área de trabalho é feita através de inserts chumbados no concreto e deve-se atentar a alguns cuidados: não permitir painéis sobrepostos e sempre ser verificado a trava no apoio antes do içamento.

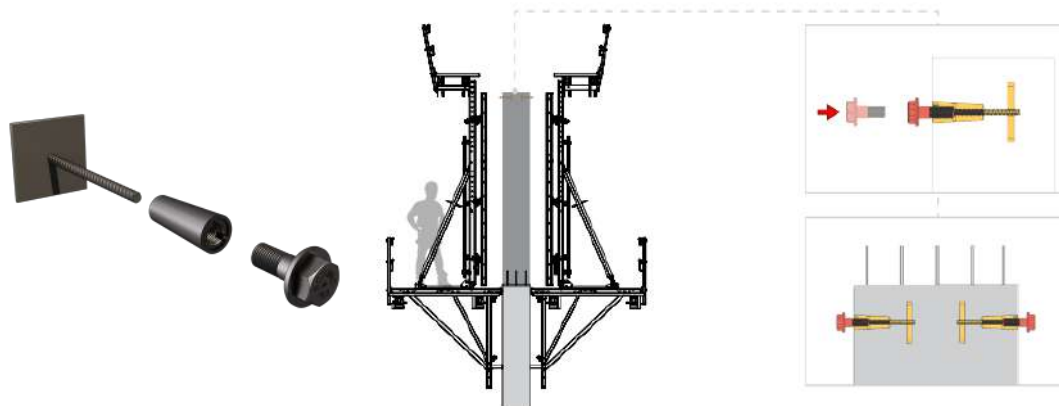


Imagem 172: Fixadores do console AS240 - SH

CAPÍTULO IV

Para que seja feito o melhor uso do equipamento é essencial definir:

- Planejamento das camadas;
- Tratamento das juntas;
- Procedimento de segurança na movimentação e concretagem;
- Plano de Içamento
- Acesso a plataforma de trabalho (geralmente feita pela laje de apoio).



Imagem 173: Obra Av. Dez de Dezembro - Paraná



CAPÍTULO V - FÔRMA PARA PILARES

5. Fôrma para Pilares

5.1 Observações gerais

Pilares são elementos estruturais verticais que suportam as cargas de uma construção, transferindo-as para o solo. Eles são fundamentais para estabilidade e integridade de edifícios, pontes e outras estruturas. Os pilares podem ser feitos de aço, concreto, madeira ou alvenaria, e são projetados para absorver cargas verticais e horizontais que atuam sobre ele. Além da função estrutural, os pilares podem ter valor estético e arquitetônico contribuindo para o design e aparência geral de uma construção.

Na execução dos pilares o estudo e a escolha da solução da fôrma podem garantir agilidade na montagem, entretanto, o exato dimensionamento é que garante a segurança e estanquidade.

5.2 Dimensionamento

5.2.1 Premissas do concreto

O concreto é um dos elementos fundamentais na construção civil em todo o mundo, sendo uma substância composta por água, cimento e agregados, que desempenha um papel crucial na indústria da construção. Com os avanços tecnológicos dos materiais e a incorporação de aditivos tem melhorado o seu manuseio e permitiu controle preciso da qualidade dessa mistura ou massa. Essa composição pode ser moldada de diversas maneiras e adaptada para uma ampla gama de aplicações por meio do uso de fôrmas ou moldes, até que o alcance da rigidez desejada e característica se torne autoportante.

Entre as características mais específicas do concreto, destaca-se o valor da resistência característica à compressão do concreto endurecido (f_{ck}). Esse valor pode ser determinado por meio de ensaios de especificações realizadas em laboratórios e representam a tensão máxima de resistência que o concreto pode atingir conforme especificado em um projeto. Além disso, o módulo de elasticidade do concreto (E_c) é outra propriedade que está relacionada à tensão e deformação resultante das cargas aplicadas à estrutura, e permite um melhor entendimento do comportamento da estrutura com relação a desforma e uso.

No entanto, durante a fase de construção, para fôrmas verticais, outras características do concreto tornam-se mais relevantes, especialmente para determinar a pressão exercida pelo concreto nas fôrmas. Essa pressão está associada a uma série de fatores, incluindo o peso específico do concreto, a velocidade de concretagem, a altura hidrostática, a consistência do concreto, tempo de pega, a vibração e a temperatura durante a concretagem. A norma NBR 15696, em seu anexo D, fornece detalhes específicos sobre como calcular essa

CAPÍTULO V

pressão nas fôrmas verticais e oferece recomendações para o dimensionamento adequado de estruturas de escoramento, reescoramento e escoramento remanescentes, bem como para as fôrmas usadas em estruturas de concreto.

5.2.2 Critérios de cálculos

Para determinar a pressão exercida pelo concreto (P_b), algumas premissas são definidas e verificadas na figura abaixo, apresentada no Anexo D da NBR 15696, em forma de diagrama. Essas premissas são claramente definidas da seguinte forma: o peso específico do concreto armado (γ) é estabelecido em **25 kN/m³**, a velocidade de concretagem não deve exceder **7,0 m/h**, o processo de resistência do concreto “cura”, deve ocorrer em um prazo máximo de 5 horas, a compactação do concreto é realizada por meio de vibração interna e o lançamento do concreto é feito a uma temperatura ambiente de **25 °C**. Quando há características diferentes das disposições como padrão, a especificação de cálculo da pressão exercida na fôrma é ajustada com a inclusão de coeficientes e modificações.

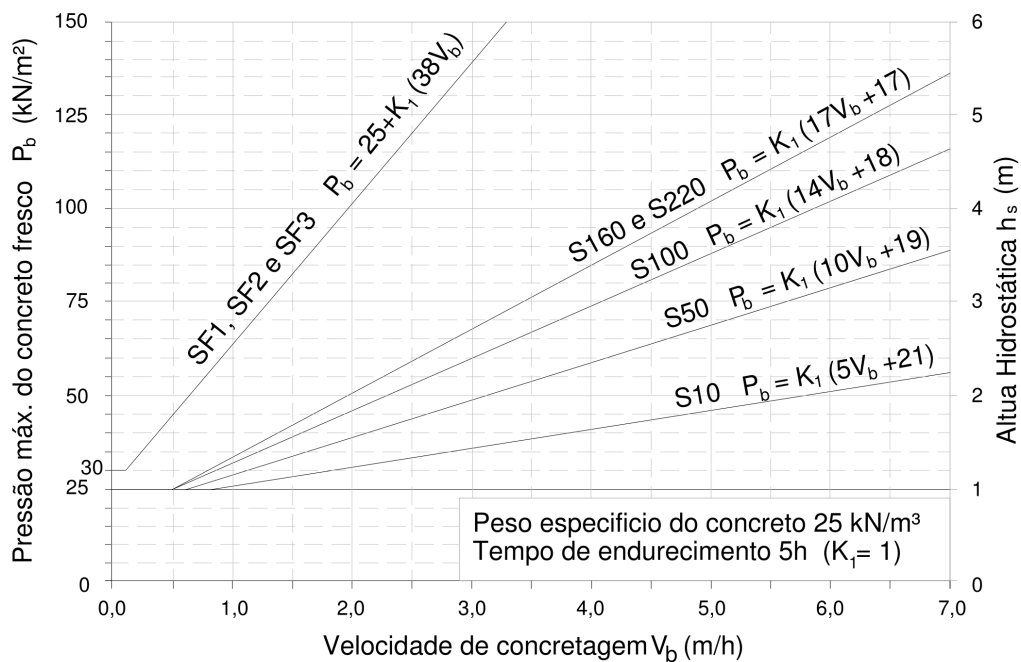


Imagem 174: Diagrama para determinação da pressão máxima do concreto fresco (P_b), NBR 15696, Anexo D.

5.2.3 Consistência do concreto

A consistência do concreto é uma característica que descreve sua facilidade de trabalho e sua fluidez. Quanto mais fluido o concreto, maior será a pressão exercida sobre a fôrma. Os concretos são classificados por sua consistência no estado fresco, determinada a partir do ensaio de abatimento “slump-test”, pela ABNT NBR NM 67 detalhado pela ANBR NBR 8953, e, no caso de concreto autoadensável, pelo método de espalhamento “slump-flow”, previsto na ABNT NBR 15823-1.

Tabela de Classes de consistência, NBR 15696

Classe de Consistência e Aparência		Abatimento ou Espalhamento (mm)
Concreto não Autoadensável		
S10	Rígida	$10 \leq \text{Abatimento} < 50$
S50	Plástica	$20 \leq \text{Abatimento} < 100$
S100	Muito Plástica	$100 \leq \text{Abatimento} < 160$
S160	Quase Fluída	$160 \leq \text{Abatimento} < 220$
S220	Fluída	$220 \leq \text{Abatimento}$
Concreto Autoadensável		
SF1	Fluída	$550 \leq \text{Espalhamento} < 650$
SF2		$660 \leq \text{Espalhamento} < 750$
SF3		$760 \leq \text{Espalhamento} \leq 850$

5.2.4 Velocidade de concretagem

A velocidade de concretagem (V_b) é definida pela relação entre a altura vertical da estrutura a ser concretada (como uma parede ou pilar) e o tempo necessário para concluir a operação, medido em horas. A unidade de medida da velocidade de concretagem é metros por hora (m/h).

Alterações na velocidade de concretagem podem influenciar significativamente o empuxo atuante sobre as fôrmas. Dependendo da vazão do equipamento utilizado, do processo de concretagem e do volume de concreto necessário, o tempo para preencher a fôrma pode ser muito curto, resultando em uma velocidade de concretagem mais alta. Nesses casos, é essencial realizar a concretagem em etapas, com intervalos suficientes para reduzir a velocidade sem que sejam longos demais a ponto de criar juntas frias entre as camadas.

5.2.5 Pressão do concreto fluido

O conceito de pressão exercida pelo concreto é semelhante ao que observamos ao avaliar a pressão hidrostática em uma piscina ou que um mergulhador enfrenta em águas profundas, quanto maior a coluna de líquido ou água acima do mergulhador, maior é a pressão sobre o corpo do mergulhador. Isso é calculado como produto da altura da coluna do fluido pelo peso específico do material. No entanto, no contexto em que estamos analisando, o fluido em questão é o concreto em sua fase fluida, e a coluna de líquido corresponde à altura hidrostática desse concreto.

Em condições normais e com as características padrão do concreto, a pressão que o concreto exerce sobre a fôrma aumenta linearmente à medida que é despejado, partindo do topo da fôrma para a sua base, até atingir um ponto de pressão máxima conhecido como altura hidrostática. Esse ponto máximo é aonde o concreto possui propriedades autoportantes e é capaz de resistir à pressão hidrostática da coluna de concreto (h_s).

Esta condição é apresentada abaixo, em que as setas mostram a distribuição de pressão onde é influenciada pelas características de resistência do concreto e conforme a classe de resistência estabelecida, até o limite de pressão determinado pela altura hidrostática. O traço pontilhado apresenta uma distribuição uniformemente variada onde a máxima pressão atuante é conhecida como peso específico do concreto (p) pelo produto da altura de concretagem (h), nenhuma representação de pressão deve ser superior a pressão gravitacional apresentada. Esta representação é reconhecida em algumas modalidades de execução de paredes e pilares:

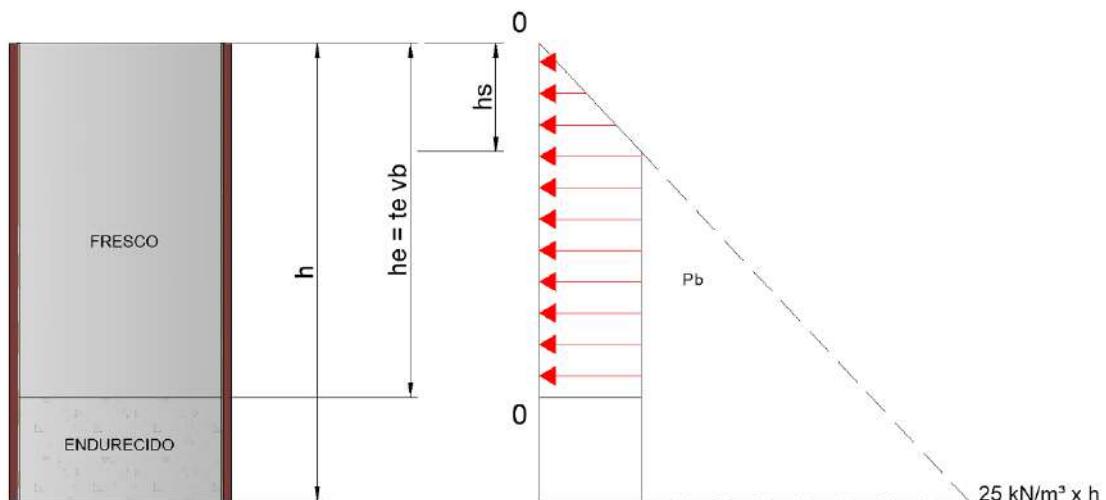


Imagem 175: Distribuição de pressão do concreto fluido em altura h

CAPÍTULO V

- Execução de pilares ou paredes de pequeno volume ou grande velocidade de concretagem, facilitando o preenchimento da fôrma, em tempo inferior ao indicado pelos padrões e critérios de cálculo no diagrama de determinação da pressão máxima do concreto fresco.
- Quando são adicionados componentes ou aditivos de retardadores de pega, que alteram a velocidade da ocorrência química de hidratação do clínquer¹ e, conseqüentemente, o tempo de resistência do concreto.
- Com o uso de concretos tecnológicos, como os autoadensáveis (AA), que, devido à sua alta plasticidade e trabalhabilidade, apresentam baixa consistência e prolongam o tempo de início de resistência, resultando em uma altura hidrostática maior do que a indicada no diagrama de determinação da pressão máxima do concreto fresco.

5.2.6 Aditivos retardadores de pega

Dentre os fatores apresentados que influenciam a pressão exercida pelo concreto fluido, o que tem o maior impacto é a utilização de aditivos que alteram a classe de consistência do concreto. Quando aditivos químicos são incorporados, aonde o tempo de endurecimento do concreto superior a 5 h, os valores de pressão do concreto obtidos a partir do diagrama de determinação da pressão máxima do concreto fresco precisam ser ajustados de acordo com o fator (k1) listado na tabela abaixo. É importante observar que esses fatores são aplicáveis a alturas de concretagem menores ou iguais a 10 m, e os valores intermediários podem ser por interpolados linearmente. No caso de estruturas que não se enquadram nas especificações da tabela, a pressão do concreto deve ser considerada como $P_b = \gamma h$.

Tabela de Aditivos – ABNT NBR 15696

Coeficiente K1			
Classes de Consistência	Tempo de Endurecimento		
	≤5h	10h	20h
S10	1,00	1,15	1,15
S50	1,00	1,25	1,80
S100	1,00	1,40	2,15
S160 e S220	1,00	1,70	3,10
SF1, SF2 e SF3	1,00	2,00	4,00

5.2.7 Temperatura

A temperatura do concreto influencia o tempo de cura e a pressão do concreto fluido. Quando a temperatura do concreto no momento da concretagem é inferior à temperatura ambiente e não são consideradas medidas de isolamento térmico, é necessário fazer ajustes na pressão e na altura hidrostática, dependendo da classe de consistência do concreto.

Para as classes de consistência S10 a S220, a pressão e a altura hidrostática devem ser aumentadas em 3% para cada aumento de 1°C na temperatura do concreto em relação à temperatura ambiente. No caso das classes de consistência SF1, SF2 e SF3, esses ajustes são significativos, com aumento de 5% na pressão e na altura hidrostática para cada redução de 1°C na temperatura do concreto em relação à temperatura ambiente.

É importante notar que não é permitido considerar a influência de temperaturas ambientes acima de 25°C para esses cálculos.

5.2.8 Vibração

A pressão do concreto fluido, conforme diagrama, vale para a profundidade da vibração na coluna hidrostática (hs) e compactação com vibradores por imersão. Para profundidades de vibração maiores e vibradores externos ou acoplados a fôrma, a pressão do concreto deve ser considerada como $P_b = \gamma h$.

Algumas medidas de segurança devem ser tomadas para evitar o aumento da pressão nas fôrmas:

- Vibrar camadas de concreto iguais ou inferiores a 15 cm, garantindo que as camadas inferiores não recebam a energia de vibração;
- O vibrador não deve entrar em contato com as armaduras ou com a fôrma, somente o concreto deve receber a energia de vibração;
- Evitar o uso prolongado do vibrador em apenas um ponto. A agulha do vibrador deve percorrer toda extensão de concretagem;

5.2.9 Cargas atuantes

As cargas aplicadas ao sistema contemplam tanto os equipamentos utilizados nas fôrmas quanto os suportes empregados no escoramento. Essas cargas consistem na consideração majorada do peso próprio dos elementos da estrutura de concreto que precisam ser sustentados, como lajes, vigas, paredes, entre outros, além dos componentes e equipamentos que compõem o sistema de fôrma ou o escoramento.

A sobrecarga de trabalho durante a fase de execução dos serviços de lançamento,

CAPÍTULO V

compactação e acabamento do concreto não deve ser inferior a **2,0 kN/m²**. É importante notar que esse valor deve ser calculado levando em consideração a carga estática total, que inclui as cargas permanentes atuantes, e não pode ser inferior a **4,0 kN/m²**.

Alguns dos carregamentos são específicos do processo construtivo, como as cargas de impacto, o lançamento do concreto sobre as fôrmas e o escoramento. A sobrecarga de lançamento de **2,0 kN/m²** leva em conta o lançamento do concreto sobre a face horizontal da fôrma, limitada a altura de 0,20 m acima do nível acabado. No caso de alturas superiores a 0,20 m, o cálculo deve prever sobrecargas adicionais, além dos efeitos causados por máquinas e equipamentos utilizados no lançamento do concreto.

Por fim, as cargas variáveis, como devido ao vento, devem ser tratadas de acordo com as diretrizes da ABNT NBR 6123, não podendo ser inferiores a **0,60 kN/m²**. Quando são utilizadas plataformas de trabalho, a sobrecarga de uso e ocupação não deve ser inferior a **1,50 kN/m²**.

5.3 Considerações de cargas – empuxo

A base para o dimensionamento de qualquer fôrma para pilar deve ser a carga, neste caso, o empuxo do concreto. O empuxo depende da altura do pilar e da velocidade da concretagem.

Para cálculo da carga de empuxo, é necessário obter:

- altura do pilar
- velocidade de concretagem ou empuxo máximo suportado pela fôrma
- consistência do concreto
- temperatura do concreto

Adotaremos como premissa:

Em estruturas de menor dimensão, o concreto é lançado em alta velocidade, o que impede o início do processo de pega. Dessa forma, para o cálculo do empuxo aplicado nas fôrmas do pilar exemplificado a seguir, consideraremos o empuxo gerado pela altura hidrostática total do pilar, representado por $\gamma \times h$, onde γ é o peso específico do concreto e h é a altura do pilar.

Estruturas que obedeçam a velocidade de concretagem de até 5m/h, devem ser dimensionadas conforme detalhamento dos itens anteriores.

CAPÍTULO V

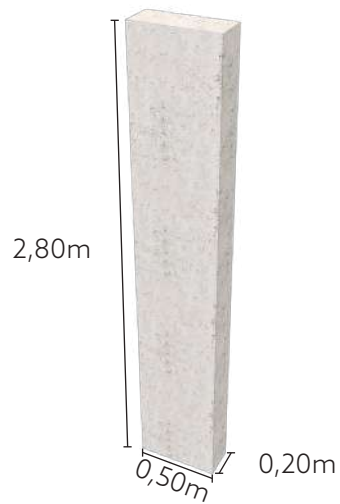


Imagem 176: Dimensões do pilar

Considerando a Equação 45, a seção de pilar será 0,20x0,50x2,80 m.

$$E = \gamma_c h$$

Equação 45

$$E = 25 \times 2,80 = 70 \text{ kN/m}^2$$

Com os resultados acima, podemos identificar na imagem:



Imagem 177: Pilar com dimensões, empuxo e altura hidrostática

A altura hidrostática, referente a equação 45, não possui alívio no topo da fôrma, o empuxo é considerado para toda a sua altura.

5.4 Fôrma de madeira para pilar

Desde o começo de uso do concreto armado são utilizados fôrmas para moldar as estruturas com objetivo de suportar cargas até que o concreto atinja a resistência prevista. O sistema de fôrma escolhido impacta na qualidade, prazo e custo do empreendimento.

Podendo ser considerado tábuas, sarrafos, cutelos com texturas e diferentes tipos de madeira, a fôrma escolhida deve ser estruturada para que suporte o empuxo máximo com referência no concreto escolhido e no modo de cálculo exemplificado no item 5.3 Considerações de carga - empuxo.



Imagem 178: Fôrma para pilar com sarrafo de cutelo e sarrafo chapado

- **Sarrafo chapado:** Facilita o reaproveitamento, é mais durável e resiste menos a flexão
- **Sarrafo de cutelo:** Maior resistência a flexão, porém tem um risco maior de danificar durante a desforma e no transporte.

Considerando sarrafo chapado de 50x25 mm e os resultados acima, podemos seguir com as mesmas considerações:

Exemplo:

Seção do pilar: 0,20x0,50x2,80 m

Espessura do compensado: 15 mm

Empuxo máximo: $P_b = 70 \text{ kN/m}^2$

Após escolher o compensado e sarrafo, deve-se dimensionar o espaçamento entre os sarrafos para atender duas condições: o vão-livre do compensado e o tipo de sarrafo pela flecha e momento admissível.

CAPÍTULO V

A resistência do compensado é definida pela geometria (espessura) e pelo material (tensão admissível):

Onde:

$$\sigma_{adm} = 11,63 \text{ MPa}^3$$

W = módulo resistente elástico

Para compensado de 0,63 m e 15 mm de espessura.

$$W = \frac{630 \times 15^2}{6} = 23.625 \text{ mm}^3 \quad \text{Equação 2}$$

$$M_{adm} = 23.625 \times 11,63 = 274.759,75 \text{ N.mm} = 0,27 \text{ kN.m} \quad \text{Equação 1}$$

O momento máximo atuante em uma peça biapoiada sujeita a uma carga igualmente distribuída pode ser calculada através da equação:

$$M_{atuante} = \frac{q L^2}{8} \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

q = carga distribuída

L = vão entre os dois apoios

Conhecendo o momento de flexão admissível, podemos calcular o vão máximo que o compensado vai resistir, invertendo a fórmula:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 M_{adm}}{q}} \quad \text{Equação 8}$$

Conforme nosso exemplo, vamos adotar a carga:

$$Q_M = 70 \text{ kN/m}^2 \times 1,00 \text{ m} = 70 \text{ kN/m}$$

$$Q_F = 70 \text{ kN/m} \text{ ou } 70 \text{ N.mm}$$

$$M_{adm} = 0,27 \text{ kN.m} \text{ (compensado } 15 \text{ mm} \times 0,63 \text{ m metro)}$$

E assim calcular o vão máximo permitido pela equação 8:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 0,27}{70}} = 0,18 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

³De acordo com a ABIMCI-Associação Brasileira de Indústria de Madeira Processada Mecanicamente. (Valor médio para um compensado de 15mm, com 5 lâminas, ensaiado perpendicularmente) – Passo a passo no Capítulo 1.2.5 - Compensado.

CAPÍTULO V

O vão máximo entre do compensado é dado por:

I = Momento de inércia

$$I = \frac{b h^3}{12} \quad \text{Equação 10}$$

$$I = \frac{630 \times 15^3}{12} = 177.187,50 \text{ mm}^4$$

Para verificar a rigidez, precisamos calcular o módulo de elasticidade característico, que é obtido pela equação da norma ABNT NBR7190:

$$E_{0,05} = 0,70 E_{c0} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

E_{c0} é o valor obtido através de ensaios, vamos adotar 69.331 kgf/cm² ou 6.799 MPa.⁴

$$E_{0,05} = 0,70 \times 6.799 = 4.759,30 \text{ MPa} \quad \text{Equação 11}$$

Em verificações de segurança, o módulo de elasticidade paralelo as fibras, deve ser analisado pelo valor efetivo calculado conforme equação 12.

$$E_{c0,ef} = k_{mod} E_{0,05} \quad \text{Equação 12}$$

$$E_{c0,ef} = 0,72 \times 4.759,30 = 3.426,70$$

Substituindo os valores na equação 14:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 3.426,70 \times 177.187,50}{2000 \times 70}} = 118,53 \text{ mm} = 0,11 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

O valor encontrado pelo critério do momento fletor foi de 0,18 m; e 0,11 m pela flecha, portando devemos usar o menor valor para execução do projeto, no caso o valor limitado pela flecha de 0,11 m.

Para maior face de pilar de 0,50 m com sarrafos de 50x25 mm deve-se formar um painel rígido, colocando um sarrafo em cada extremidade.

⁴De acordo com a ABIMCI-Associação Brasileira de Indústria de Madeira Processada Mecanicamente. (Valor médio para um compensado de 15mm, com 5 lâminas, ensaiado perpendicularmente) passo a passo Capítulo 1.2.5 Compensado.

CAPÍTULO V

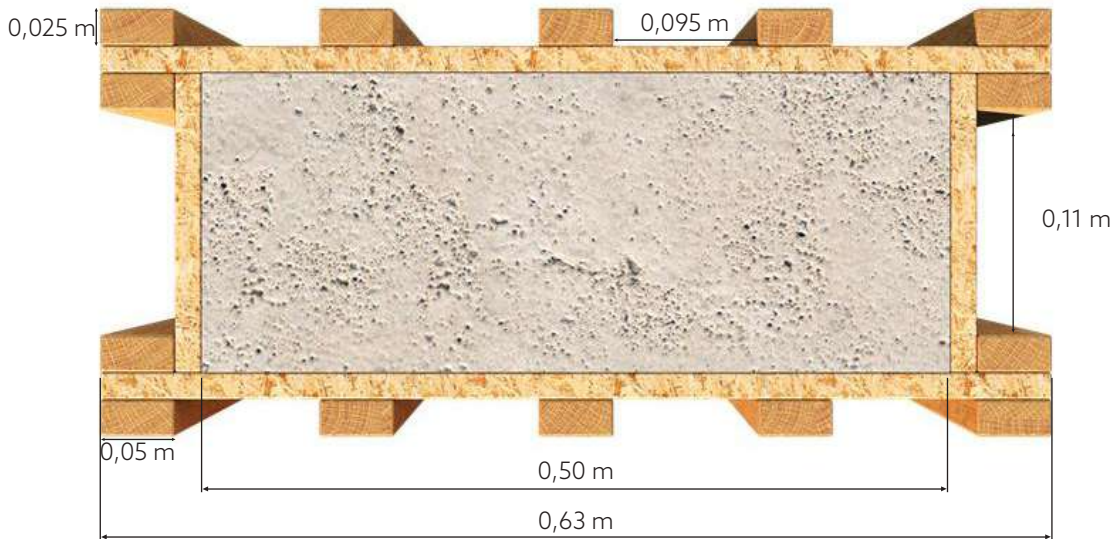


Imagem 179: Fôrma de madeira com posição de sarrafos para pilar

Na imagem acima podemos identificar o espaçamento adotado entre os sarrafos chapados de 0,095 m, para que fiquem distribuídos igualmente, conforme permitido pelo momento do compensado dentro da medida de 0,11 m.

Para descobrirmos a resistência do conjunto (sarrafo + compensado) adotaremos para o sarrafo chapado de 50x25 mm de madeira de classe C40, coníferas. Para verificar o cálculo passo a passo, veja o capítulo 2.2.2 Cálculo de madeira de estruturação, sarrafo 50x25 mm.

Para o conjunto de compensado e sarrafos podemos calcular os dados somando os momentos de todos os elementos e somando o produto de Módulo de Elasticidade com o Momento de Inércia ($E \times I$) de todos os elementos.

$$M_{\text{adm sarrafo}} = 0,06 \text{ kN.m} \times 5 = 0,30 \text{ kN.m}$$

$$I_{\text{sarrafo}} = 65.104,17 \text{ mm}^4$$

$$E_{\text{sarrafo}} = 9.800 \text{ MPa}$$

$$E \times I_{\text{sarrafo}} = 638.020.866 \text{ N.mm}^2$$

$$M_{\text{adm compensado}} = 0,27 \text{ kN.m} \text{ (compensado de 0,63 m de base e 15 mm de altura)}$$

$$I_{\text{compensado}} = 180.000 \text{ mm}^4$$

$$E_{\text{compensado}} = 3.426,70 \text{ MPa}$$

$$E \times I_{\text{compensado}} = 616.806.000 \text{ N.mm}^2$$

$$M_{\text{adm conjunto}} = 0,30 \text{ kN.m} + 0,27 \text{ kN.m} = 0,57 \text{ kN.m}$$

$$E \times I_{\text{conjunto}} = 1.254.826.866 \text{ N.mm}^2$$

5.5 Travamento com perfil metálico e ancoragem

Depois de calcular passo a passo a resistência e características da fôrma estruturada que dará forma ao nosso pilar, vamos dimensionar o travamento metálico para resistir a carga de empuxo também já calculado.

A grande vantagem da madeira é a flexibilidade de fazer o encontro do pilar com a viga, mas o travamento feito em madeira reduz a produtividade e aumenta o risco da fôrma romper. Existe um sistema muito versátil e seguro: a combinação do compensado estruturado (madeira) com travamento metálico (perfis metálicos e ancoragem com porcas). Além de seguro esse sistema de travamento evita tirar e recolocar pregos para abrir e fechar a fôrma, basta posicionar um sarrafo de pressão na fôrma para apoiar o compensado do lado menor.



Imagem 180: Obra Edifício Serenitá – Rio Grande do Sul

Algumas particularidades são importantes observar:

- O perfil deve ser vazado para permitir a passagem de barras de ancoragem.

CAPÍTULO V

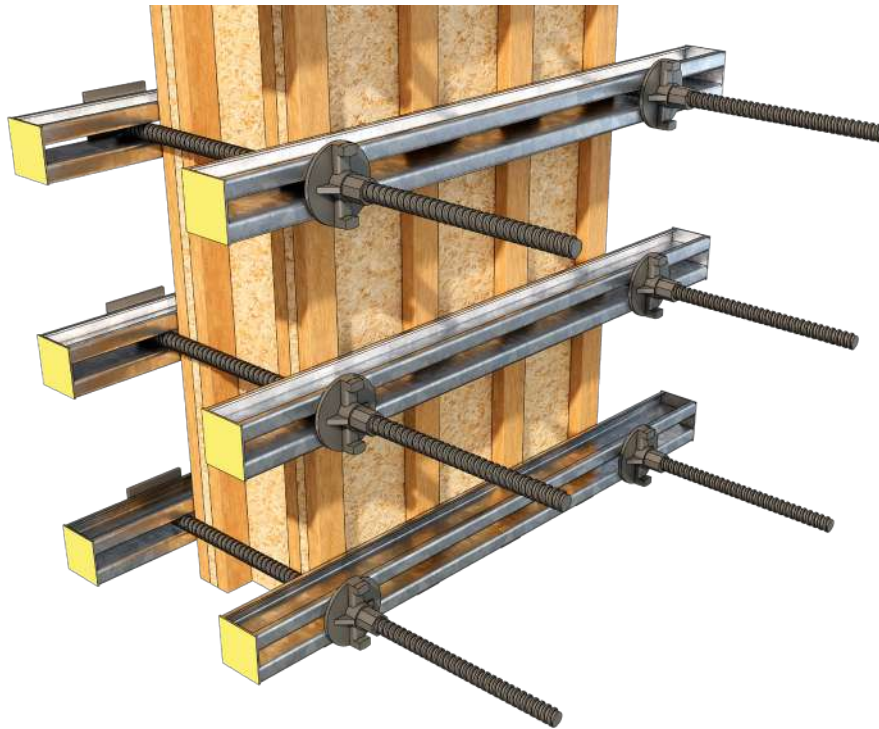


Imagem 181: Travamento de pilar

- Pilares com os dois lados maiores que 0,30 m precisam de travamento nos dois sentidos.



Imagem 182: Travamento de pilar em dois sentidos

CAPÍTULO V

- O perfil deve sobrar no mínimo 15 cm de cada lado da fôrma.

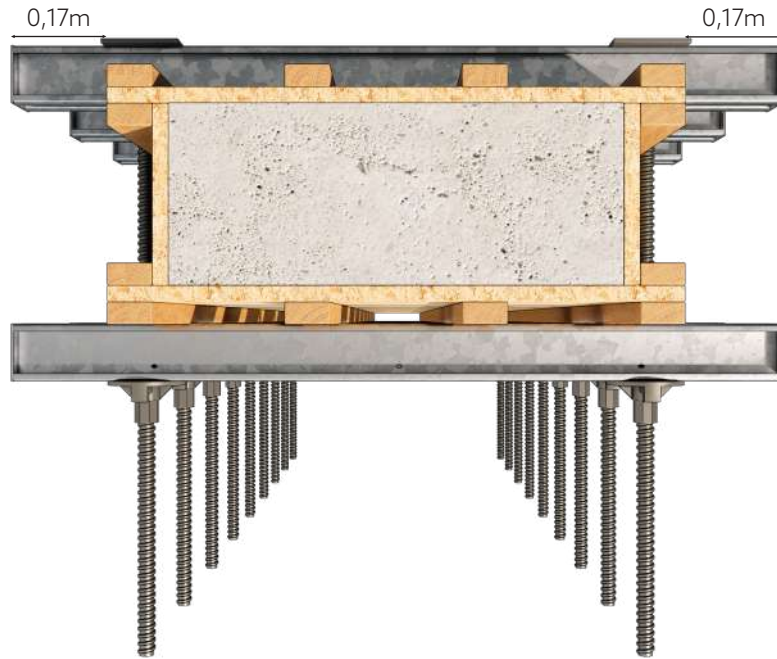


Imagem 183: Sobra de perfil no travamento

- Cada pilar leva habitualmente 3 estroncas de escoras ou aprumadores (verificar necessidade caso a caso de mais ou menos acessórios).

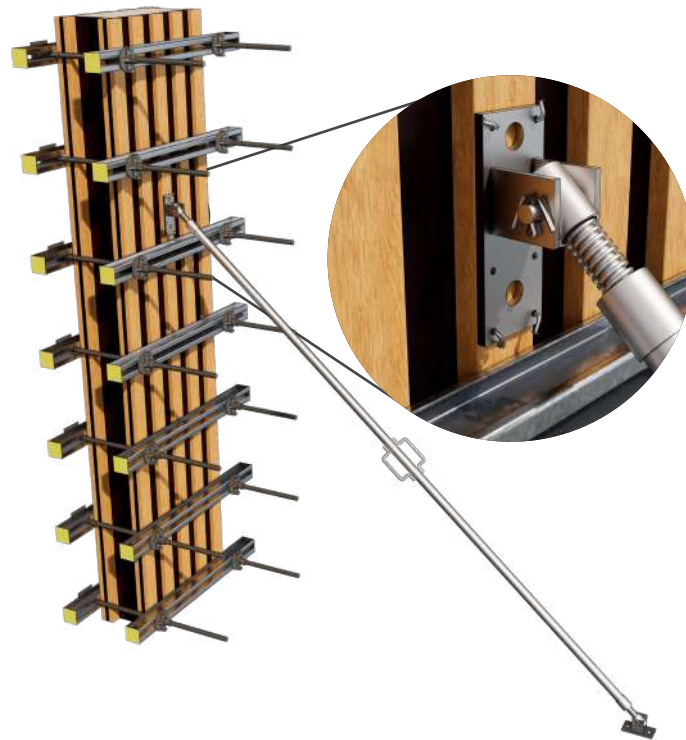


Imagem 184: Aprumador 300 pilar SH

5.5.1 Cálculo para dimensionamento do travamento

Como considerações, vamos utilizar os valores já obtidos nos tópicos anteriores:

Momento do compensado estruturado: 0,57 kN.m

(E x I) do compensado estruturado: 1.254.826.866 N.mm²

Além dessas informações vamos escolher o perfil metálico C7,5 SH para travamento.

Cálculo do vão do compensado estruturado - pelo momento

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 0,57}{70}} = 0,26 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Calculo do vão do compensado estruturado - pela deformação

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 1.254.826.266}{2000 \times 70}} = 150,98 \text{ mm} = 0,15 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

O compensado estruturado aguenta um espaçamento de 0,26 m pelo momento e 0,15 m pela flecha. Vamos sempre adotar o menor valor de resultado, nesse caso 0,15 m. Este cálculo é conservador, pois estamos adotando a mesma pressão de concreto fresco para toda altura do pilar.

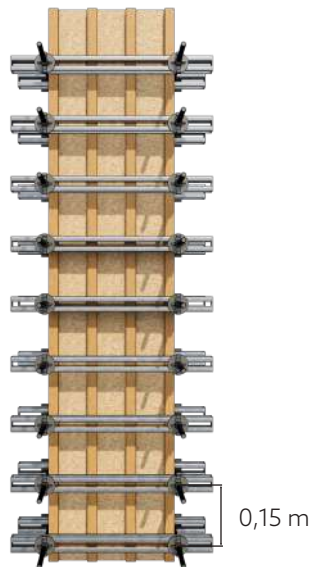


Imagem 185: Vão livre do compensado estruturado

CAPÍTULO V

Sendo assim, já temos a distância dos níveis de perfis metálicos para travamento do nosso pilar. Precisamos conferir a resistência deste perfil e a área de influência sobre ele.

5.5.2 Carga no perfil metálico - horizontal

Conferimos a situação do compensado trabalhando com as aberturas permitidas pelos cálculos, mas será que o perfil metálico usado aguenta esse espaçamento? Considerando o Perfil C-7,5 SH com as características abaixo:

E: 210.000 MPa

I : 553.300 mm⁴

Momento admissível: 2,02 kN.m

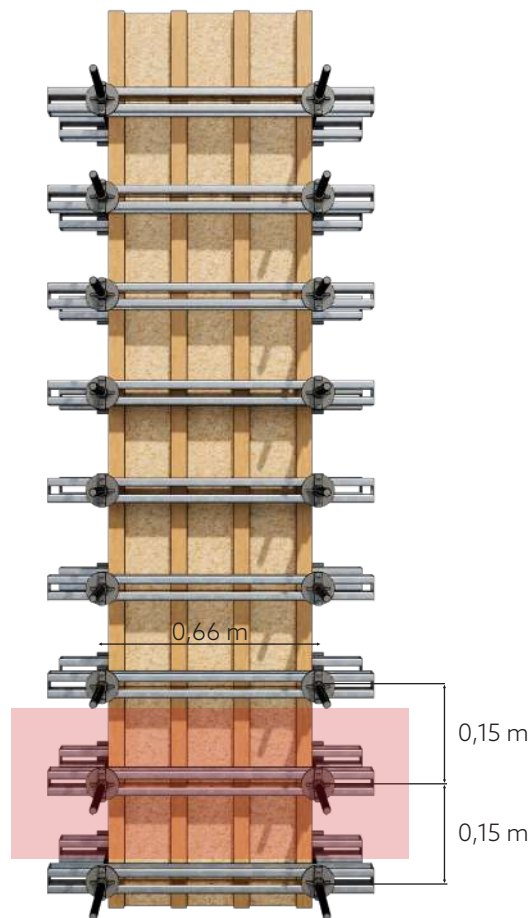


Imagem 186: Área de influência sobre o perfil

Podemos identificar na imagem 186 a área de influência da carga sobre nosso perfil:

$0,15 \times 70 = 10,50 \text{ kN/m}$ ou $10,50 \text{ N.mm}$

Cálculo do vão do perfil metálico C-7,5 pelo momento:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 2,02}{10,50}} = 1,24 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Cálculo do vão do perfil metálico C-7,5 pela flecha:

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 210.000 \times 553.300}{2000 \times 10,50}} = 1,285,57 \text{ mm} = 1,28 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

Obtivemos o valor de 1,24 m pelo momento e 1,28 m pela flecha. Nesse caso adotaremos o valor menor de 1,24 m. Ou seja, o espaçamento entre as ancoragens não pode ultrapassar 1,24 m. Mesmo assim, nossa barra esta locada a 0,66 m uma da outra, sendo suficiente para esta travamento. Portanto, mesmo que o perfil C-7,5 suporte o espaçamento de 1,24 m, iremos considerar 0,66 m.

5.5.3 Cálculo de carga da barra

Para conferirmos completamente todos os espaçamentos corretos aplicados no pilar, vamos avaliar o peso que está caindo nas barras de ancoragem. Seguindo a imagem 186, para as barras, vamos aplicar o mesmo valor de carga com influência de 0,15 m entre perfis: 10,50 kN/m.

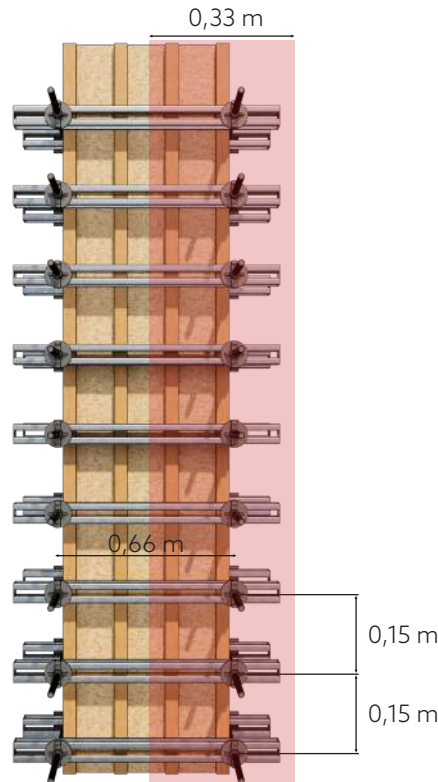


Imagem 187: Área de influência sobre a barra de ancoragem

Precisamos encontrar a carga pontual na barra, através da área de influência, sabendo que a carga de 10,50 kN/m por perfil, distribui metade a uma barra e metade para outra. Nesse caso,

$$0,66 \text{ m} / 2 = 0,33 \text{ m} \times 10,50 \text{ kN/m} = 3,47 \text{ kN}$$

Sendo assim, temos 3,47 kN de carga pontual agindo sobre cada ancoragem na linha do perfil.

A fim de comparação, abaixo tabela de cargas limites das barras da SH:

Ancoragem	
Barra de Ancoragem	30 kN
Barra CF	60 kN
Cone Tekko® SH	27,5 kN
Cone CF	60 kN
Parafuso L Reforçado	17 kN

5.6 Fôrma para pilares com painel modular

Existem vários sistemas de fôrmas metálicas que podem ser usados para pilares. Os mais usuais são de painéis metálicos para pilares que suportam 40 kN/m^2 ou 60 kN/m^2 . Essas fôrmas são mais rápidas na montagem, mas não possibilitam executar o encontro do pilar com a viga, isto devido ao tamanho padronizado e fixo dos painéis modulares. O maior ganho se obtém usando essas fôrmas para pilares solteiros, concretados antes das vigas, para este caso a fôrma pode ser montada mais alta do que a altura final do pilar, devendo ser desformada antes das montagens das fôrmas e escoramentos de vigas e lajes.



Imagem 188: Pilar com fôrmas Tekko® SH - 40 kN/m^2



Imagem 189: Pilar com fôrmas Concreform SH® - 60 kN/m^2

CAPÍTULO V

A pressão máxima do concreto fresco é encontrado pela Equação 45.

$$E = \gamma_c h \quad \text{Equação 45}$$

Sem limitação da velocidade de concretagem temos um limite de altura, a altura hidrostática, que pode ser concretada para não ultrapassar a resistência da fôrma:

$$40 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow h_s = 40 \text{ kN/m}^2 / 25 \text{ kN/m}^3 = 1,6 \text{ m}$$

$$60 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow h_s = 60 \text{ kN/m}^2 / 25 \text{ kN/m}^3 = 2,4 \text{ m}$$

Geralmente a fôrma é mais alta que a altura hidrostática, e nestes casos precisamos reduzir a velocidade de concretagem.

Não é fácil manter uma velocidade continua durante a concretagem, por isto a concretagem será feita em etapas. Nenhuma das etapas deve ultrapassar a altura hidrostática e a soma dos intervalos deve ser maior ou igual ao tempo mínimo em função da velocidade de concretagem.

Para 40 kN/m²:

Quantidade de etapas = altura / h_s = 3,0 m / 1,6 m = 1,88 à 2 etapas

Intervalo entre etapas: 2,22 horas

Para 60 kN/m²:

Quantidade de etapas = altura / h_s = 3,0 m / 2,4 m = 1,25 à 2 etapas

Intervalo entre etapas: 1,19 horas

Lembrando que os intervalos não devem ser mais que 3 horas, ou seja, menos que o tempo de endurecimento do concreto para garantir uma boa ligação do concreto das duas etapas.

CAPÍTULO V



Imagem 190: Obra - JK Square - São Paulo - Pilar desformato Concreform SH®

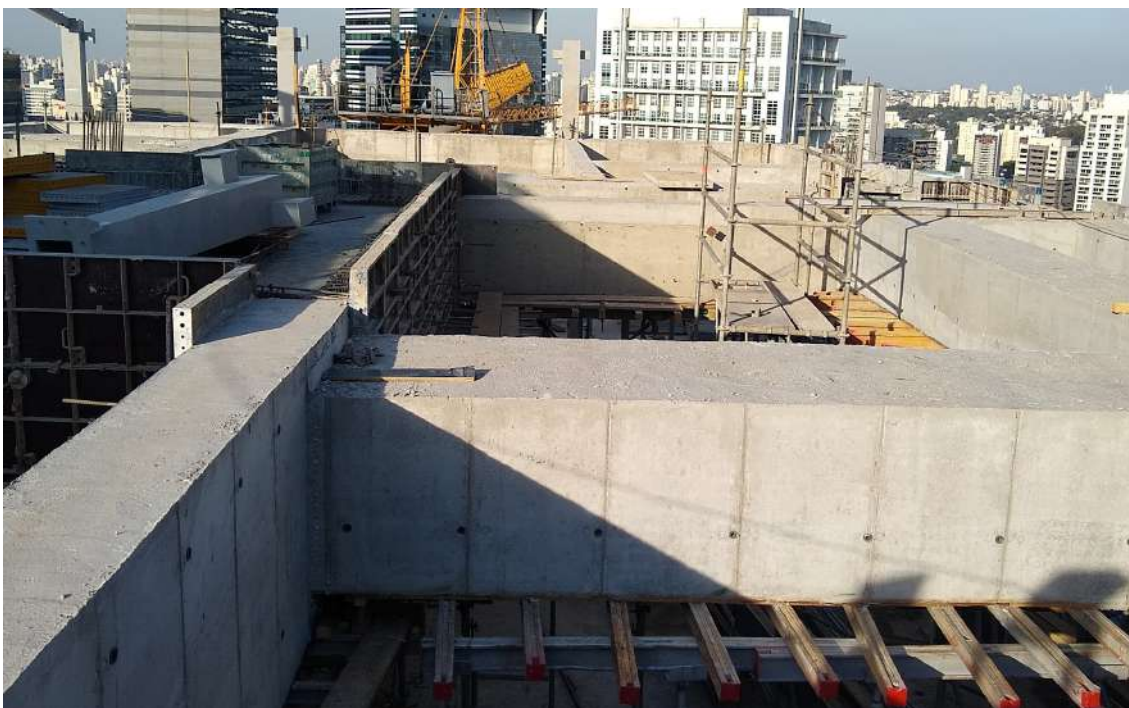


Imagem 191: Obra Parque da Cidade Gleba G - Vigas com desforma Tekko® SH - 40 kN/m²

O sistema Multiform® SH permite a execução de fôrmas para concretagens de pilares com grandes dimensões e altas cargas de empuxo. Podem ser concretados com faces retas de até 1,20 metro e circulares com estruturação de cambotas de madeira.

O sistema possui alguns acessórios capazes de permitirem modulações, fechamentos de cantos, içamentos de painéis e alta performance da execução. São perfis metálicos de aço duplo, unidos por conectores com momento admissível de aproximadamente 18,40 kN.

Os perfis MF trabalham junto com perfis SH20 que são de madeira e facilitam a junção do sistema de travamento junto ao compensado.



Imagem 192: Sistema Multiform® SH - Pilar

5.7.2 Acessórios MF

Componentes do Pilar MF

- A. Console MF com poste Guarda corpo
- B. Viga SH20
- C. Grampo SH20 MF
- D. Perfil MF12
- E. Conector de Perfil MF
- F. Alça de Grua MF
- G. Tensor MF
- H. Ângulo Exterior MF
- I. Barra de Ancoragem MF
- J. Conector 90° para Pilar MF

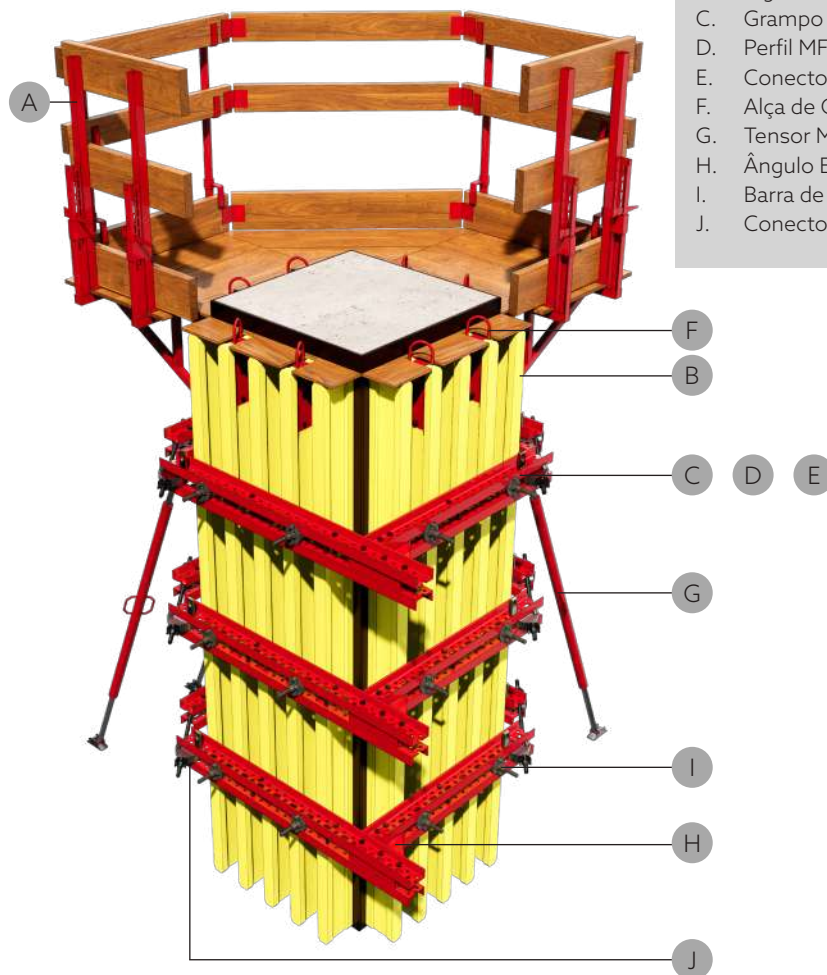


Imagem 193: Componentes Pilar MF - SH

A) Console MF com Poste Guarda-Corpo – Permite acesso ao topo do pilar para auxílio da concretagem. Ele é fixado na parte superior da viga SH20 por parafuso M 12 x 60 mm e na base com dois pregos de diâmetro Ø 4 x 40 mm. A montagem é feita deslizando o console pela extremidade do perfil SH20 e montado junto com o Poste Guarda-Corpo MF.



Imagem 194: Console de serviço MF - SH

CAPÍTULO V

B) Viga de madeira SH20 - A viga SH20 é usualmente inserida como vigamento secundário do pilar, é distribuída na vertical de acordo com o dimensionamento específico da estrutura que será tratado mais adiante. É fixada na perpendicular com o perfil Multiform® SH com o grampo SH20 MF.

C) Grampo SH20 MF – O grampo permite fixação das vigas junto ao perfil metálico.



Imagem 195: Perfil Multiform® SH duplo

D) O perfil Multiform® SH é o perfil principal do sistema Multiform® SH. Possui altura de 0,12 m e padrão de furação na alma que permite a montagem de perfis duplos e a ligação de diversos acessórios. O comprimento real do perfil é 12 mm menor que o comprimento nominal.

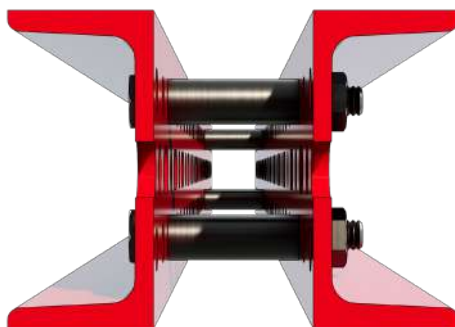


Imagem 196: Perfil Multiform® SH duplo

E) Conector de perfil MF – O conector de perfil MF faz a união entre perfis Multiform® SH mantendo-os afastados em 60 mm. Por padrão os perfis Multiform® SH devem ser usados na grande maioria dos casos ligados em pares com conectores de perfil MF e serão disponibilizados para uso nas unidades da SH já com a ligação pronta.

F) Alça de Grua MF – A peça usada no içamento dos painéis, é fixada na viga SH20 com os parafusos da alça de grua M16 x 60. A furação deve ter diâmetro de Ø 18mm e ser espaçada de 15 cm da extremidade da viga e entre furos. A movimentação deve ser feita içando cada metade do pilar separadamente. Respeitar o ângulo de 30° para os cabos no plano de içamento. São usadas duas alças de grua para cada metade do pilar.

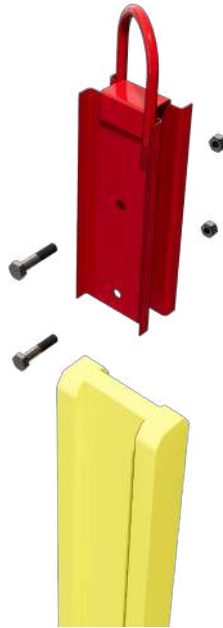


Imagem 197: Alça de Grua MF - SH

G) Tensor MF – Os tensores são utilizados como apuradores para fôrmas de paredes e pilares. Podem ser utilizados como diagonais de treliças compostas de perfis Multiform® SH. Para fixação nas fôrmas é usado o cabeçal básico do tensor MF que é encaixado no perfil Multiform® SH. Para fixação da base é utilizada a Base tensor MF. Os tensores suportam cargas de tração e compressão.

H) Ângulo Exterior MF – É utilizado para fazer o ângulo externo de 90° da ligação do perfil Multiform® SH. Comumente utilizado em pilares. Sua fixação é feita através de pino MF ou Cunha MF, barra de ancoragem e porca.



Imagem 198: Ângulo Exterior MF - SH

CAPÍTULO V

I) Barra de Ancoragem MF – A Barra de ancoragem é feita para ancorar o sistema MF.

J) Conector 90° para Pilar MF – É utilizado para unir os perfis Multiform® SH que compõe o pilar. Sua fixação é feita por parafusos.



Imagem 199: Conector 90° para Pilar MF - SH

5.7.3 Fôrmas circulares com painéis metálicos

As fôrmas circulares SH, podem ser utilizadas em 5 diâmetros diferentes de pilares: 1,00 m, 1,20 m, 1,40 m, 1,50 m e 1,60 m. Para cada diâmetro, existem 5 alturas diferentes de fôrmas: 2,00 m, 1,50 m, 1,00 m, 0,50 m e 0,25 m (as fôrmas de 0,25 m são geralmente utilizadas para apoio de 2ª etapa de concretagens).

As fôrmas são divididas em duas metades, unidas por parafusos sextavados 5/8" x 1.1/2" Aço ASTM A325, a cada 0,25 m nas abas laterais das fôrmas.

As fôrmas devem ser apuradas com apuradores 300. Existem 4 posições para encaixe do apurador, todas dispostas a 90°. Todas as fôrmas possuem duas alças para içamento e carga de trabalho admissível que variam de acordo com o diâmetro. A tabela no abaixo exhibe as pressões admissíveis.

Diâmetro (m) - D	Pressão admissível do painel (kN/m ²)
1,00	150
1,20	150
1,40	120
1,50	120
1,60	100

Tabela de resistência das fôrmas circulares SH



Imagem 200: Fôrma circular SH

CAPÍTULO V



Imagem 201: Obra JK Square – São Paulo – Fôrma Circular SH



Imagem 202: Obra JK Square – São Paulo – Desforma

Pilares com fôrmas de madeira ou mista

Para garantir a exata localização dos pilares indica-se o uso de gabarito (gastalho) em madeira fixado no piso para encaixe da fôrma. Nas fôrmas confeccionadas em madeira, os gastalhos, além de locar, atuam como gravatas de pé de pilar, e são responsáveis por conter o empuxo do concreto na parte inferior da fôrma. No sistema misto a primeira linha de perfil já é dimensionada para suportar o empuxo no pilar.



Imagem 203: Obra Edifício Birmann B32 - São Paulo - arranque de gastalhos



Imagem 204: Obra Passarela Park Prime - Mato Grosso do Sul - gabarito de arranque

Pilares com fôrmas metálicas

Em pilares, as fôrmas são montadas em pé, mas se por necessidade de projeto, são usadas deitadas, atentar-se para o espaçamento da primeira furação da fôrma para o chão. Deve-se ter altura de 2,5 cm da base para o início da porca.

5.9 Soluções para prumo

O prumo nas fôrmas dos pilares pode ser verificado através do uso do fio de prumo, que é posicionado no topo da fôrma e observado se seu peso está tangenciando a face da fôrma. Confirmando o prumo, são fixadas réguas inclinadas (sarrafos), do topo do pilar ao chão.

O prumo com sarrafo inclinado é bastante utilizado para pilares em madeira ou pilares mistos (madeira com travamento metálico) e deve ser posicionado nas 4 faces dos pilares.

Para pilares executados com fôrma metálica, geralmente, as empresas fornecedoras apresentam soluções para prumo. Uma das soluções é o uso de escoras metálicas inclinadas adaptadas com peças que permitem a perfeita fixação com o chassi da fôrma. Esse tipo de sistema somente empurra a fôrmas, e são necessários no mínimo 4 escoras para ajustar o prumo no pilar.



Imagem 205: Obra Edifício Birmann B32 - São Paulo - prumo e escoramento para pilar inclinado

CAPÍTULO V

Aprumadores mais modernos e aconselháveis para uso são os que permitem empurrar e puxar a fôrma do pilar. Com o uso do sistema empurra e puxa são necessários somente dois aprumadores por pilar. No mercado, encontra-se aprumadores duplos (duplo braço) ou aprumadores simples (único braço). Os dois apresentam a mesma finalidade, porém os aprumadores duplos permitem o ajuste na parte inferior da fôrma e geralmente são utilizados para fôrmas de grandes áreas. Na SH, fornecemos os aprumadores compatíveis com todos os sistemas, sendo eles travamentos metálicos ou fôrmas metálicas.

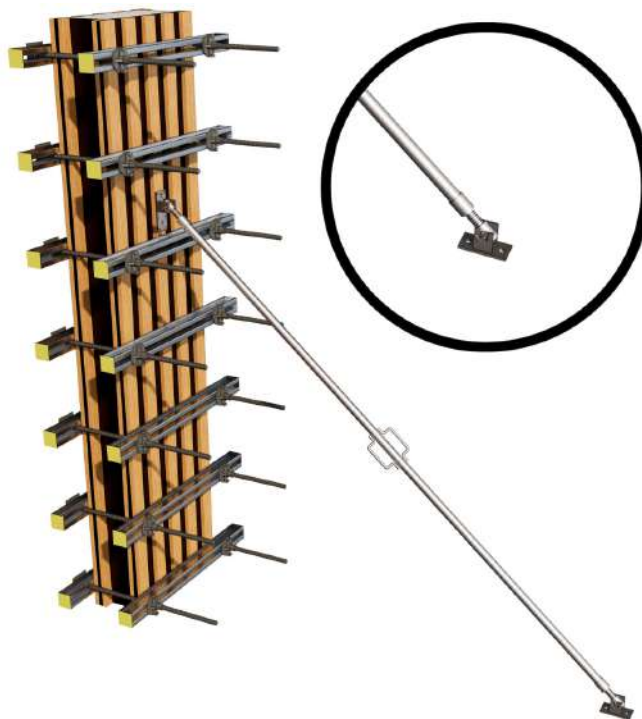


Imagem 206: Aprumador 300 SH pilar

A carga horizontal da fôrma, quando é transmitida para escoras ou estroncas inclinadas, gera também uma carga vertical. Por isto em situações de pilares estroncados contra uma parede a fôrma precisa ser fixado no chão para não se levantar.

5.10 Casos especiais

5.10.1 Pilar contra-parede

O pilar contra-parede geralmente apresenta fôrma em apenas 3 faces. Quando realizado com fôrma metálica necessita de barras passantes para assegurar que a fôrma não se abra na concretagem, caso não seja possível, pode ser feito com estroncas de madeira ou escoras metálicas. Também podem ser considerados fôrmas de madeira com travamento metálico se for possível a barra passante.

CAPÍTULO V



Imagem 207: Travamento de pilar com fôrmas metálicas e com fôrma mista



Imagem 208: Obra JK Square – São Paulo – Pilar dentro da parede

CAPÍTULO V

5.10.2 Pilar parede

O pilar parede é um sistema estrutural onde o pilar fica “dentro” da parede ou é propriamente uma parede com função estrutural. Em muitas construções modernas, especialmente em prédios comerciais e residenciais de vários andares, os pilares são posicionados dentro das paredes para otimizar o espaço e proporcionar uma estética mais limpa e contínua aos ambientes. Um exemplo desse tipo de pilar são os pilares de poço do elevador.



Imagem 209: Obra JK Square - São Paulo - pilar parede

5.10.3 Pilar inclinado

Um pilar inclinado é uma estrutura vertical de suporte que não está perfeitamente vertical, mas em vez disso, tem uma inclinação em relação à posição vertical. Essa inclinação pode ser projetada por razões estéticas, funcionais ou estruturais.

- **Estética:** Um pilar inclinado pode ser utilizado para criar estética visual interessante em um espaço arquitetônico. Em projetos modernos de design, pilares inclinados podem adicionar dinamismo e estilo ao ambiente.

CAPÍTULO V

- **Funcionais:** Em algumas situações, um pilar inclinado pode ser utilizado para melhorar a distribuição de cargas ou otimizar o layout de um espaço. Em salões de exposição ou espaços comerciais, pilares inclinados podem ser posicionados para maximizar o espaço disponível para os clientes.
- **Estruturais:** Em certas situações, um pilar inclinado pode ser uma escolha estruturalmente eficiente. Em edifícios sujeitos a forças de vento ou terremotos, pilares inclinados podem oferecer uma resistência adicional contra essas forças, ajudando a estabilizar a estrutura do edifício.

Em qualquer caso, projetar um pilar inclinado requer cuidadosa consideração das cargas estruturais, dos materiais utilizados e das necessidades específicas do projeto arquitetônico.



Imagem 210: Obra Faria Lima Plaza – São Paulo

5.10.4 Pilar na junta de concretagem

Juntas de concretagem são superfícies de separações entre concretos de idades diferentes, geralmente oriundas da impossibilidade de concretar grandes extensões em uma só operação.

Uma junta mal planejada e mal executada é um ponto fraco na peça estrutural, uma descontinuidade que impede a correta distribuição dos esforços a que está sujeito o elemento da estrutura. Na região onde a junta foi mal executada concentra-se a maior porosidade do concreto, permitindo a passagem de água e a exposição ao ar, que tem como consequência uma menor vida útil da peça ou o seu não funcionamento como elemento estanque.

As juntas de concretagem sempre que possível deverão ser previstas nos planos de concretagem da obra, e devem respeitar a localização nas peças onde forem os menores esforços de cisalhamento. No caso de vigas é satisfatório localizar as juntas em um ponto qualquer do terço médio dos vãos das vigas, nas lajes esse mesmo critério poderá ser aplicado: um terço médio dos vãos das lajes. Em peças comprimidas, como pilares, podem localizá-las em qualquer posição. Vigas, lajes e pilares as juntas devem-se apresentar perpendicularmente à direção às tensões de compressão. Assim, nos pilares, estas juntas são horizontais.

Uma junta bem executada depende da qualidade do concreto, e principalmente, do tratamento superficial de contato que o concreto endurecido recebeu antes da aplicação do novo concreto. A superfície de contato do concreto endurecido deverá ter textura rugosa e estar bem limpa para permitir a maior aderência do novo concreto e assegurar sua perfeita estanqueidade.

O tratamento de junta poderá ser feito por diversas formas, a escolha do procedimento mais adequado depende do grau de endurecimento do concreto e da sua localização na estrutura.

Portanto, um pilar na junta de concretagem pode ser uma prática comum durante a fase de construção, especialmente em estruturas de concreto, onde pilares são elementos essenciais de suporte. Os pilares que ficam entre as juntas podem ser formados juntos ou separados. Para isso, é comumente usado isopor, mais conhecido como EPS entre os pilares para concretagem, concretando-se um lado e não há desforma dos pilares, mantém a forma até a concretagem da segunda etapa.

Para ligação de concreto de diferentes idades, que excedam o prazo de 3 dias, além do apicoamento se recomenda o uso de produtos a base de epóxi para garantir a aderência e a resistência da superfície de contato.

Alguns autores indicam o uso de uma camada com cerca de 2 cm de argamassa de consistência idêntica a argamassa do concreto, porém com baixo fator água cimento, produzindo assim uma argamassa de maior resistência. Para o uso dessa prática é necessário um rigoroso controle na dosagem desta argamassa, além de que só pode ser empregada em juntas horizontais, como junta de pilares.



Imagem 211: Obra Shopping Palladium - Paraná



CAPÍTULO VI - FÔRMAS PARA PAREDES

6. Fôrmas para Paredes

6.1 Observações gerais

As paredes são partes fundamentais de qualquer espaço arquitetônico. Elas podem ser de diferentes tipos; servir a diferentes finalidades e ser decoradas de diferentes maneiras. Podem ser internas ou externas, divisórias ou estruturais, maciças ou vazadas. A escolha do tipo de parede depende de fatores como a função que desempenhará na construção e as condições climáticas.

As paredes podem ser construídas com diversos materiais, como tijolo, concreto, madeira, metal, gesso, entre outros. Cada material possui características próprias em termos de resistência, durabilidade, isolamento e estética. Elas podem ser decoradas de diversas maneiras, desde a aplicação de tinta até a instalação de papéis de parede, obras de arte, estantes, espelhos, murais, vinis decorativos, não há limites para imaginação.

Em edificações, as paredes possuem importante função estrutural, pois proporcionam sustentação e estabilidade à estrutura como um todo. As paredes podem ser estruturais, ou seja, suportam parte do peso da construção, ou não estruturais, servem simplesmente como divisões internas. Também podem contribuir para o isolamento térmico e acústico de um espaço. Materiais como fibra de vidro ou isolamento de celulose podem ser instalados no interior das paredes para melhorar o conforto interior e reduzir a transmissão sonora. Entre tantas funções, para fôrmas de madeira ou metálica, só há um caminho que interessa: combater as cargas atuantes.

6.2 Dimensionamento

6.2.1 Considerações de carga - empuxo

Levando em conta as premissas do concreto apontadas no capítulo anterior, vamos calcular o empuxo atuante em uma parede e definir espaçamentos de fôrmas de madeira com travamento metálico. Para isso adotaremos as especificações abaixo:

Exemplo:

Seção da Parede: 0,20 x 10,00 x 3,00 m

Tipo de Concreto: Auto Adensável

Peso específico do Concreto: 25kN/m³

Velocidade de Concretagem: 2,0 m/h

CAPÍTULO VI

Primeiro devemos consultar a tabela de diagrama para determinação da pressão máxima do concreto fresco¹ onde podemos identificar a equação para concreto auto adensável SF1 – Fluido – $550 \leq \text{Espalhamento} < 650$:

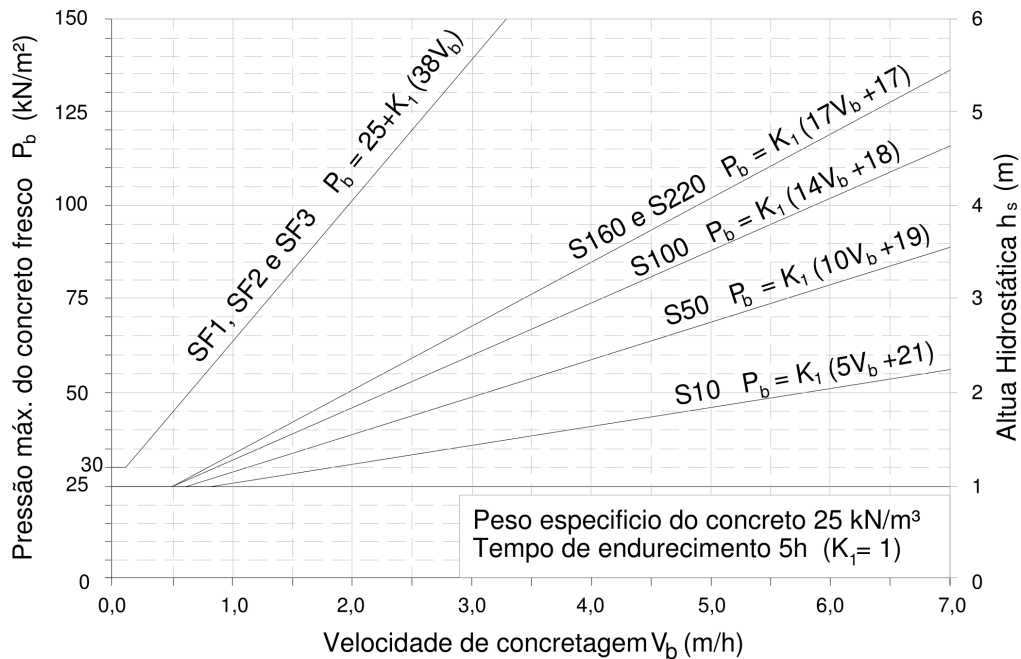


Imagem 212 – Diagrama para determinação da pressão máxima do concreto fresco

Tabela - Classe de consistência, NBR 15696

Classe de Consistência e Aparência		Abatimento ou Espelhamento (mm)
Concreto não Autoadensável		
S10	Rígida	$10 \leq \text{Abatimento} < 50$
S50	Plástica	$20 \leq \text{Abatimento} < 100$
S100	Muito Plástica	$100 \leq \text{Abatimento} < 160$
S160	Quase Fluída	$160 \leq \text{Abatimento} < 220$
S220	Fluída	$220 \leq \text{Abatimento}$
Concreto Autoadensável		
SF1	Fluída	$550 \leq \text{Espalhamento} < 650$
SF2		$660 \leq \text{Espalhamento} < 750$
SF3		$760 \leq \text{Espalhamento} \leq 850$

¹ABNT NBR 15696 ou Capítulo 5.2.2 – Critérios de Cálculos.

Tabela de Coeficiente K_1 , NBR 15696

Coeficiente K_1			
Classes de Consistência	Tempo de Endurecimento		
	≤ 5 horas	10 horas	20 horas
S10	1,00	1,15	1,15
S50	1,00	1,25	1,80
S100	1,00	1,40	2,15
S160 e S220	1,00	1,70	3,10
SF1, SF2, SF3	1,00	2,00	4,00

$$P_b = 25 + k_1 (38 V_b) \quad \text{Equação SF1, SF2 e SF3}$$

Onde:

P_b – Pressão do concreto

K_1 – consultar tabela de fatores de pressão com aditivos

V_b – velocidade de concretagem

Substituindo os valores na equação, temos:

$$P_b = 25 + k_1 (38 V_b) \quad \text{Equação SF1, SF2 e SF3}$$

$$P_b = 25 + 1,0 (38 \times 2,0)$$

$$P_b = 25 + 1,0 \times 76$$

$$P_b = 101 \text{ kN/m}^2$$

A altura hidrostática é calculada conforme a distribuição de pressão do concreto fluido. No caso do concreto autoadensável, é importante entender que, devido à sua fluidez elevada e ausência de segregação, ele exerce uma pressão lateral nas fôrmas muito semelhante à pressão hidrostática de um líquido. A pressão do concreto é sobre a altura interiça da parede distribuída em uniformidade.

Supondo que nesse caso deveremos definir a velocidade de concretagem de acordo com as dimensões da parede e bomba de vazão de 30 m³/h. Como buscaremos esse resultado?

CAPÍTULO VI

Onde:

V_{oi} = Volume de concreto da parede

t = tempo

V = Vazão da bomba m^3/h

h = altura da camada concretada

$$V_{oi} = 0,20 \text{ m} \times 10 \text{ m} \times 3,0 \text{ m} = 6,00 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{V_{oi}}{V} \quad \text{Equação 64}$$

$$t = \frac{6}{30} = 0,20 \text{ horas}$$

$$V_b = \frac{3,00}{0,20} = 15,0 \text{ m/h} \quad \text{Equação 65}$$

A velocidade de concretagem calculada para parede de 6 m^3 referente a bomba de vazão de $30 \text{ m}^3/h$ é de $15,00 \text{ m/h}$. Ou seja, essa bomba encheria de concreto um volume de 30 m^3 em $0,20$ horas, ou 12 minutos, com a velocidade de lançamento a 15 m/h , podendo encher 5 paredes com 6 m^3 em 1 hora. Nossa parede possui 3 metros de altura e o diagrama de concreto limita a velocidade de concretagem a 7 metros por hora. Além de estarmos acima do limite conforme a norma, é uma situação que não se aplica a nossa parede. Sendo assim, limitamos a velocidade de concretagem a 2 m/h .

6.2.2 Cálculo fôrma de madeira

Para execução da fôrma de madeira, vamos considerar os dados já obtido em exercícios anteriores para o compensado, agora que possuímos a carga de empuxo, vamos estruturar nosso painel de madeira para receber a fôrma Multiform® SH, ideal para cargas altas de empuxo geradas por concreto autoadensável e concreto aparente.

Trabalhando com os dado de compensado de 15 mm e estruturação com vigas SH20:

1) Devemos calcular o espaçamento entre vigamentos que irá estruturar o compensado.

Momento admissível para compensado de $2,20 \text{ m}$ de comprimento e 15 mm de altura:

CAPÍTULO VI

$$W = \frac{2200 \times 15^2}{6} = 82.500 \text{ mm}^3 \quad \text{Equação 2}$$

$$M_{adm} = 82.500 \times 11,63 = 959.475 \text{ N.mm} = 0,95 \text{ kN.m} \quad \text{Equação 1}$$

Momento de inércia para compensado de comprimento de 2,20 m e 15 mm de altura:

$$I = \frac{2200 \times 15^3}{12} = 618.750 \text{ mm}^4 \quad \text{Equação 10}$$

Com as características abaixo podemos seguir com a equação 8 para descobrir o espaçamento pelo momento:

$$M_{adm \text{ compensado}} = 0,95 \text{ kN.m}$$

$$E = 3.426,70 \text{ MPa}$$

$$I = 618.750 \text{ mm}^4$$

$$\text{Empuxo} = 101 \text{ kN/m}^2 \times 1,00 = 101 \text{ kN/m}$$

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 0,95}{101}} = 0,27 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

E então, considerar a carga de deformação em milímetros: $101 \text{ kN/m}^2 = 0,101 \text{ N.mm}^2 \times 1.000$ (1 metro) = 101 N/mm

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 3.426,70 \times 618.750}{2000 \times 101}} = 159,14 \text{ mm} = 0,15 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

O espaçamento permitido entre vãos do compensado é de 0,27 m pelo momento e 0,15 m pela flecha.

Considerando nosso compensado de 2,20 m de comprimento e 0,08 m de largura da viga SH20 que estará estruturando este painel, devemos considerar uma viga SH20 em cada extremidade do compensado:

$$2,20 \text{ m} - (2 \times 0,08) = 2,04 \text{ m}$$

CAPÍTULO VI

Devemos prever os espaçamentos entre perfis de no máximo 0,15 m.

$$(9 \times 0,08) = 0,72$$

$$2,04 - 0,72 = 1,32 / 10 = 0,13 \text{ m} < 0,15 \text{ m}$$

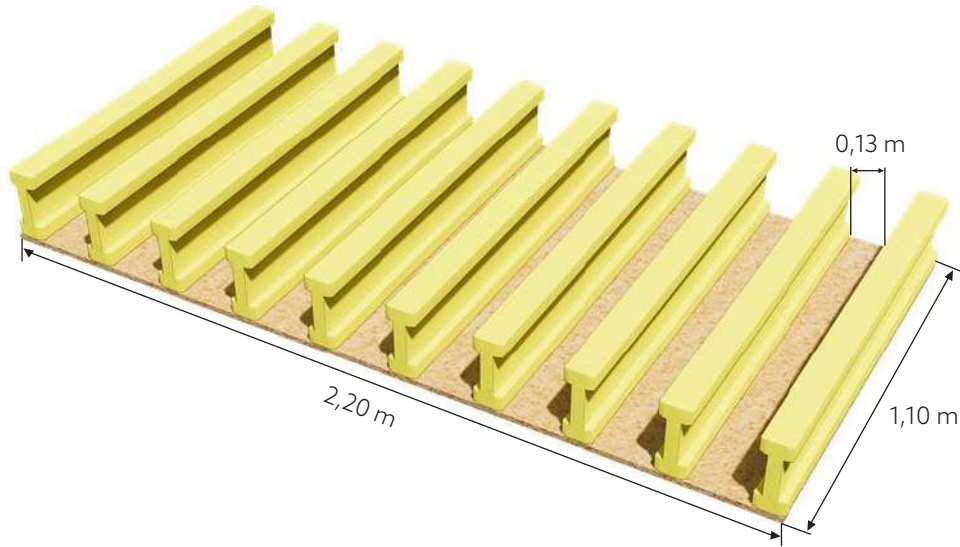


Imagem 213: Compensado estruturado com viga SH20

2) Calculamos o espaçamento entre os travamentos considerando as características do compensado estruturado.

Momento Admissível	4,90 kN.m
Cortante Máxima	11 kN
Módulo de Elasticidade E	10.493 MPa
Momento de Inércia I	46.730.000 mm ⁴
Altura da Viga	0,20 m
Largura da Viga	0,08 m
Peso por metro linear	0,04 kN

Dados técnicos de perfil SH20 SH

Compensado Estruturado

$$M_{\text{adm conjunto}} = 0,95 \text{ kN.m (compensado)} + 4,90 \text{ kN.m} \times 11 \text{ (viga SH20)} = 54,85 \text{ kN.m}$$

$$E \times I_{\text{compensado}} = 2.120.270.625 \text{ N.mm}^2$$

$$E \times I_{\text{viga SH20}} = 490.337.890.000 \text{ N.mm}^2$$

$$E \times I_{\text{conjunto}} = 492.458.160.625 \text{ N.mm}^2$$

CAPÍTULO VI

Empuxo da parede = $101 \text{ kN/m}^2 \times 1,00 = 101 \text{ kN/m}$ ou 101 N/mm

Vão máximo permitido pelo momento do compensado estruturado

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 54,85}{101}} = 2,08 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Vão máximo permitido pela flecha do compensado estruturado

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 492.458.160.625}{2000 \times 101}} = 978,25 \text{ mm} = 0,97 \text{ m} \quad \text{Equação 14}$$

Pelo momento, a altura entre os perfis Multiform® SH para travamento da parede é de 2,08 m e pela deformação limite de 0,97 m.

3) Seguindo o cálculo precisamos conferir se o espaçamento desse perfil de travamento é suportado pela deformação e junto com ele a carga nas ancoragens. Nesse travamento adotaremos o perfil Multiform® SH.

Altura do Perfil	0,12 m
Largura do Perfil	0,17 m
Peso	0,26 kN/m
Momento de Inércia I	6.340.000 mm ⁴
Módulo de Elasticidade E	210.000 MPa
Esforço Cortante Admissível	440 kN
Momento Admissível	21,78 kN.m

Dados técnicos perfil duplo Multiform® SH

Vão máximo de perfil livre permitido pelo momento do perfil de travamento MF

A área de influência de carga para verificação da resistência do perfil, é o espaçamento entre um perfil e outro, ou seja, 0,97 m.

$101 \text{ kN/m}^2 \times 0,97 \text{ m} = 97,97 \text{ kN/m}$

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 \times 21,78}{97,97}} = 1,33 \text{ m} \quad \text{Equação 8}$$

Vão máximo de perfil livre permitido pela flecha do perfil de travamento MF

$$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 \times 210.000 \times 6.340.000}{2000 \times 97,97}} = 1.376,70 \text{ mm} = 1,37 \text{ m} \text{ Equação 14}$$

Pelo menor valor devemos seguir o espaçamento entre barras de 1,33 m, pelo resultado do momento do perfil Multiform® SH.

4) Conferir a carga no tirante ou barra de ancoragem considerando o espaçamento como área de influência:

Barras espaçadas a cada 1,33 m, permitido pelo momento. Sendo uma abertura fora de configuração para o compensado, iremos adotar 0,85 m. Nossa carga pontual na barra é de:

$$97,97 \text{ kN/m} \times 0,85 = 83,27 \text{ kN.}$$

Para essa carga pontual, na SH consideramos a barra de ancoragem MF, capaz de suportar até 90 kN.

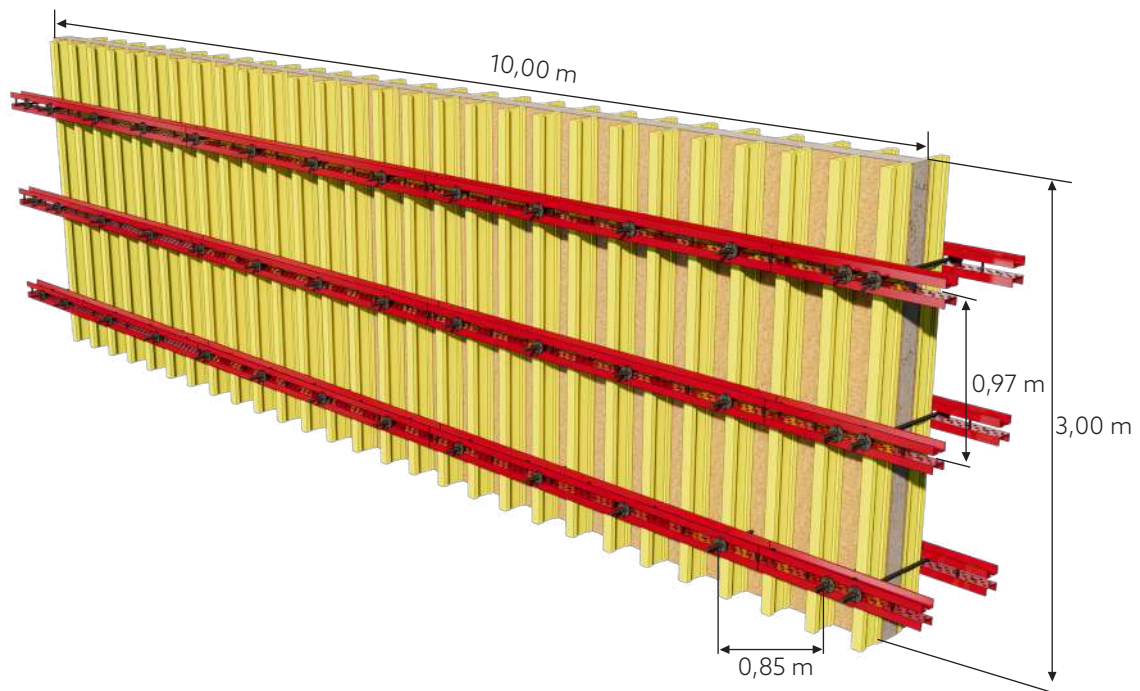


Imagem 214: Travamento de parede com sistema Multiform® SH

6.3 Concreto aparente

As paredes de concreto aparente vêm ganhando espaço a medida que a arquitetura e a engenharia andam juntas na execução do projeto até a estrutura. Uma parede de concreto aparente é uma superfície de concreto que não é coberta por acabamentos tradicionais, como gesso, pintura ou revestimentos. Em vez disso, o concreto é deixado visível, exibindo sua textura, cor e padrões naturais. Esse estilo de design tem sido bastante popular em arquitetura contemporânea e design de interiores, especialmente em espaços industriais, modernos e minimalistas.

As paredes de concreto aparente podem ser deixadas com sua cor natural ou podem ser pigmentadas para obter diferentes tons. Além disso, a textura da parede pode variar dependendo do método de construção e acabamento escolhido. O concreto pode ser polido para obter uma superfície lisa e brilhante, ou pode ser deixado com uma textura áspera e rústica. Essas paredes geralmente conferem um visual contemporâneo e urbano aos espaços, adicionando um toque robusto e autêntico ao ambiente. No entanto, é importante considerar fatores como isolamento térmico e acústico ao optar por paredes de concreto aparente, pois o concreto por si só pode não oferecer o mesmo nível de conforto que outros materiais mais tradicionais.

Normalmente essas paredes são feitas de concreto mais fluido ao autoadensável por permitir que o concreto se forme exatamente como moldado incluindo superfícies mais “lisas”.



Imagem 215 – Obra Residência RJVD – São Paulo

CAPÍTULO VI

É possível obter um bom acabamento com as fôrmas metálicas de 60 kN/m² da SH para pavimento como garagens, subsolos, estações de metrô e etc. Para concretos que vão formar ambientes externos, tais como fachadas, é recomendado o uso de compensados novos ou ripados, esse material também pode ser usado revestindo a fôrma SH ou somente com travamento convencional.



Imagem 216 – Obra Residência RJVD – São Paulo

Lembrando que esse tipo de estrutura pede uma concretagem mais lenta e atenção maior na desforma, não apenas por conta do empuxo gerado mas também para garantir um bom acabamento.

Os projetos geralmente elaborados por um arquiteto, vezes limitam o uso de barras, gerando espaçamentos maiores entre elas para que visivelmente fique uniforme os furos aparentes, que nem sempre são trabalhados ou disfarçados. É importante o estudo do uso do material apropriado para atender a esse tipo de projeto e o que trabalha melhor com o espaçamento desejado, sendo ideal o trabalho do projetista junto ao arquiteto para acompanhar a expectativa ou sugerir possíveis alterações.

CAPÍTULO VI

6.4 Equipamentos

6.4.1 Tirantes de travamento

Mais conhecidos como barras de ancoragem, essas barras são de aço com porcas nas extremidades, ou porca em uma extremidade e na outra chapa. Tem a função de garantir a estanqueidade e suportar a carga de empuxo no momento da concretagem evitando a fuga do concreto ou deformações nas fôrmas ou paredes.

Podem ser utilizadas para travamento convencional, ou seja, de fôrmas mistas de pilares, vigas ou paredes e possuem variáveis tamanhos. Na SH temos dois diâmetros de bitola: 5/8" e 3/4"

São necessárias para uso, um tubo de PVC rígido junto as barras para a concretagem, para que esse tubo proteja a barra do concreto fresco possibilitando o desforme além de ajudar a garantir o espaçamento entre as duas fôrmas.

Como o PVC não tem uma boa aderência ao concreto pode dificultar o acabamento, existem peças chamadas espaçadores cônicos que auxiliam nos acabamentos dos furos.

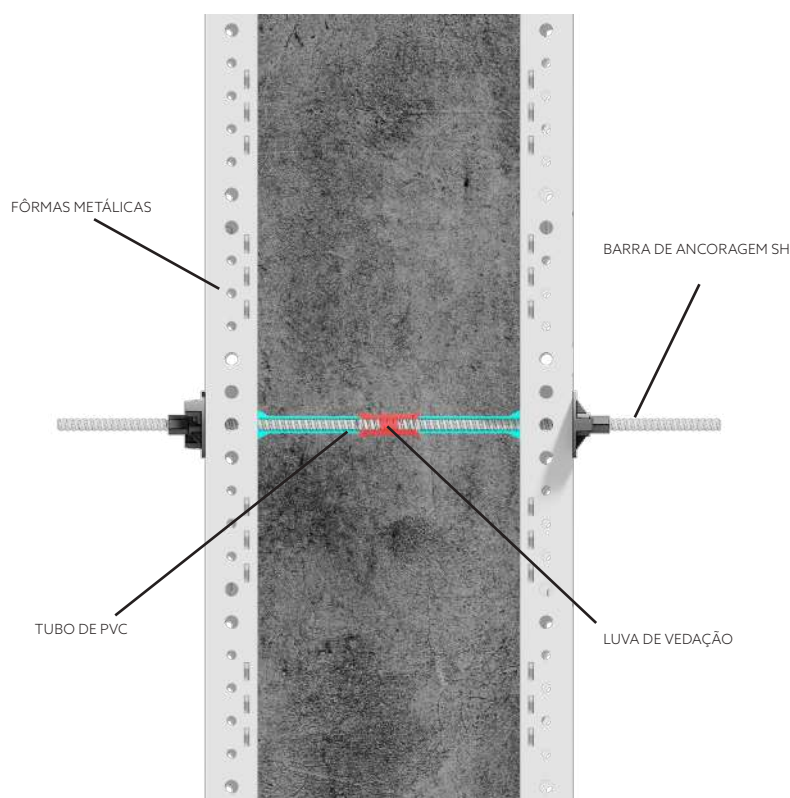


Imagem 217: Parede com fôrmas metálicas em corte

6.4.2 Luvas de vedação

Solicitadas como luvas Water Stop ou luvas perdidas, possibilitam a concretagem de paredes, vigas ou pilares que não podem ter a furação de barras passantes. A luva fica perdida dentro do concreto, sendo possível realizar sem tratamento as furações da parede de reservatórios, piscinas, caixas de água para estações de tratamento, entre outras. Não haver furos de barra na parede garante a estanqueidade de líquido dentro do ambiente.

As luvas comumente possuem a dimensão para barras de diâmetro de 5/8" não sendo possível o uso com barras de maiores diâmetros. Também variam a capacidade de carga de acordo com o fornecedor. Sempre verificar a capacidade de absorção de carga da luva, tal qual da barra, para garantir que a luva não se rompa na hora da concretagem.



Imagem 218: Luva de vedação

Outra opção que temos de ancoragem perdida na SH é o cone Tekko® SH ou CF, ambos tem a mesma função da barra de ancoragem porém, seu uso permite travar a fôrma sem deixar furo nas paredes, facilitando assim, a impermeabilização posterior dessa parede. Na parede ancorada com cone Tekko® SH, ficará uma barra perdida no concreto de diâmetro de 5/8". O cone poderá ser retirado e reaproveitado. Para mais informações há citações sobre uso do cone no capítulo 9 - Obras especiais, mais adiante.

O uso de painéis metálicos facilita a montagem, é mais seguro e, geralmente, mais econômico. Deve-se atentar para as marcas de emenda que permanecem no concreto. Os painéis Tekko® SH, possuem compensado de 12 mm e a aceitação deste equipamento é notória.



Imagem 219: Obra refresco Bandeirantes (Coca-Cola) - Goiás

Cálculos para fôrmas de 40 kN/m² da SH

O único cálculo a ser feito, é a verificação do empuxo em função da velocidade de concretagem com o empuxo admissível da fôrma e também conferir as cargas atuantes nas barras de ancoragem.

Tendo a pressão admissível conhecida de 40 kN/m² basta calcular a velocidade da concretagem para não ultrapassar estes limites ou dividir a parede em alturas de concretagens. Lembrando que esse tipo de fôrma não é indicada para concreto autoadensável justamente por manter a pressão de empuxo limitada, caso for necessário deverá ser feito todas as considerações e um possível reforço com perfis e estroncas para suportar o empuxo, além de diminuir a velocidade de concretagem.

A ligação dos painéis com os clips não garante o perfeito alinhamento da fôrma. Este deve ser obtido preferencialmente através de colocação de perfis C vazados com parafuso L reforçado ou tubos com garra tubular e parafuso L reforçado.

Situação típica:

A partir de dois níveis de painéis é necessário o alinhamento em dois sentidos (horizontal e vertical). Como geralmente se indica o uso de tubos de PVC para as ancoragens e estes tubos são rígidos, o necessário para assegurar o espaçamento das laterais da fôrma é alinhar um lado na horizontal e outro lado na vertical. Os perfis podem ser presos diretamente com as barras de ancoragens, ou com o parafuso L reforçado.

Outras situações:

Fôrma com uma altura de painel (por exemplo, cintas, blocos de fundação ou vigas) somente necessitam alinhamento na horizontal. Não precisam necessariamente de duas linhas, é suficiente uma linha de perfil no meio, preso com parafuso L reforçado ou com tubos. Porém é preciso a avaliação de caso a caso.

- Fôrma sem ancoragem (fôrma de um lado só, contra talude) necessita travamento em dois sentidos. Os perfis horizontais e verticais devem ser fixados com parafuso L reforçado ou com a solução de tubos e garra tubular.
- Fôrma sem espaçadores rígidos entre as faces (sem tubos de PVC), necessitam de alinhamento em dois sentidos nos dois lados da fôrma. As ancoragens podem ser aproveitadas para prender os perfis. Neste caso, os perfis na horizontal devem ser presos com parafuso L reforçado e os perfis na vertical poderão ser presos com as barras de ancoragem, transmitindo as forças dos painéis através dos perfis horizontais.
- Fôrma de pilar de seções pequenas não necessitam de alinhamento, isso porque o próprio painel no outro sentido já está alinhando o suficiente. Avaliar caso a caso.
- Fôrma circular somente pede alinhamento na vertical. Com espaçadores (tubos de PVC ou cones) é suficiente alinhar em apenas um lado, preferencialmente, o lado externo por conta do fácil acesso.

Para mais detalhes do processo de montagem, consulte um manual SH para fôrmas Tekko® SH.

Arremates podem ser feitos com sarrafos e compensado, apoiando os sarrafos em perfis metálicos (perfis de alinhamento). Os sarrafos serão pregados através dos furos laterais, mas a carga é transmitida pelos perfis. Este tipo de arremate pode ser usado em até 30 cm.



Imagem 220: Obra Birmann – São Paulo – Arremate de madeira

Uma outra forma de executar arremates é o uso de cantos externos. Neste caso, somente precisa cortar o compensado. Arremates menores de 8 cm não podem ser feitos com cantos externos apenas arremates entre 8 cm e 30 cm podem ser feitos usando cantoneiras externas de 30 cm intercaladas.

CAPÍTULO VI

6.5.3 Solução para cantos

Para o canto interno, a cantoneira interna é a melhor opção. Sem ela, deverá ser feito um arremate de madeira para moldar o canto de 90°.

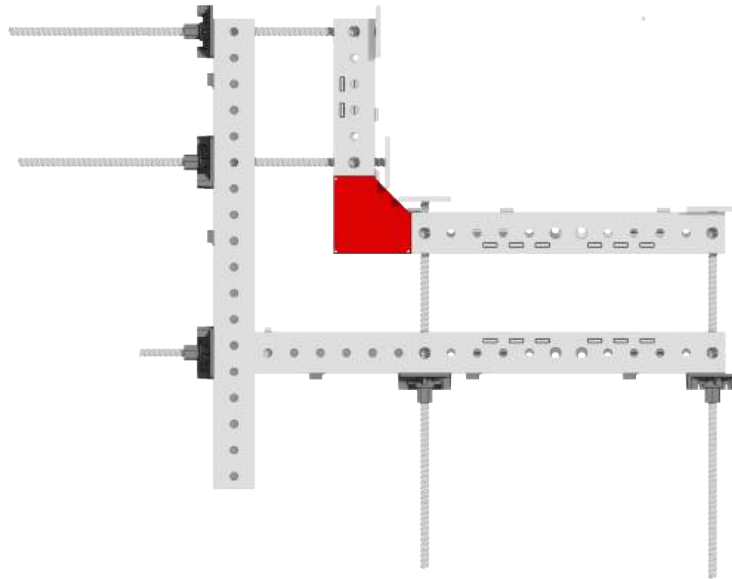


Imagem 221: Cantoneira Interna Tekko® SH

Já a cantoneira externa pode ser utilizada para fechamento dos cantos externos, porém, a solução com painel pilar e parafuso L reforçado dá o melhor resultado de acabamento e tem mais flexibilidade de medidas.

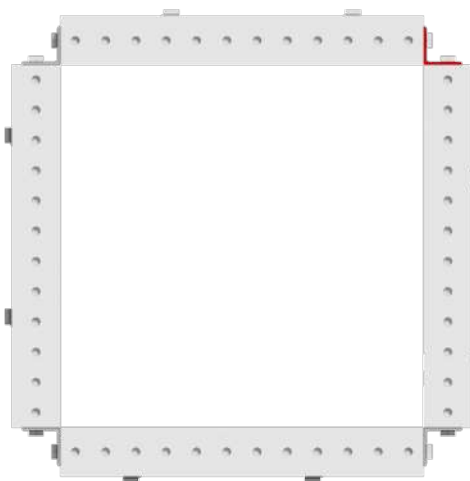


Imagem 222: Cantoneira Externa Tekko® SH



Imagem 223: Obra Edifício sede do SEBRAE Nacional – Distrito Federal

Os painéis Concreform SH® são compostos por estruturas de aço galvanizado, fabricadas com perfil especial e forradas com compensado de madeira de 14 mm. Além da elevada resistência aos empuxos do concreto, outra característica relevante do sistema Concreform SH® é o auto-alinhamento, conquistado através dos grampos que alinham e unem dois painéis simultaneamente.

Cálculos para fôrmas de 60 kN/m² da SH

Após decidir o tipo de concreto e velocidade, fazer o cálculo da pressão de concreto apresentado no item 6.2.1 – Considerações de carga - empuxo, e avaliar se o empuxo está dentro do limite de 60 kN/m², caso seja necessário, baixar a velocidade de concretagem ou dividir em etapas, até atender a esse critério.

CAPÍTULO VI

6.6.1 Alinhamento

Os painéis de 60 kN/m² SH possuem o sistema de alinhamento feito por grampos de junção de painéis, isso facilita na hora da montagem, diminuindo a quantidade de acessórios.

O grampo de alinhamento CF possui o sistema de aperto através de rosca, tornando mais seguro, mesmo com o uso de vibrador.

6.6.2 Arremates

Arremate de até 15 cm pode ser feito de madeira com grampo ajustável.

Mesmo utilizando o grampo ajustável, é necessário o uso de ancoragem nos dois lados do arremate para garantir a estabilidade da fôrma na concretagem. Para cada emenda de dois painéis são necessários três grampos ajustáveis.

6.6.3 Solução para cantos

Para o fechamento do canto externo da parede poderá ser usado o grampo externo ou o grampo pilar, esta escolha dependerá da espessura da parede e do tamanho do painel utilizado.

Para alturas até 2,70 m, usando painéis de até 60 cm, são necessários 3 grampos externos (ou 3 grampos pilar) para cada canto externo. Usando painéis de 75 cm ou concretando alturas maiores de 2,70 m precisa de no mínimo 4 grampos para cada painel.

O canto interno, utilizado para fechamento interno da parede permite ângulo de 90°. Por esta peça possuir 30 cm, dependendo da espessura da parede e do painel utilizado é necessário o uso de arremates em madeira.

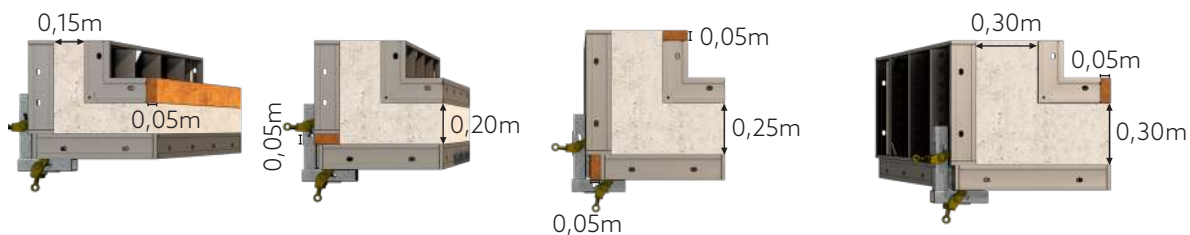


Imagem 224: Tipos de cantos - concreform SH®

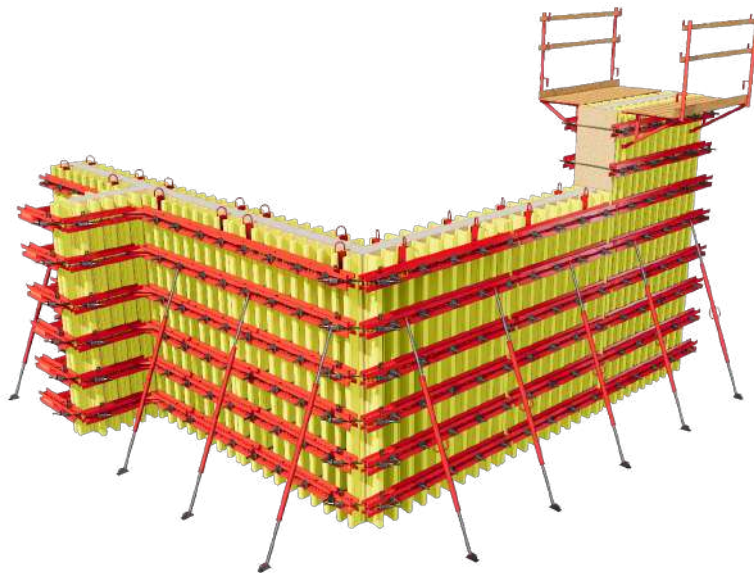


Imagem 225: Travamento de parede com fôrma Multiform® SH

O sistema Multiform® SH é um sistema versátil capaz de formar módulos de painéis de fôrmas para concretagens únicas e ornamentais. Seu perfil duplo de alta resistência é modular e possui peças que permitem encaixe e modulações para execução de pilares, paredes, túneis, treliças, torres de escoramento, entre outros.

Essa composição permitem que as fôrmas sejam montadas em geometrias diversas e com capacidade de carga variável entre 60 kN/m² e 90 kN/m². É um sistema desenvolvido para execução de estruturas de grande porte, habitualmente encontrada em infraestrutura e obras industriais, podendo, no entanto, ser usado em paredes e pilares de obras prediais.

Entre as vantagens do sistema, estão:

- Elevada capacidade de carga;
- Alta produtividade devido à possibilidade de montagem de painéis com grande área e movimentação entre os trechos com maquinário;
- Acabamento perfeito devido a modulação personalizável dos compensados;
- Dispensa mão de obra especializada;
- Pode-se utilizar como fôrma para túneis;

Para que o projeto com esse tipo de material seja viável precisamos recolher informações sobre o tipo de obra, se haverá ciclos de concretagem com reutilização de painéis, empuxo atuante, e etc.

CAPÍTULO VI

6.7.1 Componentes

Devido a sua versatilidade, o Multiform® SH tem muitos componentes que garantem sua execução, para maiores informações sobre acessórios para paredes e pilares verifique o capítulo 5.7.2 Acessórios MF, ou consulte um catálogo SH.

6.7.2 Montagem

Sua montagem pode ser feita pelo próprio pessoal da obra, carpinteiros e serventes, orientados pelos encarregados técnicos da SH, não sendo necessário especialização ou treinamento prévio. Por ser um perfil robusto e pesado, é indicado que a fôrma Multiform® SH seja montada em uma mesa de gabarito de montagem.



Imagem 226: Mesa de gabarito de montagem

- A) Primeiro demarcamos na mesa os pontos de fixação dos perfis;
- B) Posicionamos os perfis Multiform® SH sobre a mesa;
- C) Depois fazemos as ligações dos perfis Multiform® SH com as vigas SH20, utilizando os grampos SH20 MF;
- D) Colocamos os compensados pregados nas vigas SH20 acompanhado da alça de grua;
- E) Usando um perfil para ligamento de todas as alças de grua pregadas no conjunto (cabide), se faz o içamento do painel dividindo o perfil em pontos garantindo que haja equilíbrio da peça no içamento.

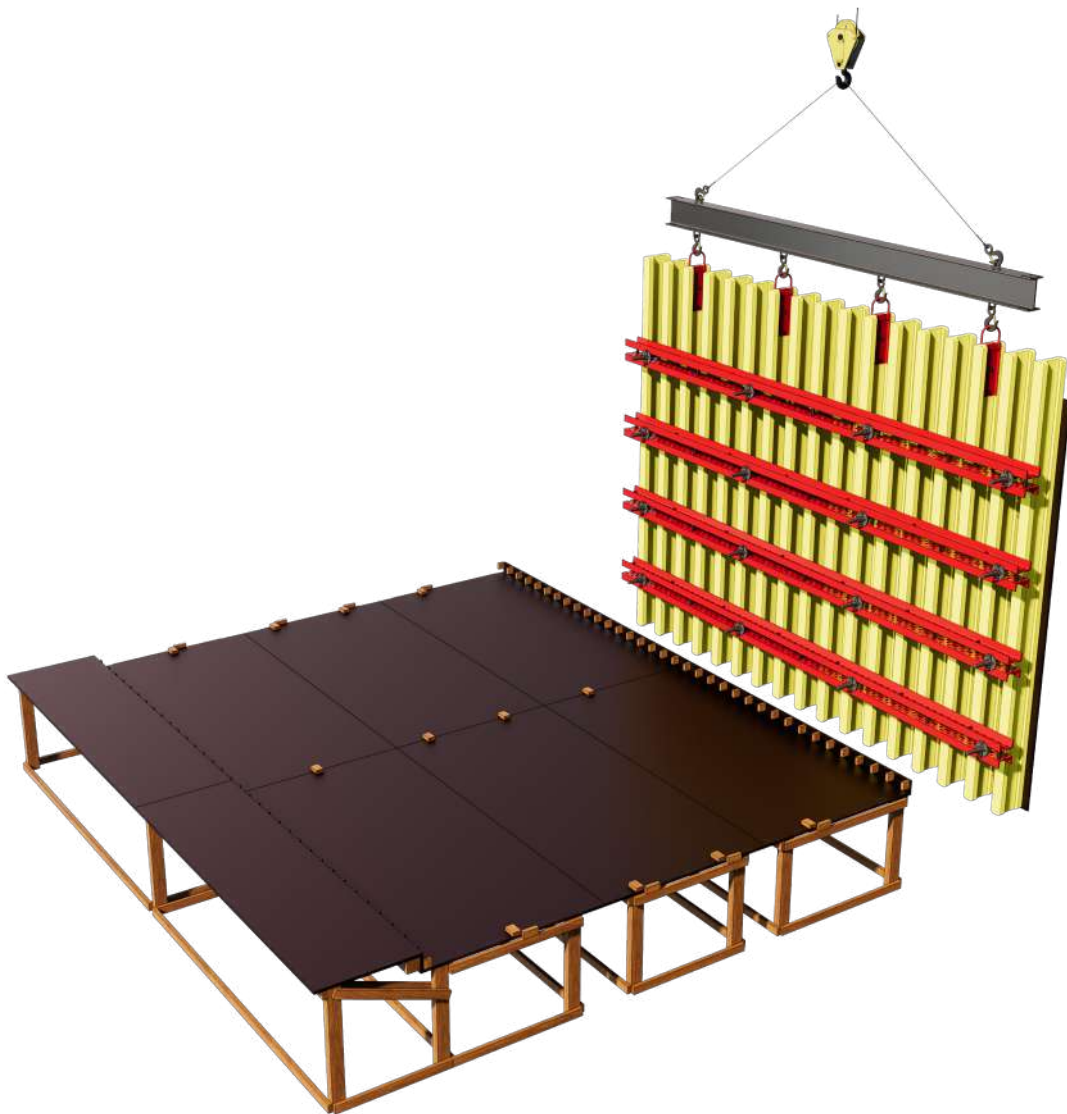


Imagem 227: Içamento o painel - Multiform® SH

6.7.3 Soluções

O Multiform® SH tem a versatilidade como principal característica e pode ser considerado como fôrma horizontal ou vertical; como estruturas metálicas para concretagem de pórticos ou estruturas de exemplos: carros de pontes, torres de cargas e consoles trepantes. Ele é especialmente indicado em pilares mastros de pontes estaiadas com variações de dimensões, em fôrmas de aduelas de pontes ou viadutos projetados em balanços sucessivos tradicionais ou estaiados. É importante que seja feita a leitura da necessidade e qual é a melhor opção de material a ser usado.

CAPÍTULO VI

6.8 Fundações

6.8.1 Fôrma para fundação

Para elementos de fundação, principalmente os blocos e as vigas baldrame podem apresentar diversas soluções de fôrmas. Tanto fôrmas convencionais em madeira como metálicas modulares. Além de darem forma ao elemento estrutural, têm a função de estanqueidade do concreto e para isso seu dimensionamento é de fundamental importância.

Para vigas baldrame, pequenos blocos de fundação ou para blocos de dimensões gigantescas de apoio de pesados maquinários, a solução e a escolha do sistema de fôrma mais apropriado permitirão maior produtividade, economia e segurança na obra.

6.8.2 Blocos

Os blocos de fundação ou sapatas são estruturas responsáveis pela distribuição das cargas no terreno ou nas estacas. Dependendo das cargas atuantes, esses blocos e sapatas apresentam dimensões e formatos variados. A elaboração e a escolha do tipo apropriado de fôrma dependerão dessas variações de dimensões. Os cálculos para dimensionamento das fôrmas em madeira para blocos seguem os mesmos métodos aplicados para os cálculos das paredes e pilares. Devido a baixa altura de concretagem para os blocos as cargas atuantes de empuxo também serão baixas.



Imagem 228: Obra Edifício Birmann B32 - São Paulo - fôrma metálica para bloco de fundação

CAPÍTULO VI

Muitas vezes a ancoragem dos blocos deve ser avaliada a modo que se o bloco for muito grande, é mais vantajoso deixar uma ancoragem perdida no concreto do que atravessar o bloco inteiro com uma barra de ancoragem, devido a escavação, sem espaço para retirá-la, ou manuseá-la depois.

6.8.3 Blocos com fôrmas de madeira

Os blocos de fundação executados com fôrma em madeira permitem maior flexibilidade nas dimensões, porém é um sistema bastante trabalhoso, demorado e que dificulta a organização e limpeza na obra. Para empuxo da fôrma em madeira devemos obter as características do compensado estruturado e a carga de empuxo, para então determinar a quantidade de estroncas ou travamentos necessários.

6.8.4 Blocos com fôrmas metálicas

Os blocos geralmente apresentam baixa pressão do concreto na lateral das paredes da fôrma, por esta razão as fôrmas de 40 kN/m² são as mais apropriadas para uso em estruturas de pequeno e médio porte. Porém, para uso em blocos ou bases de grandes dimensões as fôrmas de 60 kN/m² apresentaram maior segurança e produtividade.

Blocos com fôrmas metálicas de 40 kN/m²



Imagem 229: Painel Tekko® SH para blocos

Para blocos que ultrapassam as dimensões dos painéis é necessário o uso de barras de ancoragem ou sistema similar para travamento. Limitando a velocidade

CAPÍTULO VI

de concretagem para atingir a pressão máxima de 40 kN/m^2 que a fôrma suporta, o único cálculo necessário é o da barra de ancoragem, que é calculado através da área de influência na barra multiplicado pelo empuxo do concreto.

Blocos com fôrmas metálicas de 40 kN/m^2

Estas fôrmas geralmente são utilizadas em blocos ou bases de grandes dimensões, construídas para apoio de maquinários industriais ou estruturas de elevado peso, suas dimensões variam conforme necessidades de projeto.

As ancoragens desses blocos requerem soluções especiais diferentes das apresentadas para uso em blocos de pequenas dimensões. É indicado o uso do cone como solução ou barra soldada e perdida no bloco.

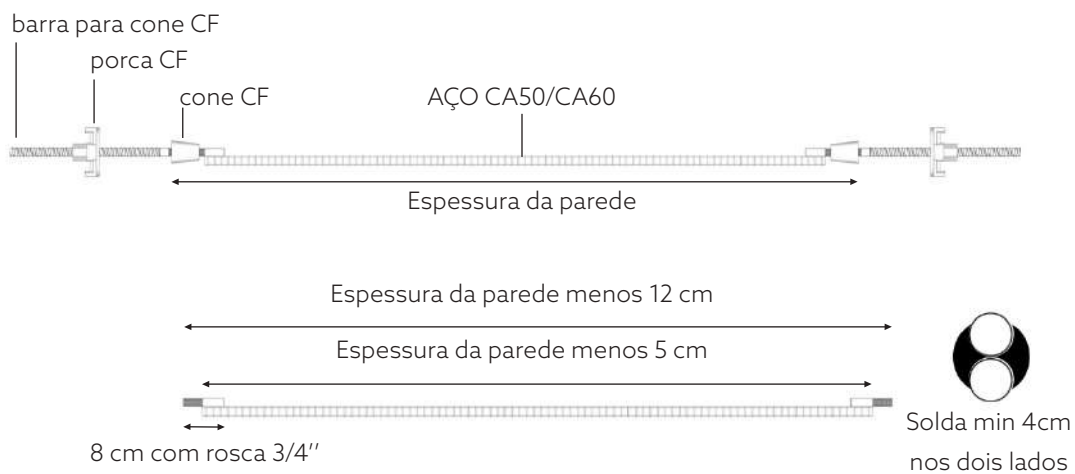


Imagem 230: Ancoragem com cone e barra soldada

Para as soluções da ancoragem com cone e barra soldada o dimensionamento da solda e do tamanho das barras de diâmetro de $3/4"$ deverão ser criteriosamente analisadas pelo engenheiro da obra.

A solução poderá ser feita com fôrmas de 60 kN/m^2 e barras de ancoragem de diâmetro $5/8"$ acrescentando chapa (Chapa 120 SH) para que a área de contato da porca fique maior abraçando a união das fôrmas, porém, pode ser necessárias mais ancoragens por m^2 de fôrmas por ser uma barra com menor resistência à carga, diminuindo assim a produtividade e aumentando o custo.

Blocos com fôrmas estroncadas

Para evitar o uso de ancoragem, as fôrmas podem ser estroncadas com escoras apoiadas no talude de escavação dos blocos ou fixadas no solo. O dimensionamento deste estroncamento requer bastante atenção, pois são as escoras que asseguram a estanqueidade das fôrmas, indica-se o uso de uma escora em cada ponto onde localiza a ancoragem. Para exemplo dos cálculos das escoras veja o capítulo 6.9 Fôrma contra talude.

6.8.5 Vigas baldrame

As estruturas de vigas baldrame são elementos fundamentais na construção civil, especialmente em edificações. Os baldrame são vigas de fundação, ou seja, são estruturas que suportam a carga da construção e a transferem para o solo de maneira segura e uniforme.

Essas vigas são geralmente construídas em concreto armado e são posicionadas abaixo do nível do solo, servindo como base para as paredes e demais elementos da estrutura. Elas distribuem o peso da construção de forma equilibrada, prevenindo afundamentos e garantindo a estabilidade do edifício.

Os baldrame são projetados levando em consideração diversos fatores, como o tipo de solo, a carga que a estrutura suportará, entre outros aspectos. Por isso, é essencial que sejam calculados e construídos de forma adequada para garantir a segurança e durabilidade da construção.

Geralmente as vigas de baldrame são apoiadas em lastros de concreto magro, não necessitando de fôrma de fundo, somente de fôrmas laterais.



Imagem 231: Obra Cidade Universitária - Manaus

6.8.6 Parede de diafragma

São estruturas esbeltas, geralmente entre 0,30 m e 1,20 m de espessura. Utilizadas na engenharia civil para proteger terrenos e controlar a filtragem da água. São empregados projetos de cimentação profunda, túneis, muros de contenção e escavações subterrâneas.

São construídas *in loco*

- Projetos onde é necessário uma solução rápida, é considerado o uso de diafragma de aço, consistem em laminas de aço que se interligam e são fixadas no solo.
- Permitem trabalhar em espaços reduzidos ou zonas urbanas densas
- Suportam grandes pressões do solo

6.8.7 Muros de contenção

Os muros de contenção, são muros rígidos, realizados para apoiar o solo lateralmente equilibrando a pressão do terreno. É comum que se instale drenos para suportar a pressão hidrostática. São essenciais em obras e áreas urbanas para garantir a segurança na área onde esta sujeita a deslizamento.

6.8.8 Muros de arrimo

É comum em uma estrada ou rodovia, ser observado muros de concreto em encostas cheios de “quadrinhos”. São conhecidos como muros de arrimo atirantados, são estruturas de concreto armado com tirantes de aço empregado e concretado dentro do talude. O muro de arrimo é essencial em áreas com risco de deslizamento, garantindo segurança e permitindo o melhor aproveitamento dos terrenos disponíveis.

Principal diferença entre muros de contenção e muros de arrimo

Embora os termos sejam usados de forma intercambiável, o muro de arrimo geralmente se refere a contenções menores e mais simples, como aquelas usadas para organizar jardins e terrenos residenciais. Já o muro de contenção tende a ser associado a obras mais complexas e de maior porte, como grandes taludes e infraestrutura urbana.

Elementos importantes na construção

Fundação adequada: Para evitar recalques e garantir estabilidade.

Drenagem eficiente: É comum a instalação de tubos de drenagem ou sistemas de “lençol freático falso” para escoar a água.

Reforço estrutural: O cálculo da pressão de terra é essencial para evitar que o muro se deforme ou desabe.

Manutenção periódica: Verificar o estado das juntas, drenos e possíveis fissuras é essencial para garantir a durabilidade.

6.9 Fôrma contra - talude

Os muros de contenção ou encostas, também conhecidos como muros à flexão, são estruturas destinadas a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas através de algum tipo de escavação, corte ou aterro. Geralmente são executados em concreto armado *in loco* e dependendo da rigidez necessária pode-se incluir chumbadores e tirantes como reforço da estrutura.

Para obras de contenção, primeiro é feito o corte do terreno ou a remoção do solo escorregado e rompido. Dependendo do local, deve ser feito por etapas, evitando que comprometa a estabilidade da área confinada.

Depois é feita a escavação do talude, respeitando sua inclinação e as medidas indicadas em projeto. Em seguida começa a fundação do muro de contenção. Dependendo da capacidade de absorção de carga desse terreno a fundação pode ser rasa ou profunda. No caso de fundação profunda, a transferência de cargas é feita através da laje de fundo até a região com maior resistência do terreno, através de estacas. E no caso de assentamento do muro direto no terreno, deverá ser batido ou tratado com solo-cimento ou concreto magro.

Uma vez que terminado os trabalhos preliminares de limpeza, remoção do solo escorregado e feita a preparação da fundação para o muro, inicia-se a implantação das armaduras e a montagem das fôrmas metálicas e executa-se a concretagem diretamente contra o terreno natural.

6.9.1 Cálculo das cargas atuantes

Em muros de contenção onde o perfil natural do terreno servirá de molde no momento da concretagem, a montagem das fôrmas metálicas se faz necessária em apenas uma das faces.

Como neste tipo de estrutura não é possível o uso de ancoragem passante, todo o empuxo deverá ser suportado pelo estroncamento, neste caso, executado com escoras.

Deve ser prevista uma escora para cada ponto onde possuiria uma barra de ancoragem. Outra opção é o dimensionamento de perfis metálicos fixados à fôrma para transmitir as cargas para menor quantidade estroncas. As escoras devem ser calculadas para suportar as cargas das áreas de influência considerando o ângulo em que estão locadas.

CAPÍTULO VI

Empuxo do concreto

Para esse exemplo vamos trabalhar com concreto da classe Fluido S160, parede contra talude de 2,50 m de altura e velocidade de concretagem de 1,5 m/h. Peso próprio do concreto de 25 kN/m³ e aditivo de tempo de endurecimento ≤ 5 horas:

$$P_b = k_1 (17 V_b + 17) \quad \text{Equação S160}$$

$$P_b = 1,00 (17 \times 1,5 + 17) = 42,50 \text{ kN/m}^2$$

A altura hidrostática é calculada conforme a distribuição de pressão do concreto fluido.

$$h_s = \frac{P_b}{\gamma_c} \quad h_s = \frac{42,50}{25} = 1,70 \text{ m} \quad \text{Equação 63}$$

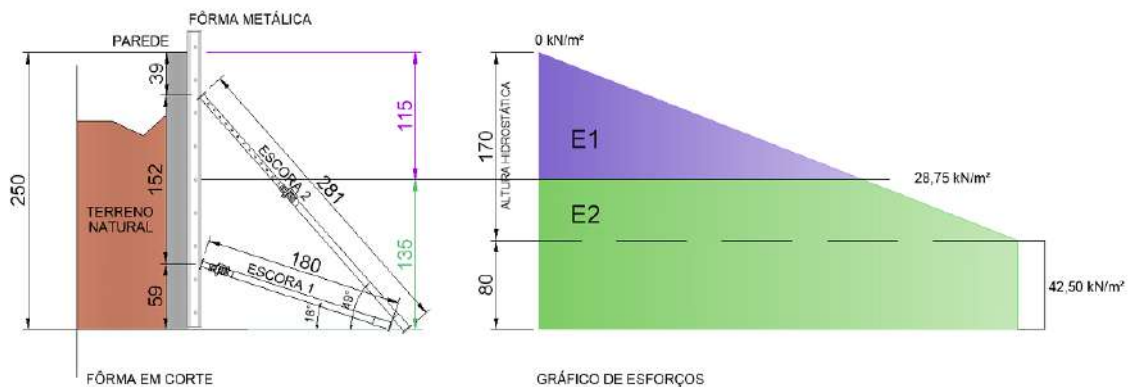


Imagem 232: Fôrma contra talude em corte e gráfico de esforços

Pela imagem 232 é possível observar:

- As escoras estroncando a fôrma e a inclinação em que elas estão trabalhando;
- Área de influência da carga de 42,50 kN/m² (área verde - E2);
- Área de influência da carga de 28,75 kN/m² (área roxa - E1) carga decrescente encontrada pela equação $1,15 \times 25 = 28,75 \text{ kN/m}^2$;
- Demarcação da altura hidrostática;
- Cota de abertura das escoras.

Para calcular a carga pontual na escora, vamos considerar que o espaçamento entre elas é de 0,60 m.

CAPÍTULO VI

$$E1 = \frac{1,15 \times 28,75}{2} = 16,53 \text{ kN/m} \times 0,60 = 9,92 \text{ kN}$$

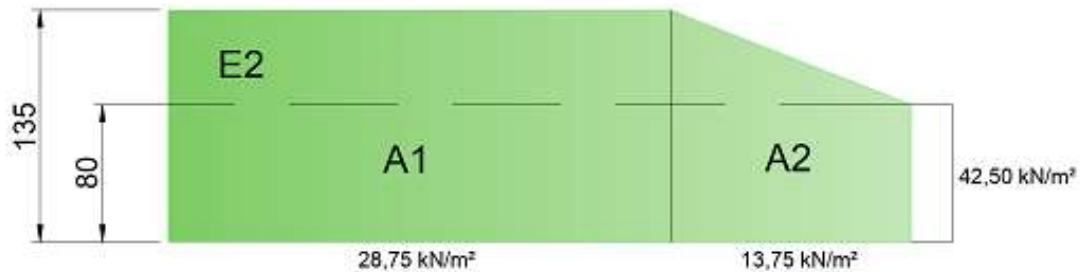


GRÁFICO DE ESFORÇOS

Imagem 233: Segregação do gráfico de esforços

$$Ai_2 = \frac{(B + b)h}{2} \quad \text{Equação 35}$$

$$Ai_2 = \frac{(1,35 + 0,8) 13,75}{2} = 14,78 \text{ kN/m}^2$$

$$Ai_1 = B h \quad \text{Equação 36}$$

$$Ai_1 = 28,75 \times 1,35 = 38,81 \text{ kN/m}^2$$

$$E2 = 38,81 + 14,78 = 53,59 \text{ kN/m} \times 0,60 = 32,16 \text{ kN}$$

Encontrado as cargas pontuais, iremos verificar os esforços referente aos ângulos em que as estroncas estão posicionadas:

$$\cos a = \frac{E}{P_{esc}} \quad \text{Equação 66}$$

$$\cos 18^\circ = \frac{E2}{P_{esc}} = \frac{32,16}{\cos 18^\circ} = 33,82 \text{ kN}$$

$$\cos 49^\circ = \frac{E1}{P_{esc}} = \frac{9,92}{\cos 49^\circ} = 15,12 \text{ kN}$$

CAPÍTULO VI

É necessário fazer o comparativo com a carga que esta atuando sobre a escora, a abertura da escora e sua resistência. Essas informações devem ser fornecidas e observadas pelo locador do equipamento. Na SH a Escora 1, sendo a Escora Standard Hunnebeck® SH, que na abertura de 1,80 m suporta 25 kN, ou seja, não suporta a carga sobre ela, será necessário diminuir a área de influência que esta trabalhando sobre a escora, posicionando mais uma linha de escoras.



CAPÍTULO VII - ANDAIMES DE ACESSO

7. Andaimos de Acesso

7.1 Observações gerais

Os andaimes de acesso são estruturas temporárias utilizadas na construção civil para acessar e trabalhar em áreas elevadas de edifícios, especialmente nas fachadas. Eles proporcionam plataforma segura para que os trabalhadores realizem diversas tarefas, como pintura, reparos, limpeza, instalação de revestimentos, entre outras.

Esses andaimes são compostos por diversos elementos, como tubos de aço, braçadeiras, tábuas de madeira ou plataformas metálicas, redes de proteção, escadas e sistemas de fixação. A montagem dos andaimes deve seguir padrões de segurança rigorosos, garantindo a estabilidade da estrutura e a proteção dos trabalhadores.

Existem diferentes tipos de andaimes de fachada, como os andaimes tubulares, andaimes fachadeiros, andaimes suspensos, entre outros, cada um com suas características específicas e aplicações adequadas. A escolha do tipo de andaime depende das necessidades da obra, das condições do local e das regulamentações de segurança vigentes.

Os andaimes podem ser acoplados no escoramento ou serem independentes. As cargas a que estão sendo solicitados como carga de trabalho, são baixas em relação ao escoramento, porém os requisitos para rigidez e as solicitações horizontais são semelhantes nos dois casos.

7.2 Dimensionamento

7.2.1 NR – 18

A Norma Regulamentadora 18 (NR 18) é uma legislação brasileira que estabelece as diretrizes de segurança e saúde no trabalho da indústria da construção. Ela foi criada para garantir condições adequadas de trabalho aos profissionais do setor, prevenindo acidentes e doenças ocupacionais.

A NR 18 aborda uma série de aspectos relacionados à segurança e saúde no ambiente de trabalho, entre eles o trabalho em altura:

- **Trabalhos em altura – NR18:** estabelece diretrizes para a realização de trabalhos em altura, como a instalação de sistemas de proteção coletiva, regras de abertura no piso e proteção nos andaimes de trabalho, ou seja, sistema de guarda-corpo e rodapé, e o uso de equipamentos de proteção individual (EPIs).
- **Contraventamento – Obrigatório** que as torres de andaimes estejam estaiadas ou fixadas a estrutura quando forem 4 vezes maiores que a largura da menor base.

CAPÍTULO VII

- Linhas de Vida – Cabos de segurança e linhas de vida devem estar ancorados independentes do equipamento, em base sólida.
- A linha de vida deve atender a carga máxima de 15 kN e caso seja considerado uma carga maior o projeto deve estar dimensionado para tal.
- Para andaimes móveis, prever contraventamento eficiente para movimentação do andaime sem deformação.

Esse é apenas alguns dos temas abordados pela NR 18. O cumprimento das disposições dessa norma é essencial para garantir a segurança e saúde dos trabalhadores da construção civil, além de contribuir para a redução de acidentes e doenças ocupacionais no setor. Todos os materiais e andaimes SH estão dentro das normas solicitadas em obra, garantindo a segurança do trabalhador.

7.2.2 Cargas atuantes em andaimes

Os andaimes devem ser projetados para suportar não apenas o peso estático dos trabalhadores e materiais, mas também cargas dinâmicas que possam ocorrer durante o uso, como o vento ou movimentação dos trabalhadores.

Cargas provenientes de trabalho são considerados **1,5 kN/m²** como indica a ABNT NBR 15696. Conforme a ABNT NBR 6494 andaimes simplesmente apoiados, o solo deve resistir ao peso especificado em projeto. Por fim, as cargas variáveis, como devido ao vento, devem ser tratadas de acordo com as diretrizes da ABNT NBR 15696, não podendo ser inferiores a **0,60 kN/m²**.

Cargas de utilização de ventos

Para determinação de cargas provenientes do vento, devemos consultar as normas e ações de vento regionais, visto que variam de estado para estado do país.

Vamos calcular como exemplo um andaime de fachada de dimensões 1x10x30 metros

O fator topográfico S1, considera variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo¹:

- a) Terreno plano ou francamente acidentado: S1=1,0
- b) Taludes e morros: S1=1,0
- c) Vales profundos, protegidos de ventos em qualquer direção: S1=0,9

O fator S2 usado no cálculo de velocidade do vento em uma altura z acima do nível geral do terreno é calculado pela seguinte equação:

¹Verificar Capítulo 8.3.3 – Pressão do Vento.

$$S_2 = b_m F_r (z/10)^p \quad \text{Equação 58}$$

Onde:

F_r = é o fator de rajada, o qual sempre corresponde a categoria II²

O parâmetro b_m , o fator de rajada e p são encontrados nas tabelas³ descritas no Capítulo 8.3.3 – Pressão do Vento.

Imaginamos que nosso terreno esteja localizado no Rio Grane do Norte, onde a velocidade básica do vento nessa região é de 30 m/s⁴

As dimensões de andaime se enquadram na classe B = Maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 metros.

Tabela de classes de Edificações ou Estruturas - NBR 6123

Classe	Descrição
Classe A	Maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20 metros
Classe B	Maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 metros
Classe C	Maior dimensão da superfície frontal maior que 50 metros

O terreno que estamos trabalhando é um terreno urbano e se enquadra na categoria V⁵.

Categoria V = terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e poucos espaçados (a cota média no topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 metros).

Equação 58

$$S_2 = 0,73 \times 0,98 \times (30/10)^{0,16}$$

Equação 58

$$S_2 = 0,85$$

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, estrutura ou componente.⁶

O material da SH entra no Grupo 5 – Edificações Temporárias não reutilizáveis.

³Tabela 1 e 2 – Norma ABNT NBR 6123.

²⁴⁵⁸Verificar valores no capítulo 8.3.3 - Pressão do vento

CAPÍTULO VII

O cálculo da velocidade característica do vento é a equação 59:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad \text{Equação 59}$$
$$V_k = 30 \times 1,00 \times 0,85 \times 0,83 = 21,17 \text{ m/s}$$

Cálculo da pressão dinâmica do vento

A pressão dinâmica do vento é obtida pela equação:

$$q = 0,613 V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad \text{Equação 60}$$
$$q = 0,613 \times (21,17)^2 = 274,73 \text{ N/m}^2 \text{ ou } 0,274 \text{ kN/m}^2$$

Mesmo com os cálculos obtendo o valor 0,274 kN/m² devemos considerar o mínimo estipulado na norma de 0,60 kN/m².

É importante que seja considerado junto aos cálculos o peso do material, considerando: níveis de plataforma, peso dos pisos, rodapés, tela, bandejas e carga de trabalho.

CAPÍTULO VII

7.2.3 Fixação da fachada

O andaime deve estar devidamente fixado na parede, conforme ABNT NBR 6494 a cada 6x6 metros, ou seja, 6 metros na vertical e 6 metros na horizontal, totalizando 36 m², sendo preso por por cabo de aço ou ancorado na estrutura existente. Nas extremidades, devem conter a cada altura de travessa:

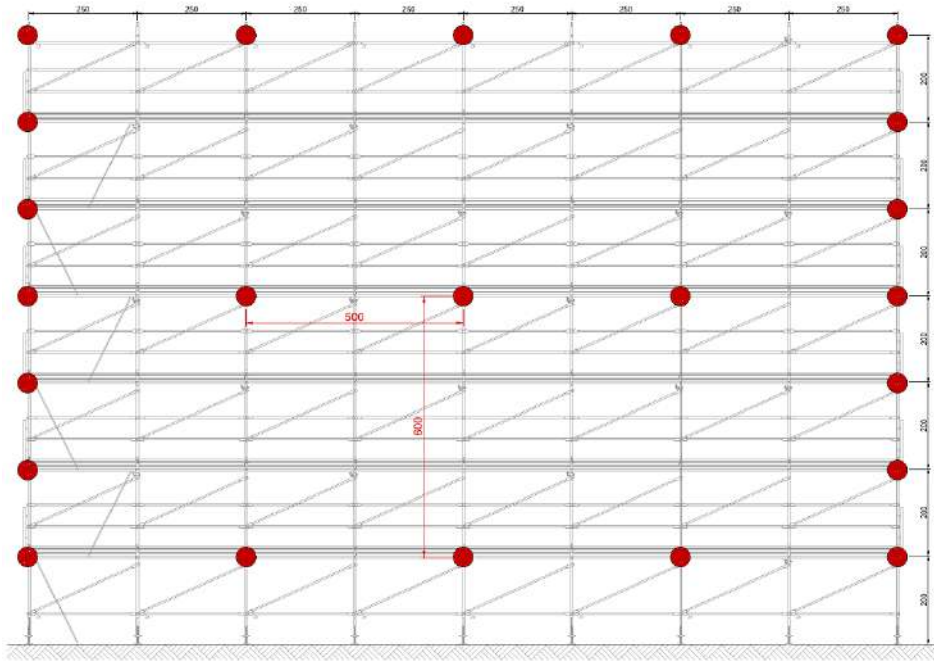


Imagem 234: Pontos de fixação nas fachadas

Altura da Fachada	Força perpendicular à Fachada	Força paralela à Fachada
Até 10 metros	9,22 kN	0,88 kN
Até 20 metros	9,80 kN	1,18 kN
Acima de 20 metros	10,20 kN	1,47 kN

Tabela de cargas de fixações andaimes SH

A fixação na fachada deve evitar que o andaime se afaste da fachada (cabo de aço) e que o andaime se aproxime em direção à fachada (tubo ou madeira).



Imagem 235: Fixação com cabo de aço e tubo ou com cabo de aço e madeira

7.3 Andaime Fachadeiro® SH



Imagem 236: Andaime Fachadeiro® SH

CAPÍTULO VII

O andaime Fachadeiro® SH é um andaime muito utilizado em obras de construção civil, comerciais e industriais, pela sua agilidade de montagem, segurança e economia de pranchões de madeira.

O sistema de diagonais do Fachadeiro® SH, faz com que a produtividade seja bem reduzida, uma vez que não é necessário diagonais em todos os módulos.

Características:

Peças planas unidas por encaixes.

Possibilidade de montagem em locais sem interferências.

Possibilidade de montagem em fachadas curvas utilizando em conjuntos tubos e braçadeiras.

Alta produtividade.

Carga admissível nas plataformas = 1,96 kN/m²

Carga admissível nos postes = 17,16 kN

7.3.1 Componentes

Elementos básicos do Fachadeiro® SH







- **Quadro 200 Fachadeiro®** – Com altura de 2,00 metros, os quadros podem ser acoplados na vertical com conectores, são enrijecidos por consoles somente na parte superior do quadro permitindo a passagem livre de operários pela plataforma.
- **Quadro escada - Fachadeiro®** – seu uso é intercalado com os quadros 200 Fachadeiro® e permitem acesso para os diversos níveis de plataforma.
- **Plataforma Fachadeiro®** – A plataforma se encaixa nos quadros através de pinos soldados nas extremidades, garantindo assim o espaçamento horizontal de 2,50 m. Uma plataforma permite fazer andaime de 1,00 m x 2,50 m. Possui travessas distanciadas a 65 cm que apoiam e quebram o vão das pranchas de madeira ou metálicas. A carga admissível na plataforma é de **2,0 kN/m²**.
- **Diagonal Fachadeiro®** – A diagonal é essencial para garantir a estabilidade do andaime. Importante é a colocação de diagonais de uma forma que garanta a estabilidade sem excesso desnecessário.
- **Guarda-corpo Fachadeiro®** – Fornece proteção contra queda e garante o espaçamento no primeiro nível do andaime. (NR18 – exige guarda-corpo em todos os níveis de trabalho).

CAPÍTULO VII

- **Conector** – O conector serve para fazer a ligação vertical entre os quadros.
- **Base Fachadeiro®** – A base Fachadeiro® serve somente para aumentar a área de distribuição da carga do andaime sobre o piso. Podem ser usados no lugar da base Fachadeiro®: corneta, base regulável tubular ou base regulável.
- **Rodapé Fachadeiro®** – A SH não possui o rodapé do fachadeiro disponível, podendo ser adaptado o rodapé Modex® com garra. (NR18 – exige rodapé em todos os níveis de trabalho)
- **Rodízio de borracha** – Os rodízios servem para o deslocamento das torres na horizontal, sua resistência pode variar devido ao modelo e tamanho. Os novos rodízios aumentam o nível da torre de andaime em 19 cm e sua resistência é de 4 kN. São providos de travas sendo fixas ou giratórias e possuem rodas revestidas com borracha. As torres com rodízio não devem ser construídas com altura superior a três vezes a menor dimensão de base, e é muito importante verificar se a resistência está sendo atendida, pois toda carga que atua no poste é limitada pela capacidade do rodízio.
- **Pranchão de madeira** – As pranchas de madeira padrão SH são de 12” (0,30 m) de largura com espessura de 1 ½” (0,03 m) e comprimento variando de 0,50 m a 6,00 m. Possuem grapas de aço nas extremidades para reduzir as rachaduras no sentido longitudinal. Geralmente são usadas três linhas de pranchão sobre a plataforma do andaime.
- **Piso Leve SH** – Os pisos leves são de aço galvanizado, foram fabricados para substituir os pranchões de madeira e apresentam peso inferior ao peso do pranchão de madeira. As peças têm largura de 26 cm e 4 cm de espessura.
- **Piso Metálico SH** – Os pisos metálicos também são em aço galvanizado como pede a norma ABNT NBR 6494. Não necessitam de travamento adicional com tubos e podem ser emendados de topo sem necessidade de sobrepor extremidades (para o caso de continuidade da forração). As peças têm larguras de 0,28 m e espessura de 0,05 m.



Imagem 237: Câmara Municipal São Bernardo do Campo – São Paulo

Sequência de Montagem – Andaime Fachadeiro SH	
<p>a) Posicionar os quadros sobre as bases</p> 	<p>b) Colocar Guarda-Corpo na primeira linha de quadros</p> 
<p>c) Posicionar diagonais</p> 	<p>d) Assentar Plataforma</p> 
<p>e) Montagem horizontal e posição de quadro escada</p> 	<p>f) Montagem vertical com conectores, quadros, diagonais, pisos e rodapé</p> 
<p>Nivelamento: O nivelamento das bases é feito com auxílio de calços de madeira na primeira linha de quadros, assegurando o prumo do andaime. Para igualar diferenças maiores, podem ser usados cornetas com pinos ou bases reguláveis.</p>	

7.3.3 Posição das diagonais

As diagonais são elementos que garantem a estabilidade do andaime, combatem deformações decorrentes de esforços de ventos, recalques diferenciais e imperfeições no prumo e esquadro do conjunto. Possuem furação redonda nas extremidades e são encaixadas em pinos fixos nos quadros, os pinos possuem trava de segurança para evitar a queda acidental do equipamento.

As suas extremidades aparecem pintadas de marrom a fim de facilitar sua identificação.

Para isso, a montagem deve corresponder ao projeto e o projeto deve estar correto mostrando a vista do desenho das diagonais:

1) Para andaimes estreitos ou baixos de até 3 quadros de altura ou 3 plataformas de comprimento é suficiente um “zigue-zague” de diagonais:

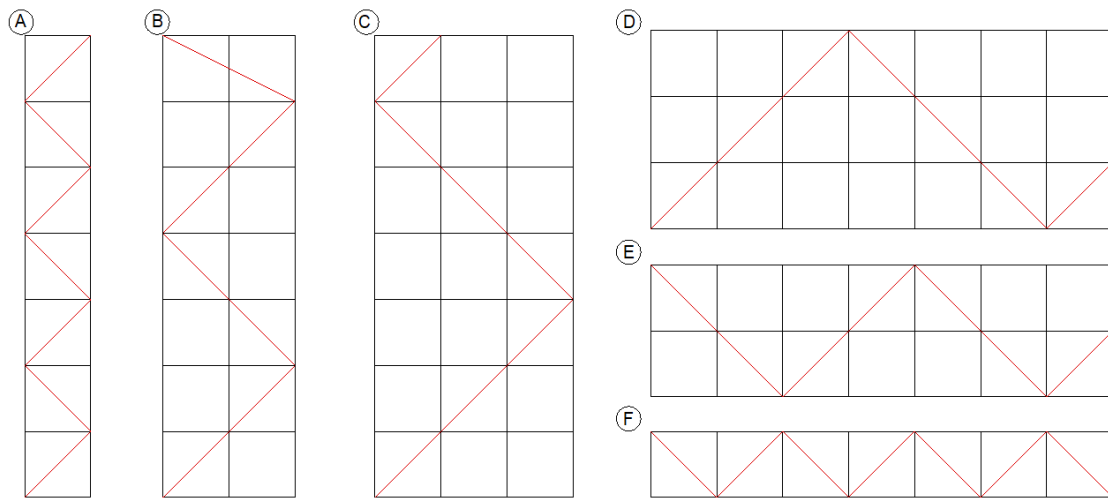


Imagem 238: Posições de diagonais

2) Para andaimes de 4 a 6 quadros ou de 4 a 6 plataformas, necessita encaixar as diagonais como um “X” ou dois “zigue-zague” cruzados:

CAPÍTULO VII

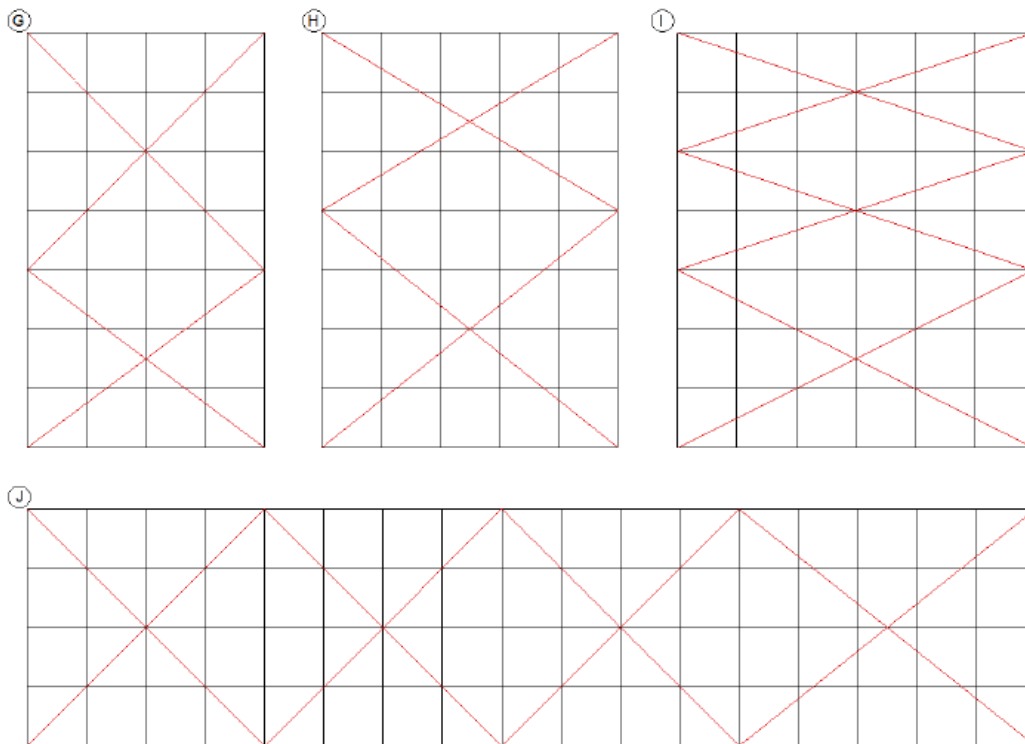


Imagem 239: Posições de diagonais

3) Para andaimes maiores precisam ser divididos em trechos menores, como são retratados nos itens 1 e 2:

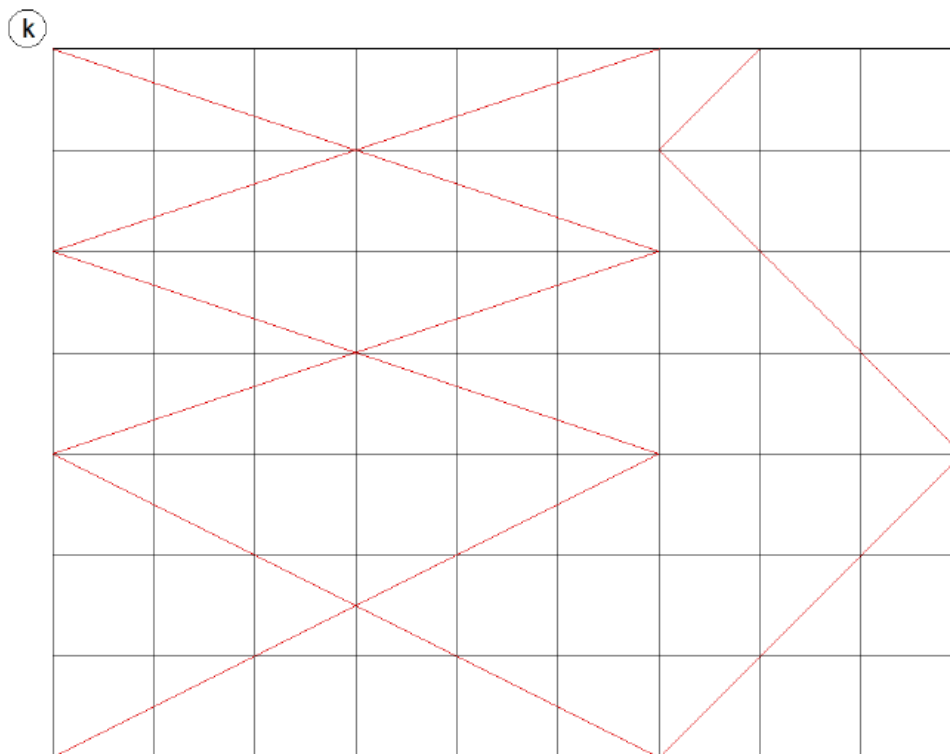


Imagem 240: Posições de diagonais

7.3.4 Soluções para aparalixo

Para a montagem de plataforma de proteção pode ser usado tubo 48 e braçadeiras. O tubo inclinado em 45° deve ser fixado nos dois postes do quadro. A forração da estrutura tubular, tipicamente feita em compensado, deve ser fixada na estrutura do andaime para evitar deslocamentos. A solução típica SH é a seguinte:

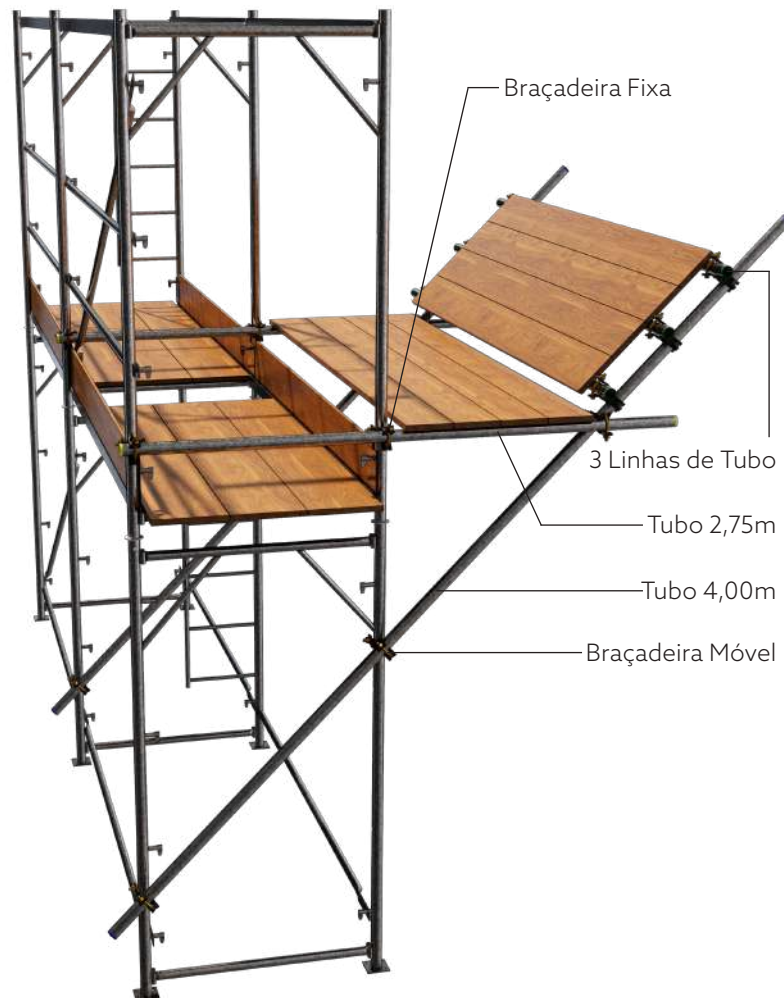


Imagem 241: Aparalixo para andaime Fachadeiro® SH

Soluções mais sofisticadas devem ser projetadas em análise particular de cada um dos casos propostos.

7.3.5 Soluções especiais

Em alguns casos de montagem de andaime na fachada, é necessário deixar a passagem de pedestres livre, ou até mesmo de veículos. Para esta solução, poderá ser retirada uma linha de quadros e substituídos por estrutura tubular com braçadeiras. Atenção: Essas situações devem ser dimensionadas por profissionais e previstas em projeto.



Imagem 242: Vão para entrada e saída de veículos ou pedestres

Para situações de passagem de pedestres, onde será preciso deixar a calçada livre, a solução pode ser um andaime apoiado sobre perfis na estrutura de torres com maiores aberturas:



Imagem 243: Vão para passagem pedestres

É necessário para essa ocasião que as diagonais do andaime Fachadeiro® SH estejam em todos os postes, nos dois sentidos.

7.4 Andaime Fachadeiro® 105 SH

O andaime Fachadeiro® 105 SH é um andaime muito utilizado em obras de construção civil, comerciais e industriais, pela sua agilidade de montagem, segurança e economia de pisos metálicos.

O projeto do Fachadeiro® 105 SH é bem simples, porém é necessário atentar para os pontos de fixação do andaime na fachada e a disposição das diagonais. Estes e alguns outros assuntos serão tratados neste capítulo, visando expor as características de utilização do sistema Fachadeiro® 105 SH.

Os elementos básicos do Fachadeiro® 105 SH são:

- **Quadro Fachadeiro® 105** – São enrijecidos na parte superior com tubos nas diagonais, permitindo a passagem livre de operários pela plataforma, porém, diferente do quadro Fachadeiro® SH o quadro Fachadeiro® 105 SH é aberto na parte inferior, ou seja, não há travessas ligando os postes do quadro.
- **Diagonal Fachadeiro®105** – As diagonais são essenciais para garantir a estabilidade do andaime e devem ser usadas em todos os vãos.
- **Guarda-Corpo Fachadeiro® 105** – Tanto a diagonal como o guarda-corpo são de aço galvanizado e fornecem proteção e espaçamento do primeiro nível do andaime. Sempre deve ser previsto 2 guarda-corpos conforme exigências da NR-18.
- **Fechamento lateral** – O fechamento lateral é uma peça que se encaixa no final do corredor do andaime trabalhando como um guarda-corpo, deve conter em todos os níveis de trabalho.
- **Alçapão com escada** – O alçapão vem junto com a escada que é estruturada de alumínio forrado com compensado antiderrapante. A largura do alçapão é de 0,63 m e é necessário o uso de Multipiso 33x250 ao lado de cada alçapão (apenas para Fachadeiro 105 SH).
- **Aparalixo** – Diferente do Fachadeiro® SH, o Fachadeiro® 105 SH tem seu próprio sistema de encaixe de aparalixo, realizando a proteção contra quedas de detritos em toda extensão do andaime.
- **Pino Fachadeiro® 105** – É obrigatório para uso em andaimes que serão içados ou montados e transportados para outro local. O pino faz a ligação entre os quadros do Fachadeiro® 105 SH.
- **Tubo de Fixação FS** – Tem a finalidade de apoiar o andaime na fachada de trabalho, ou seja, é feito um encaixe de parabolts na estrutura rígida e então com gancho prendemos o tubo no parabolts, depois é feita a ligação através de braçadeiras e tubos no andaime de fachada.
- **Rodapé Fachadeiro® 105** – Conforme estipulado na NR-18 o andaime Fachadeiro® 105 possui rodapés que encaixam entre os quatro cantos fazendo a proteção no nível de trabalho.

CAPÍTULO VII

- **Base Regulável ou Corneta** – Para distribuição de peso pontual do andaime sobre o solo, é necessário o uso de bases reguláveis.











Imagem 244: Andaime Fachadeiro® 105 SH



Imagem 245: Andaime Fachadeiro® 105 SH

7.4.2 Montagem básica

As fixações nas fachadas por meio de estaios, se aplicam para todos os andaimes fachadeiros, sendo eles Fachadeiro® SH, Fachadeiro® 105 SH, Modex® SH em fachadas. Elas são estabelecidas por normas e devem ser seguidas independente do material.

Sequência de Montagem - Andaime Fachadeiro® 105 SH	
<p>a) Posicionamento das bases calçadas com placa de madeira</p> 	<p>b) Encaixe dos quadros nas bases</p> 
<p>c) Posicionamento dos Guarda-Corpos</p> 	<p>d) Encaixe das diagonais</p> 
<p>e) Alçapão e Rodapés</p> 	<p>f) Montagem do andaime na horizontal e posicionamento dos pisos</p> 
<p>g) Montagem do andaime na vertical e encaixe dos quadros</p> 	<p>h) fechamento das laterais</p> 

7.5 Andaimos de acessos industriais

7.5.1 Observações gerais

Andaimos de acesso industrial são estruturas temporárias projetadas especificamente para fornecer acesso seguro a áreas elevadas em ambientes industriais, como fábricas, refinarias, instalações de produção e plantas de energia. Eles são fundamentais para permitir que os trabalhadores realizem uma variedade de tarefas, como manutenção, inspeção, reparo e instalação de equipamentos em alturas elevadas.

Esses andaimos são construídos com materiais resistentes, como aço ou alumínio e são projetados para suportar o peso de trabalhadores, ferramentas e materiais. Eles geralmente seguem padrões de segurança rigorosos e podem incluir recursos como corrimãos, redes de proteção e plataformas antiderrapantes para garantir a segurança dos trabalhadores.

Os andaimos de acesso industrial vêm em diferentes tipos e configurações, incluindo andaimos suspensos, andaimos de torre, andaimos móveis e andaimos modulares, sendo escolhidos de acordo com necessidades específicas do projeto e as condições do local. O uso adequado desses andaimos é essencial para garantir a segurança e a eficiência no ambiente industrial.

7.5.2 Andaime industrial com tubo e braçadeira



Imagem 246: Andaime com tubo e braçadeira

CAPÍTULO VII

Andaime com tubo e braçadeira permite maior variedade e flexibilidade na montagem, porém deve-se seguir os componentes de um andaime de encaixe, com travessas, guarda-corpo, diagonais e base.

Os tubos são de aço galvanizado e ligados através de braçadeiras:

Dados Técnicos

Tubos - Comprimentos de 0,10 m até 6,00 m	Diâmetro Externo	48 mm
	Espessura de Parede do Tubo	3 mm
	Área de seção	424 mm ²
	Peso por metro linear	0,034 kN
	Momento de Inércia	110.000 mm ⁴
	Momento de Flexão Admissível	0,60 kN.m
Braçadeira F (para uso de andaime industrial)	Carga admissível da Braçadeira Fixa F (escorregamento)	7,85 kN
	Carga admissível da Braçadeira Móvel F (escorregamento)	5,88 kN

Dados técnicos de tubos e braçadeiras SH







Devemos nos atentar no uso de tubos com braçadeiras:

- Evitar uso de tubos para flexão, substituindo onde possível por perfis.
- Considerar carga admissível da flambagem .
- Ligação com tubos paralelos com duas braçadeiras móveis não é permitido para transmitir cargas.
- Braçadeira móveis somente para contraventamento de diagonais, onde for possível, dar preferência pela braçadeira fixa.
- Se a carga na braçadeira de escorregamento superar a carga admissível, poderá ser considerada uma segunda braçadeira abaixo da primeira.
- Nunca solicitar braçadeiras para transmitir momentos.

CAPÍTULO VII

Componentes

Braçadeiras de aço forjado, tipo Europeu, seguindo as normas BS1139 ou EN74:

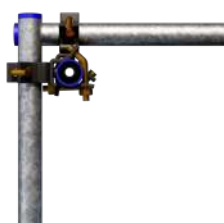


<p>Braçadeira Fixa – Padrão Brasil</p> 	<p>Braçadeira Móvel – Padrão Brasil</p> 
<p>Braçadeira Fixa F</p> 	<p>Braçadeira Móvel F</p> 
<p>Luva</p> 	<p>Braçadeira de Perfil</p> 

7.5.3 Dimensionamento

A estrutura tubular são dimensionadas para transmitir para transmitir cargas e nunca para absorver cargas. Com isso as cargas aplicadas devem ser devidamente estudadas para serem transmitidas para os pontos de apoio.

As estruturas tubulares recebem cargas axiais e deve ser evitado aplicação de cargas inclinadas sem que a estrutura esteja devidamente dimensionada e com as cargas combatidas em pontos externos a estrutura. São compostas por braçadeiras fixas, móveis, tubos, forcados, base, etc, componentes que lhe admite uma certa elasticidade, com isso se pode considerar que as estruturas tubulares são um misto de elementos engastados e articulados.

O forcado sobre o tubo pode ser considerado como elemento articulado, pois não está engastado ao tubo, já as braçadeiras fixas geralmente são consideradas como engastamento elástico, porém deve-se analisar ligação por ligação.



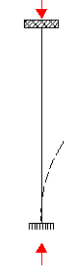







<p>Situação 1</p> 	<p>Quando o poste está ligado com braçadeira fixa a dois outros tubos, sendo um a transversina e outro a longarina, a ligação é considerada engastada.</p>
<p>Situação 2</p> 	<p>Quando o poste está ligado com braçadeira fixa à transversina ou a longarina, a ligação é considerada articulada.</p>
<p>Situação 3</p> 	<p>Quando um dos tubos tem movimentação livre em torno do outro, ou seja, o poste pode girar em torno da longarina ou travessa, a ligação é uma rótula. O atrito (fixação da braçadeira) neste caso é desconsiderado.</p>

Cálculo de flambagem

O comprimento da flambagem depende da fixação das extremidades da peça. Para os cálculos referentes a tubos e braçadeiras, vamos considerar as braçadeiras como fixação de rótulas:

CAPÍTULO VII

Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados, NBR 8800

Modos de Flambagem A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Valores teóricos de K_x e K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,20	1,00	2,10	2,40
Códigos das condições de extremidade		Rotação e translação impedidas				
		Rotação livre, translação impedida.				
		Rotação impedidas translação livre				
		Rotação e translações livres				

Os coeficientes de flambagem teórica (k) estão diretamente relacionados com as estruturas utilizadas na construção civil e suas recomendações alternativas conforme as condições de contorno. A seguir estão algumas correlações diretas entre os valores e suas características estruturais:

- Escoras com apoio e base firmes, como as encontradas em reescoramentos, têm valores recomendados de k entre 0,50 e 0,65.
- Escoras com base firme e topo articulado e livre, como vigas em forçados em fase de concretagem, têm valores recomendados de k entre 0,70 e 0,85.
- Escoras com base firme e topo livre, como durante a concretagem, têm valores recomendados de k entre 2,00 e 2,10.

CAPÍTULO VII

- Escoras com base deslocável (apoio em solo ou vigas) e topo livre, durante a concretagem, têm valor recomendado de k igual a 2,00.
- Todas as barras com comprimento destravado de treliças, diagonais de contraventamento ou postes contínuos têm valor de k recomendado igual a 1,00.

A restrição do índice de esbeltez para elementos sujeitos a compressão é apontada como uma das relações mais importantes entre o produto do coeficiente de flambagem (k) pelo comprimento efetivo (l) dividido pelo raio de rotação da seção (r). Essa relação, tanto para peças isoladas como para peças compostas, não deve exceder o valor de 200 conforme ABNT NBR 8800.

Exemplo: Qual é a carga admissível, considerando a flambagem, para um tubo 48 com comprimento livre de 2,75 metros entre a fixação com braçadeiras?

$$k = 1,00$$

$$L = 2.750 \text{ mm}$$

$$\text{Área da seção} = 424 \text{ mm}^2$$

$$I \text{ Momento de Inércia} = 110.000 \text{ mm}^4$$

$$E = 210.000 \text{ MPa}$$

Raio de giração:

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

Equação 67

$$r = \sqrt{\frac{110.000}{424}} = 16,11 \text{ mm}$$

Índice de esbeltez:

$$\lambda = \frac{kL}{r}$$

Equação 68

$$\lambda = \frac{1 \times 2.750}{16,11} = 170,70$$

$$170,70 \leq 200$$

Carga admissível, método de Euler:

$$N_e = \frac{\pi^2 E I}{k L_o^2} \quad \text{Equação 69}$$

$$N_e = \frac{3,14^2 \times 210.000 \times 110.000}{1 \times 2.750^2} = 30.116,60 \text{ N}$$

Então, a força axial de flambagem crítica desse tubo de 2,75 m de vão livre e preso por braçadeira é de 30.116,60 N ou 30,11 kN.

Para uma análise mais detalhada, o fator de redução associado a resistência à compressão (χ) é calculado a partir do índice de esbeltez reduzido (λ_0), e é dado pela equação:

Onde:

Q = Quanto ao fator de redução total associado à flambagem local (Q), sua análise deve ser feita conforme o Anexo F da norma NBR 8800. Barras ou seções submetidas a forças axiais de compressão, em que os elementos da seção transversal possuem esbeltez (relação entre o comprimento e a espessura - b/t) inferiores aos valores limite especificados na Tabela F.1 da NBR 8800, têm um fator de redução total (Q) igual a 1, indicando que a flambagem local é desprezada. O tubo SH possui o fator de redução de flambagem local (Q) = 1.

f_y = tensão do aço – SAE 1020 – 350 MPa

A_g = Área da seção = 424 mm²

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad \text{Equação 70}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \times 424 \times 350}{30.116,60}} = 2,22$$

Para $\lambda_0 > 1,50$ devemos considerar a equação para o fator de redução associado a resistência à compressão:

$$\lambda_0 > 1,50 \therefore \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad \text{Equação 71}$$

CAPÍTULO VII

Para $\lambda_0 \leq 1,50$ devemos considerar a equação:

$$\lambda_0 \leq 1,50 \therefore \chi = 0,658(\lambda_0^2) \quad \text{Equação 72}$$

Como o resultado da nossa equação de $4,93 > 1,50$, usaremos a equação correspondente.

$$\lambda_0 > 1,50 \therefore \chi = \frac{0,877}{2,22^2} = 0,18 \quad \text{Equação 71}$$

Seu índice de esbeltez reduzido (λ_0) é 0,0361.

Carga admissível de compressão:

$$N_{c,rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Equação 37}$$
$$N_{c,rd} = \frac{0,18 \times 1,0 \times 424 \times 350}{1,10^*} = 13.860 \text{ N}$$

*Valor de γ_{a1} - coeficiente de ponderação de resistência de estados de limites últimos ABNT NBR 8800. Verificar neste livro capítulo 11 -Tabelas.

Diagonais

Para combater a deformação da estrutura devido aos esforços horizontais, que podem ocorrer com a ação do vento, falta de prumo e flambagem dos postes causada por cargas axiais, é necessário o uso de diagonais. O conjunto de diagonais pode ser chamado de contraventamento.

As diagonais assumem três funções:

- Assegurar a indeformabilidade geométrica do escoramento tubular (diagonais geométricas).
- Assegurar a estabilidade elástica do escoramento tubular a fim de impedir que tombe ou flambe (diagonais de estabilidade).
- Assegurar a estabilidade do escoramento tubular sob pressão do vento (diagonais de contraventamento).

A diagonal deve ser fixada a dois tubos horizontais com uma de suas extremidades por baixo de um tubo e a outra extremidade por cima do outro tubo (não importa qual fica em cima e qual fica em baixo). Ela forma com a travessa (transversal ou longitudinal) e com o poste um triângulo que chamamos de triângulo de estabilidade:

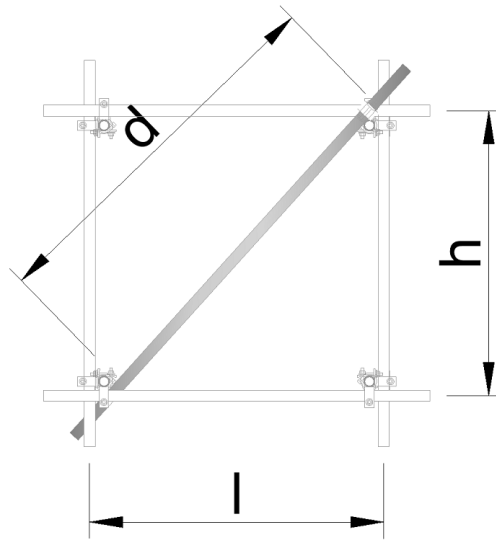


Imagem 247: Diagonal

Sua carga admissível é calculada, com fator de segurança 3, através da equação 73:

$$P_d = \frac{hl^2}{4 f_k d^2} \times \frac{1}{3} \quad \text{Equação 73}$$

Onde:

d = tamanho da diagonal

h = altura entre patamares = 2.000 mm

largura = 2.500 mm

f_k = coeficiente de flexão da braçadeira 1/200 = 0,005 kgf/mm ou 0,0005 N/mm.

P = 30 kN

Exemplo: Calcular quantas diagonais são necessárias para andaime com 6 postes, 3 níveis de piso e carga atuante por poste tubular de 30,0 kN.

Primeiro verificamos a abertura da diagonal:

$$d^2 = l^2 + h^2 \quad \text{Equação 74}$$

$$d^2 = 2.500^2 + 2.000^2$$

$$d = \sqrt{10.250.000} = 3.200 \text{ mm}$$

Agora verificamos a carga admissível da diagonal:

$$P_d = \frac{2.000 \times 2.500^2}{4 \times 0,0005 \times 3200^2} \times \frac{1}{3} = 203.450,52 \text{ N ou } 203 \text{ kN} \quad \text{Equação 73}$$

Peso total do plano = 6 postes x 30,0 kN = 180 kN

Quantidade = 180 kN / 203 kN = 0,89

Para 6 postes de andaime, a somatória de cargas atuantes no plano é de 180 kN, como a carga limite da diagonal é de 203 kN, será necessário 1 diagonal por andar.

No peso do poste está sendo considerado: peso próprio do material, ação do vento e carga de trabalho x a área de influência de um poste a outro.

Esses cálculos são válidos para contraventamento de estruturas tubulares que receberão cargas axiais em que precisam de diagonais em todos os planos. Para estruturas simples de andaime até 14,70 kN, aplicar a regra de diagonais para andaime fachadeiro.

Flambagem do conjunto:

Para o cálculo de flambagem admissível de um conjunto de torre com 4 tubos nas verticais e 2 na horizontal, altura de 8,60 metros, espaçamento entre as travessas de 2,00 metros e diagonais em todos os espaçamentos:

Onde:

H = 8.600 mm

h = 2.000 mm

l = 1.000 mm

$$d^2 = l^2 + h^2 \quad \text{Equação 74}$$

$$d^2 = 1.000^2 + 2.000^2$$

$$d = \sqrt{5.000.000} = 2.336,07 \text{ mm}$$

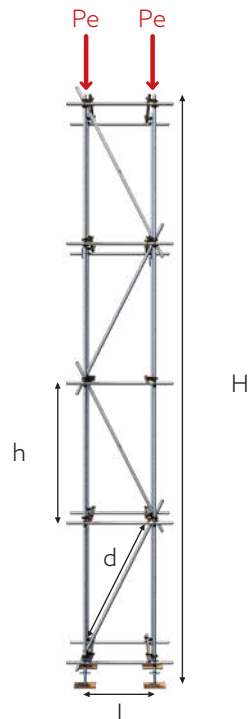


imagem 248: Andaime tubular

Cálculo de flambagem:

Para torres apoiadas em solo, sem amarração superior, o comprimento de flambagem é:

$$L_f = 2H \quad \text{Equação 75}$$

$$L_f = 2 \times 8.600 \text{ mm}$$

$$L_f = 17.200 \text{ mm}$$

Momento de Inércia do conjunto de postes:

Onde:

$$l = 1.000 \text{ mm}$$

I_c = inércia do conjunto

S = Área da seção = 424 mm^2

$$I_c = \frac{S l^2}{2} \quad \text{Equação 76}$$

$$I_c = \frac{424 \times 1.000^2}{2} = 212.000.000 \text{ mm}^4$$

CAPÍTULO VII

Cálculo admissível da diagonal

Onde

$$d = 2.336,07 \text{ mm}$$

$$P_d = \frac{2.000 \times 1.000^2}{4 \times 0,0005 \times 2.336,07^2} \times \frac{1}{3} = 61.104,92 \text{ N ou } 61,10 \text{ kN} \quad \text{Equação 73}$$

Carga admissível de flambagem por poste:

Onde:

$$E = 210.000 \text{ MPa}$$

$$I_c = 212.000.000 \text{ mm}^4$$

$$C_s = 2$$

$$k = f_k \text{ coeficiente de flexão da braçadeira} = 0,0005 \text{ N/mm}$$

$$d = 2.336,07 \text{ mm}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_c}{L_f^2} \times \frac{1}{1 + \frac{A \pi^2 E I_c}{L_f^2}} \times \frac{1}{C_s} \times \frac{1}{2} \quad \text{Equação 78}$$

$$P_e = \frac{3,14^2 \times 210.000 \times 212.000.000}{17.200^2} \times \frac{1}{1 + \frac{A \pi^2 E I_c}{L_f^2}} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$$

Deslocamento relativo ao triângulo de estabilidade

$$A = \frac{4 k d^2}{h l^2} \quad \text{Equação 38}$$

$$A = \frac{4 \times 0,0005 \times 2.336,07^2}{2.000 \times 1.000^2} = 0,0000050$$

$$P_e = 1.485.244,68 \times \frac{1}{1 + 0,0000050 \times 1.485.244,68} \times 0,50 \times 0,50 \quad \text{Equação 78}$$

$$P_e = 44.066,14 \text{ N ou } 44,07 \text{ kN}$$

A carga crítica do plano é de 44,07 kN.

CAPÍTULO VII

Flambagem local:

$$A = 424 \text{ mm}^2$$

$$I = 110.000 \text{ mm}^4$$

$$N_e = \frac{3,14^2 \times 210.000 \times 110.000}{1 \times 2.000^2} = 56.939,19 \text{ N} \quad \text{Equação 69}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \times 424 \times 350}{56.939,19}} = 1,61 \quad \text{Equação 70}$$

$$\lambda_0 > 1,50 \therefore \chi = \frac{0,877}{1,61^2} = 0,33 \quad \text{Equação 71}$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,33 \times 1,0 \times 424 \times 350}{1,10^*} = 44.520 \text{ N} \quad \text{Equação 37}$$

Ou seja, a flambagem crítica do plano é de 44,07 kN e a carga admissível de compressão local é de 44,52 kN.

7.5.4 Orientações típicas para montagem

Para facilitar a montagem e aumentar a produtividade, recomenda-se confeccionar gabaritos com o próprio material tubular, principalmente para fixação das braçadeiras nas travessas.

As braçadeiras são fixadas ao tubo por intermédio de parafusos e porcas que se ajustam conforme aperto feito por uma chave de catraca.

É importante que exista uma maneira certa de usar a chave de catraca e que não se deve apertar exageradamente os parafusos com consequência de provocar amassados no tubo ou comprometimento dos fios de rosca dos parafusos. O aperto normal feito por um profissional com experiência em montagem gera torques que variam entre 0,06 kN e 0,09 kN.

Braçadeiras de segurança deverão ser instaladas quando houver necessidade de reforço, quando a carga de escorregamento exceder 7,85 kN.

Se for necessário na emenda de tubos com utilização de luvas e que estejam incidindo sobre eles esforços de tração, deve-se fazer um reforço com tubos e braçadeira fixas (costura e emenda).

Para andaime, quando necessário, devem ser amarrados e/ou ancorados a uma estrutura externa estável. Não é permitida a fixação em tubulações de produtos, equipamentos ou qualquer dispositivo mecânico que comprometa o perfeito funcionamento do andaime.

7.5.5 Andaime de encaixe – Modex® SH

O sistema Modex® SH permite a sua adaptação em quase todas as realidades onde é necessária a utilização de andaimes. Obras de manutenção e montagem costumam ser as que mais requisitam este tipo de equipamento, proporcionando segurança e facilidade de montagem. As obras industriais, comerciais e de construção civil também utilizam o sistema Modex® SH com grande eficácia.

Por ser um andaime de encaixe, o sistema Modex® SH, dispensa mão de obra especializada sem comprometer a produtividade do equipamento, o que é um diferencial na escolha dos clientes.

Ao longo deste capítulo, são apresentados os componentes do sistema, sua utilização, normas de segurança, etc. É indispensável que se respeite as normas e regras determinadas para que as cargas e soluções propostas sejam eficazes.

7.5.6 Componentes

O sistema Modex® SH é um sistema com poucas peças, fáceis de manusear e que podem ser usadas com outro tipo de material tranquilamente.

CAPÍTULO VII

- **Poste modular** – Os postes modulares Modex SH, existem de tamanhos que variam de 0,50 m a 3,00 m. O comprimento, por conta da luva no primeiro poste, aumenta a altura total em 8 cm. Tem dois furos na parte inferior, sendo um para acoplamento de dois postes na vertical (junto com furo no lado superior) e outro para uso da corneta. É recomendado que os postes não sejam montados com as luvas viradas para cima por conta da carga na solda da luva. Posicionar o poste com a luva para baixo, pede a utilização de tubo de 48 mm no primeiro nível, em contato com a base.

- **Travessa Modex® SH** – As travessas possuem tamanhos de 0,50 m a 2,50 m, alterando de 0,50 m em 0,50 m. Esta medida corresponde a distância entre os eixos dos postes, por isto o comprimento real das travessas é 48 mm menor.

- **Diagonal vertical Modex® SH** – Diagonais são definidas por duas medidas: A primeira é a distância entre os postes (horizontal) e a segunda é a distância vertical entre as rosetas (altura). Geralmente, a altura é de 1,50 m para escoramento. Altura de 1,00 m somente é usado para cargas elevadas e a altura de 2,00 m somente para andaime de fachadas.

Observação: o tubo da diagonal é de 38 mm, não pode ser presa à braçadeira.

- **Base de apoio** – Para distribuir as cargas do andaime Modex® SH sobre o piso regular a altura desejada, poderá ser considerado: Base Fachadeiro® SH, Corneta ou Bases Reguláveis.

- **Rodizio de borracha** – Os rodízios de borracha que atendem aos andaimes fachadeiros, atendem ao equipamento Modex® SH.

- **Quebra-Vão** – Utilizado para quebrar o vão das pranchas de madeira ou como apoio para extremidade do piso metálico, evitando assim o transpasse dos pisos. Existem nos tamanhos 1,00 m e 1,50 m. Para outras medidas de vão pode ser consultado o uso do “quebra-vão-antigo- SH”

- **Pisos de Madeira e Metálicos** – Assim como para os andaimes fachadeiro, o sistema Modex® SH integra muito bem os tipos de pisos, devendo se atentar para encaixe dos diferentes pisos e suas continuidades.

CAPÍTULO VII

7.5.7 Cargas admissíveis

A carga nos postes é diretamente dependente do espaçamento das travessas, é por esse espaçamento que define o comprimento de flambagem e a carga que o poste suportará:


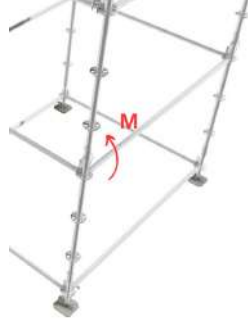
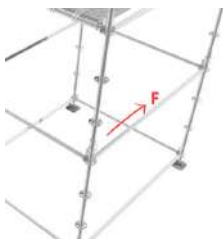
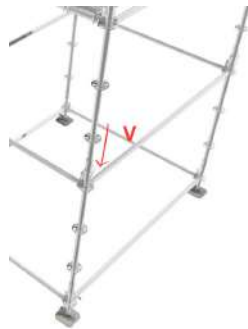
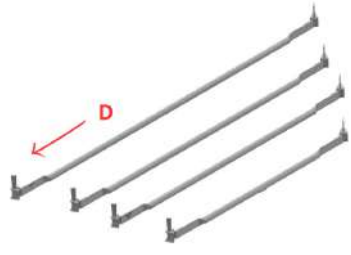
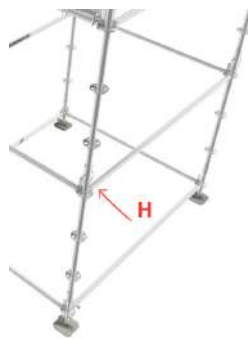


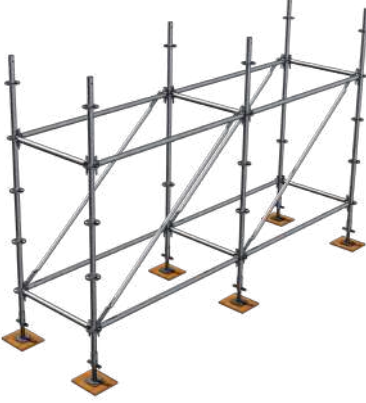

ANDAIME MODEX SH				UNIDADE
Distância entre as Travessas	100	150	200	cm
Carga admissível no Poste	44	39	26	kN
<p>0,39 kN Momento</p> 				0,39 kN Momento
<p>10,79 kN Força Axial (tração e compressão)</p> 				9,80 kN Força Vertical de Cisalhamento
<p>4,41 kN Carga admissível da Diagonal</p> 				1,66 kN Força horizontal

Tabela de cargas Modex® SH

Montagem básica – Andaime Modex® SH	
<p>a) calçar e Locar as bases, certificar que a luva do poste está para baixo:</p> 	<p>b) As travessas e diagonais são presas no poste através de rosetas com garras e cunhas, somente com a marreta é possível a montagem. A roseta permite ângulos entre 30° e 60°.</p> 
<p>c) Os espaçamentos entre as travessas podem ser de 1,00 m – Para cargas altas, 1,50m - No caso comum de escoramento, 2,00 m – Somente para Andaime de Fachada</p> 	<p>d) Adicionar pisos, rodapés, diagonais e escadas.</p> 

Uso do Modex® SH para torre de escoramento

Para solucionar com economia algumas situações em obra, o uso do Modex® SH é orientado para escoramento desde que:

- Abrir ao máximo o vão entre as torres nos dois sentidos, sempre dentro dos cálculos.
- Optar pelo uso de bases reguláveis com tubo na saída do andaime para reforço luva do poste (tubos de 10 cm a 25 cm).

CAPÍTULO VII

- Travar adequadamente com diagonais correspondentes as aberturas, se preciso, contraventar.

O Modex® SH também pode ser feito para prolongar escoras. Neste caso, o uso do poste de 1,00 m é o mais indicado, podendo ser fixado na roseta com parafuso ½" x 2" ou utilizado sem fixação. Prolongamentos com postes maiores que 1,00 m é necessário contraventamento com travessa Modex® SH ou tubo e braçadeira. Ainda para o uso do Modex® SH com Topec® SH, as escoras podem ser encaixadas nas torres como um prolongador, permitindo a criação de uma plataforma de trabalho. Se a escora estiver apoiada na roseta, não será possível o travamento com travessas, nem diagonais nessa mesma roseta.

Uso do Modex® SH para andaime de fachada

Usando Modex® SH como andaime de fachada, é necessário observar os seguintes itens:

- Para deixar livre a fachada para trabalho, colocar travessas no lado interno somente a cada 2,00 m.
- No lado externo, colocar travessas adicionais na altura de 0,50 m em todos níveis de trabalho (Guarda-Corpo).
- Usar travessas de 2,50 m com diagonais de 2,50 m x 2,00 m. Diagonais somente no lado externo segundo as regras estabelecidas para o andaime Fachadeiro® SH.
- Não é necessário utilizar diagonais de 1,00 m x 2,00 m na lateral interna do andaime, a rigidez da travessa de 1,00 m é suficiente.
- Para colocar guarda-corpo no último nível, aumentar em 1,50 m os postes e utilizar as travessas como guarda-corpo.
- Indicar no projeto a necessidade de prender o andaime na fachada a cada 6 m de altura e a cada 6 m de comprimento.
- Verificar se a carga do andaime está dentro da norma de 14,71 kN/m².
- Para quebrar o vão dos pranchões que assolham o andaime é necessário usar o quebra-vão.

7.5.9 Console Modex® SH

Por ser um sistema versátil, é possível com travessas e diagonais ser montados consoles, respeitando as cargas admissíveis listadas na tabela abaixo. Para consoles em balanço, precisando de estabilidade, cada deve ser amarrado com duas travessas:

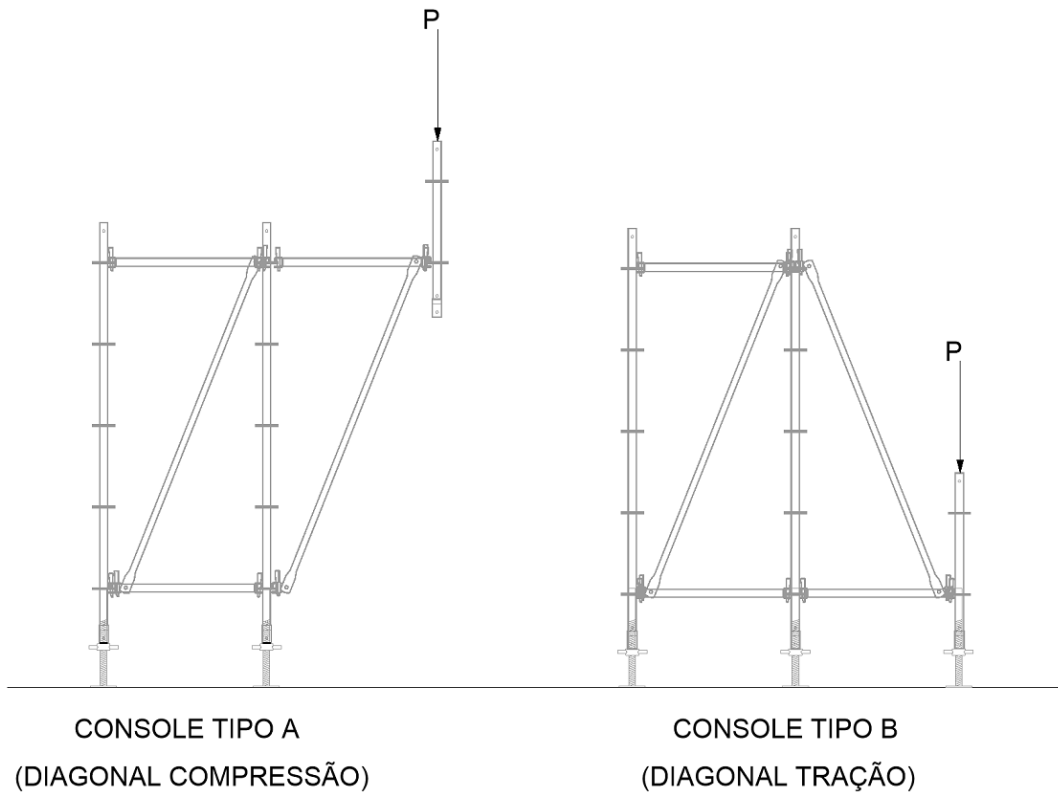


Imagem 249: Tipos de consoles com sistema Modex® SH

Carga admissível P do console (L = comprimento da travessa e H = altura da diagonal)

Diagonal	L (m)	1,00	1,00	1,50	2,00	2,50	2,50
	H (m)	1,00	1,50	1,50	1,50	1,50	2,00
Carga P	Tipo A	2,50 kN	2,50 kN	2,50 kN	2,50 kN	2,50 kN	2,50 kN
	Tipo B	2,50 kN	2,50 kN	2,50 kN	2,50 kN	2,50 kN	2,50 kN

CAPÍTULO VII

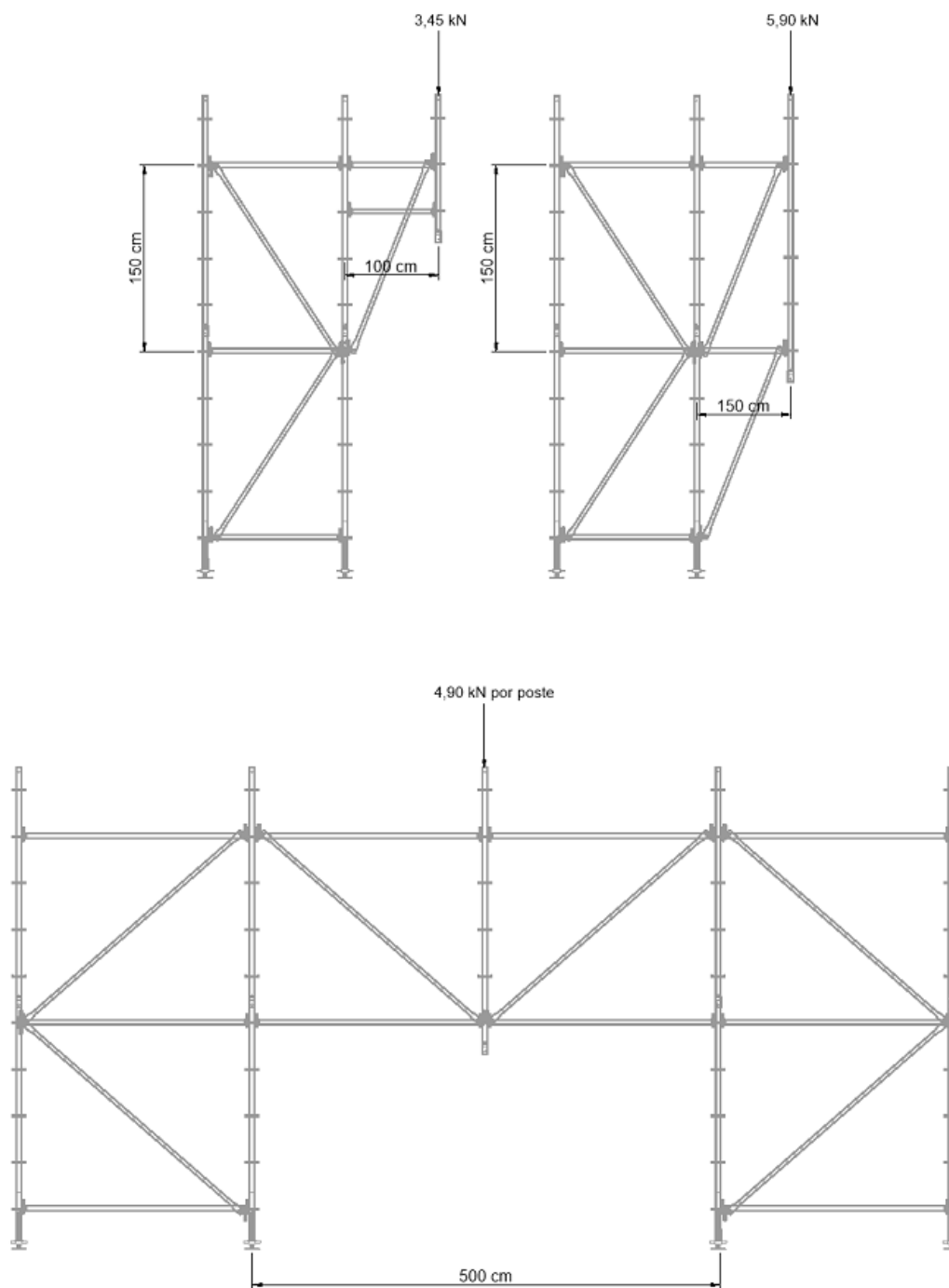


Imagem 250: Exemplos de consolas Modex® SH e cargas atuantes

7.6 Pisos e rodapés

7.6.1 Pranchão de madeira

O piso poderá ser de tábuas ou de pranchões. Existem diversos comprimentos de pranchões no mercado para locação.

As pranchas de madeira da SH são de 0,305 m de largura com espessura de 0,03 m e comprimento variando de 1,00 m a 6,50 m.. Possuem grapas de aço nas extremidades para reduzir as rachaduras no sentido longitudinal.

Mesmo os pranchões de madeira da SH atendendo todas as normas solicitadas não há um sistema que faça a união de um pranchão de madeira no outro.

Para os projetos com pranchões de madeira é importante se atentar no vão permitido pelas características da madeira e o uso do quebra vão para garantir o espaçamento correto.

7.6.2 Piso metálico

O piso metálico é uma excelente escolha para indústrias que precisam de uma solução resistente, de baixa manutenção e que suporte condições adversas. A seleção do tipo de piso ideal dependerá do ambiente, carga aplicada e nível de segurança necessário.

Piso Leve SH - Destinado a forração de andaimes, os pisos leves são de aço galvanizado e foram fabricados para substituir os pranchões de madeira. Ele não possui garras, é apoiado diretamente na travessa do andaime, compatível com andaime Modex® SH, Fachadeiro® 105 SH, Fachadeiro® SH e andaime de tubos com braçadeiras. Por não possuir garras se deve atentar ao uso de quebra vão e trava para piso (peça que une os pisos). Carga admissível de 2 kN/m² com vãos até 2,00 m, para maiores vãos, consultar a ficha técnica do equipamento.

Piso SH 24 ou 32 – Pisos SH de 0,24 m de largura por 0,07 m de altura ou então o piso de 0,32 m de largura com 0,076 m de altura, são pisos de aço galvanizado, com comprimentos variáveis de 1,00 m a 2,50 m, superfície rugosa como solicitado em norma e são pisos com garra, ou seja, pisos que encaixam nas travessas do andaime não sendo necessário o uso de quebra-vão (a não ser por estratégia de projeto). Não podem ser usados juntos como continuidade pois a garra do piso de 24 não coincide com as garras do piso de 32, portanto o sistema não pode ser mesclado.

Piso de Fechamento SH – O piso de fechamento é de aço galvanizado com 0,17 m de largura e 0,04 m de altura atendendo as medidas de comprimento entre 1,00 m e 2,50 m. O piso de fechamento é exatamente um piso que se usa para fechar um vão de andaime. Exemplo: O vão livre do andaime Modex® SH, devido as rosetas, é um pouco menor que 1,00 m, atingindo 0,85 m de vão para encaixe de pisos. Sendo assim: 2 pisos de 0,32 m = 0,64 m de vão faltando 0,21 m para ser preenchido com o piso de fechamento com 0,17 m. O piso de fechamento possui garras nas extremidades e também só pode ser usado em continuidade com o sistema pois as garras não são compatíveis com as garras de medida de outros pisos. O piso de fechamento é ideal para ser usado em vãos menores deixados por conjunto de pisos ou em conjunto com o piso alçapão de 0,63 m de largura.

Piso SH 28 – O piso SH de 0,28 m de largura, 0,05 m de altura e comprimento variável de 1,00 m a 2,50 m. Também de aço galvanizado com superfície rugosa e garras nas extremidades. É compatível com todos os sistemas de andaime da SH, mas não com outros conjuntos de pisos, apenas usado em continuidade com o mesmo tipo de garra.

Multipiso SH – O Multipiso SH é o sistema mais completo e robusto de pisos metálicos da SH, isso porque ele possui duas larguras de pisos: 0,33 m de largura e 0,50 m de largura, ambos com 0,05 m de altura e comprimentos variáveis de 1,00 m a 2,50 m. O sistema Multipiso é um sistema que possui garras compatíveis apenas com Multipiso e permite encaixe perfeito no andaime Modex® SH. O momento do piso em caso de uso conjunto de 0,33 m + 0,50 m ao vão, deve-se respeitar o limitante de 1,00 kN/m do piso de 0,33 m. As cargas limitantes estão na ficha técnica de pisos SH e devem ser respeitadas de acordo com a norma EN 12811-1.

Clips para piso – A função do clips é travar os pisos leves usando uma garra apoiada em travessas do andaime, sejam eles de tubos ou fachadeiros desde que as travessas estejam nos limites de diâmetro de 48 mm. Indicado para Pisos Leves, sem garras.

Trava para Pisos – As travas para piso comum e Travas para Piso Duplo, também exercem a função de prender os pisos como uma presilha na travessa do andaime e entre si. Ela atende muito bem o piso Leve SH evitando deslizamento do piso e garantindo a junção quando houver transpasse de pisos (piso sobre o outro).

7.6.3 Rodapés

Além de ser item obrigatório segundo a NR-18, o rodapé pode ser composto de vários materiais. Na SH possuímos um sistema de rodapé para o andaime correspondente, sendo rodapé fachadeiro para o andaime Fachadeiro® SH e rodapé Modex® SH para andaime Modex® SH. Mas também há diversificações entre esses rodapés e o modo mais indicado de usá-los:

Rodapé Modex® de Fibra – Utilizado apenas para encaixe em andaime Modex® SH, pois é aplicado nas extremidades com garras Modex® SH elaboradas propriamente para as rosetas, posicionado entre os postes. Possui alta resistência mecânica, tem grande estabilidade dimensional, não metálico (ideal para ambientes sensíveis a ação magnética).

Rodapé Modex® Aço – Também é compatível apenas com o sistema Modex® SH de andaimes por possuir encaixe nas extremidades compatíveis das rosetas. Seu encaixe é feito apenas com a garra Modex® SH, devendo sempre acompanhar esse item no envio de material.

Rodapé SH - Utilizado para rodapé de proteção inferior em andaimes e plataformas de trabalho. Para fechamento dos cantos entre dois rodapés é utilizado o canto rodapé e para união entre o canto rodapé e o rodapé é considerado o clips para piso. Rodapé de aço compatível com todos os sistemas de andaime Fachadeiro® SH.

Rodapés de Madeira SH – Para os rodapés feito em madeira devemos sempre lembrar de enviar a chapa de extremidade Modex® SH – direita e esquerda – e a garra Modex® SH. Essa chapa presa nas extremidades do rodapé de madeira permite o encaixe na garra Modex® SH, sendo compatível apenas com o sistema de andaime Modex® SH.

Braçadeira de Rodapé – É uma peça compatível apenas entre o sistema de andaime Modex SH e rodapé. Ela permite a junção entre cantos de rodapé no andaime e continuidade em caso linear, abraçando o poste modex com cunha e prendendo a folha de rodapé a frente do poste.

Atualmente, a SH possui dois modelos de escada de acesso disponíveis, sem contar o sistema de escada alçapão com uso apenas em sistema de andaimes fachadeiros e Modex® SH.

Escada Modular 325 - proporciona acesso a alturas modulares com segurança e estabilidade do conjunto. A largura dos degraus é 0,80 m, possui lances de escadas de 1,50 m de altura, possui alturas de guarda-corpo que atendem a NR18 e rodapé de 0,20 m em toda sua extensão.



Imagem 251: Obra Ceraçá Cooperativa - Paraná

CAPÍTULO VII

A Escada Modular 325 é um sistema de acesso a níveis de trabalho superiores e, portanto, podem ser montadas junto a andaimes fachadeiros, em empenas cegas de prédios e todo tipo de construção em que seja necessário o acesso rápido em estruturas provisórias. A escada está rigorosamente dentro dos padrões de segurança estipulados pela NR18, nos itens como altura de guarda-corpos e rodapés, largura e altura dos degraus, assim como altura dos patamares. O sistema é baseado em postes, travessas e escadas com degraus desmontáveis, que proporcionam facilidade no transporte e armazenamento por ocupar pouco espaço quando desmontada.

- As escadas modulares 325 estão limitadas a utilização de 48 metros de altura, sendo que a dobra no poste é obrigatória para altura acima de 24 metros e um tráfego de 3,0 kN/m²;
- A dobra no poste deve ser feita a partir da base até a diferença de 24 metros, ou seja, se a escada possuir 30 metros de altura, a dobra do poste deve iniciar na base até os 6 metros de altura;
- A dobra no poste obrigatoriamente deve ser feita com o “G Duplo” e o poste da Escada 325. O “G Duplo” deve ser fixado em no máximo a cada 1,50 metros, assim como o limitante do patamar de escada.
- O projeto da escada modular 325 deve conter informações e indicações de dobra assim como a carga limite de serviço de 3,0 kN/m².
- A escada modular 325 deve atender aos critérios de travamento na estrutura.



Imagem 252: Escada Modular 325

CAPÍTULO VII

Escada Tubular 200 – Conhecida como escada marinheiro ela é encaixada na travessa do andaime tubular ou Modex® SH, através de um gancho na parte superior, serve para permitir acesso vertical entre os diversos níveis de patamares dos andaimes. Deve ser usada em conjunto com o Guarda-Corpo Escada Tubular 200, que serve como proteção contra quedas no momento do uso da escada. Indicada somente para andaimes com 2,00 metros entre patamares. Com montagem fácil e rápida, pode substituir a montagem das escadas tradicionais com degrau tubular com braçadeira e degrau tubular com guarda-corpo.



Imagem 253: Escada marinheiro SH



8. Cálculos para Fôrmas e Escoramentos

8.1 Observações gerais

Os cálculos são a essência da engenharia estrutural, desempenhando um papel crucial no dimensionamento e na segurança de fôrmas e escoramentos para concreto. No contexto da construção civil, as fôrmas são estruturas temporárias que moldam o concreto fresco, enquanto os escoramentos fornecem suporte necessário até que o concreto atinja resistência suficiente para suportar cargas sem auxílio adicional.

O dimensionamento adequado dessas estruturas temporárias é fundamental para garantir a segurança, a integridade e a eficiência da obra. Este processo envolve uma série de cálculos complexos que consideram diferentes fatores, como a resistência dos materiais, as cargas aplicadas e as condições ambientais.

Neste capítulo vamos guiar ao entendimento de cálculos para Fôrmas e Escoramentos já usados nos capítulos anteriores. Todas as informações e equações foram extraídas das normas ABNT NBR indicadas e aplicadas. Manteremos o passo a passo explicando tabelas, métodos e equações.

8.2 Cálculos básicos

8.2.1 Unidades

As unidades são medidas ou quantidades específicas usadas para servir de padrão para outras medidas. A padronização das unidades é importante para evitar a propagação de erros. As unidades básicas são o metro (m), quilograma (kg) e o segundo (s). As unidades derivadas são, entre outras, força, trabalho, momento, pressão e etc.

O sistema internacional de unidades “SI” utiliza como unidade derivada o Newton, e adota a aceleração da gravidade aproximadamente a $g = 9,807 \text{ m/s}^2$.

De acordo com a 2ª lei de Newton: “Toda ação é resultante da aceleração de uma massa”, ou seja, no sistema internacional a força é uma massa submetida a acelerações do campo gravitacional da terra.

Em alguns exercícios deste livro colocamos a conversão de unidades Newton em parênteses para que acompanhe os cálculos com precisão. É necessário se atentar para essas conversões para que haja compreensão do que está sendo calculado e que o resultado esteja correto.

A pressão ou tensão mecânica é a força normal (perpendicular à área) exercida em uma unidade de área. A unidade de pressão no sistema internacional “SI” utiliza como unidade derivada o Pa – pascal (1N/m^2).

CAPÍTULO VIII

Sistema Internacional de Medidas SI – As sete unidades de base do SI são: metro (comprimento), segundo (tempo), ampere (corrente elétrica), kelvin (temperatura), quilograma (massa), candela (intensidade luminosa) e mol (quantidade de substância).

A polegada é uma unidade de comprimento usada no sistema imperial de medidas: Uma polegada (1") é igual a 2,54 cm ou 25,4 mm.

Tabela de Conversão de Unidades:

Unidade	kN/m ²	kN/cm ²
1 GPa	1,0x10 ⁶ kN/m ²	100 kN/cm ²
1 MPa	1.000 kN/m ²	0,1 kN/cm ²
1 kgf/m ²	0,0098 kN/m ²	9,80665x10 ⁻⁷ kN/cm ²
1 kgf/cm ²	98,07 kN/m ²	0,00980 kN/cm ²
1 tn/m ²	9,80 kN/m ²	0,00098 kN/cm ²

8.3 Ações

Os cimbramentos e as fôrmas devem ser montados de modo que todas as forças atuantes sejam transferidas com segurança para a base de apoio. Sendo o cimbramento e as fôrmas como estruturas provisórias, as considerações de cargas devem ser:

8.3.1 Ações Permanentes

As cargas permanentes consistem em:

- Peso próprio dos elementos da estrutura de escoramento e das fôrmas;
- Peso de todos os elementos da estrutura de concreto a ser suportado pela estrutura de escoramento com influência de áreas m² ou lineares.
- Quaisquer outras ações de caráter permanente ao longo da utilização provisória da estrutura das fôrmas e escoramentos.
- Pressão do concreto fresco sobre as fôrmas verticais e horizontais.

Peso Próprio dos Materiais

- Peso Específico do concreto armado = $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ ³¹
- Peso específico do aço = $\gamma_A = 78,5 \text{ kN/m}^3$ ³²
- Peso específico do alumínio = $\gamma_{AL} = 28 \text{ kN/m}^3$ ³³

³¹ABNT NBR 15696 – Peso próprio do concreto armado.

³²ABNT NBR 15696 – Peso próprio do aço.

³³ABNT NBR 15696 – Peso próprio do alumínio.

CAPÍTULO VIII

- Peso Especifico da Madeira = consultar fornecedor ou considerações ABIMCI – Associação Brasileira da Indústria de Madeira Processada Mecanicamente.⁴
- Peso de outros materiais conforme normas específicas.⁵

8.3.2 Ações variáveis

As cargas variáveis são aquelas que resultam de:

- a)** Carregamentos assimétricos sobre as fôrmas e escoramento.
- b)** Sobrecarga de trabalho na execução dos serviços de lançamento, adensamento e acabamento do concreto. A sobrecarga de trabalho deve ser de no mínimo **2,0 kN/m²**. A carga estática total a ser considerada, incluindo cargas permanentes e variáveis, não pode ser inferior a **4,0 kN/m²**, **1,00 kN/m²** para cargas provenientes de reescoramento e **1,50 kN/m²** para carga de trabalho. Conforme ABNT NBR 15696.
- c)** Impacto do lançamento do concreto: As cargas variáveis, em alguns casos, já incluem os efeitos normais de impacto. Entretanto, devem ser considerados no projeto, além dos valores estáticos das cargas, também os efeitos dinâmicos ou de impactos causados por máquinas, equipamentos, de como é feito lançamento do concreto, etc.
Observações: O impacto máximo a ser considerado no lançamento do concreto sobre a fôrma horizontal, está limitado ao esforço resultante do lançamento de uma altura de 0,20 m acima do nível acabado. Para alturas maiores de 0,20 m, o cálculo deverá prever sobrecargas adicionais.
- d)** Vibrações decorrentes de equipamentos de adensamento do concreto;
- e)** Pressões de vento: Conforme determinações da norma ABNT NBR 6123.

⁴ABNT NBR 7190.
⁵ABNT NBR 6120.

8.3.3 Pressão do Vento

Os cimbramentos estão sujeitos a pressões do vento, atuando sobre as áreas das fôrmas e das peças do escoramento. Estas pressões devem ser consideradas conforme ABNT NBR 6123. Outras normas internacionais são mencionadas nesse texto somente para comparações. A carga de vento a ser adotada dependerá, entretanto, de uma avaliação do risco da incidência de ventos muito fortes e das consequências de um acidente provocado por ventos excepcionais. Tratando-se de obras temporárias, a pressão do vento pode ser tomada igual a 80% das pressões adotadas para o projeto de obras permanentes.

Pressão dinâmica do vento, segundo a norma alemã:

Segundo a norma alemã DIN 1055/83, podem ser usadas as pressões dinâmicas da tabela que se segue abaixo, em função de faixas de altura sobre o terreno.

A velocidade do vento é influenciada pela topografia local.

Altura sobre o Terreno h (m)	Velocidade v (m/s)	Pressão dinâmica q (kN/m ²)
$0 < h \leq 8$	28,3	0,5
$8 < h \leq 20$	35,8	0,8
$20 < h \leq 100$	42,0	1,1
$H > 100$	45,6	1,3

As velocidades do vento podem ainda ser ampliadas por efeitos de afunilamento em vales ou gargantas, ou por efeito de ventos fortes de atuação regional.

Pressão dinâmica do vento, segundo a norma americana:

A norma americana ASCE/SEI 7-16 Cargas de neve / vento prevê também o fator rajada apresentada em dois cálculos para estruturas classificadas como rígidas ou flexíveis. Ela também limita e oferece premissas para edificações altas, terrenos para cada classe de rugosidade e pressão de projeto.

Pressão dinâmica do vento, segundo a norma ABNT NBR 6123

Segundo a norma brasileira, a velocidade de vento a considerar é a equação 59:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

Equação 59

v_k – velocidade característica do vento

v_0 – velocidade básica do vento, igual à velocidade de uma rajada de 3 segundos, exercida em média uma vez a cada 50 anos, a 10 metros acima do terreno em campo aberto e plano. Velocidades que variam no Brasil entre 25 e 50 m/s.

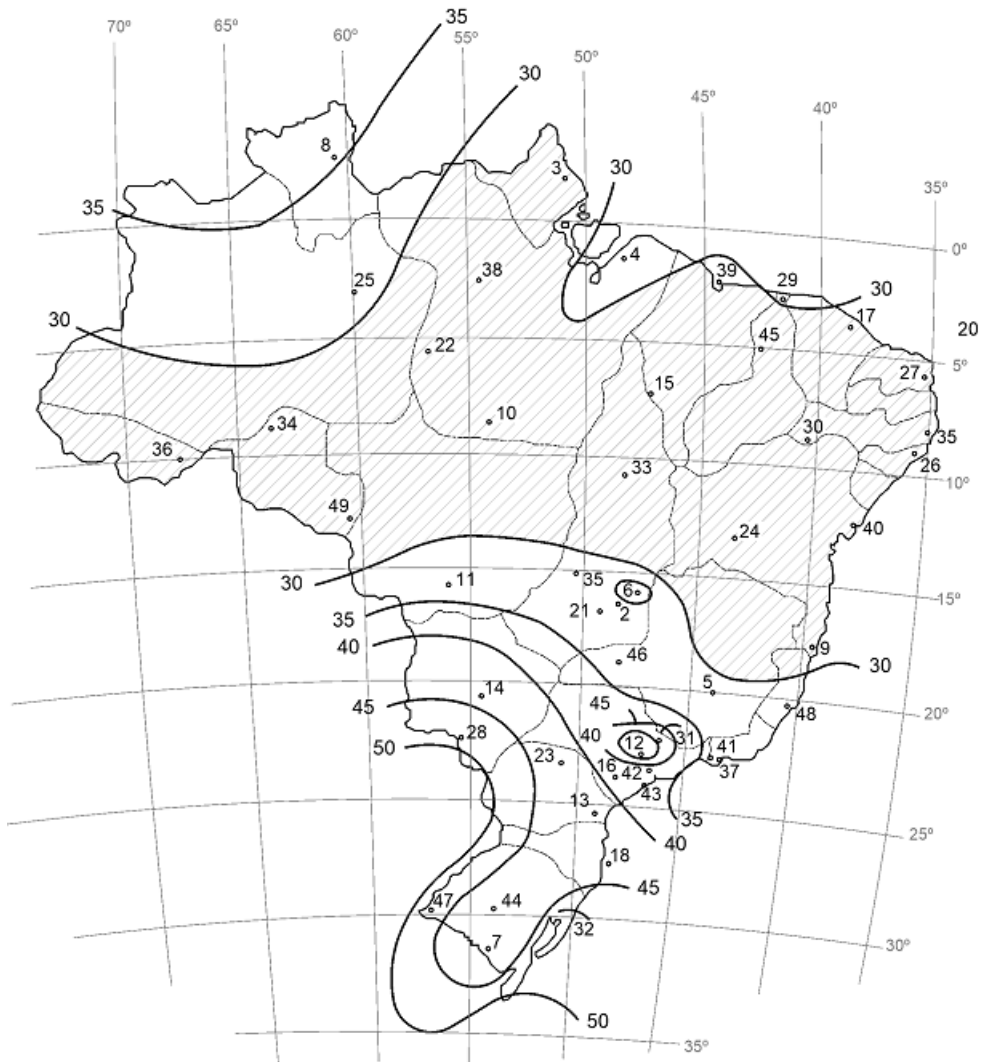


Imagem 254: Isopleta da velocidade do vento

S1 – fator topográfico:

a) Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1=1,0$

CAPÍTULO VIII

b) Taludes e Morros: $S_1=1,0$ – O terreno é dividido em pontos e será necessário fazer uma função nos pontos em que existe diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro baseado no valor de θ_t .

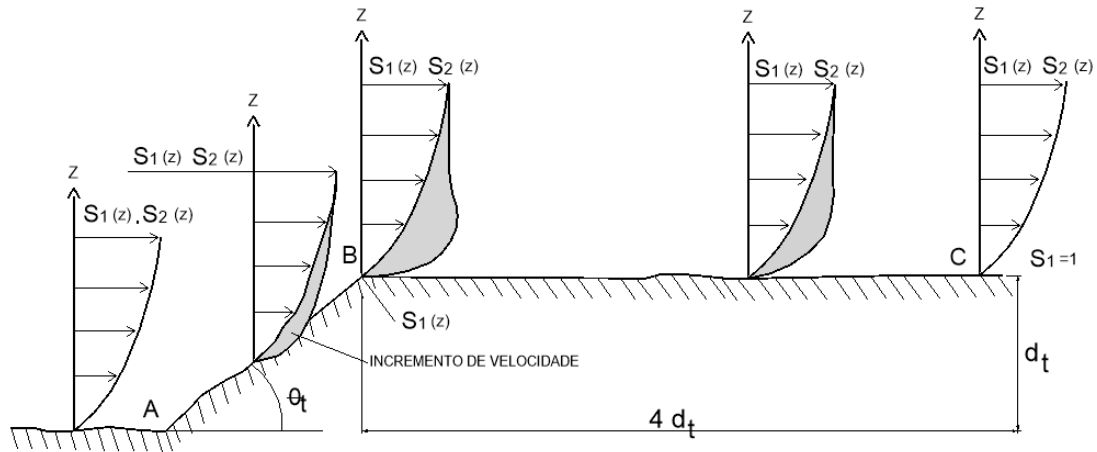


Imagem 255: Fator topográfico

No ponto A = $S_1: 1,0$

No ponto B = S_1 : será uma função $S_1(z)$. Variando de acordo com o ângulo de θ_t .

Onde:

$$\begin{aligned} \theta_t. \leq 3^\circ & \quad S_1 = 1,0 \\ 6^\circ \leq \theta_t \leq 17^\circ & \quad S_1 = 1,0 + (2,5 - z/d) \operatorname{tg}(\theta_t - 3^\circ) \geq 1 \\ 45^\circ \leq \theta_t & \quad S_1 = 1,0 + (2,5 - z/d) 0,31 \geq 1 \end{aligned}$$

c) Vales profundos, protegidos de ventos em qualquer direção: $S_1=0,9$

O fator S_2 usado no cálculo de velocidade do vento em uma altura z acima do nível geral do terreno é calculado pela seguinte equação:

$$S_2 = b_m F_r (z/10)^p \quad \text{Equação 58}$$

Onde:

F_r = é o fator de rajada

O parâmetro b_m , o fator de rajada e p são encontrados nas tabelas⁶ abaixo:

⁶Tabela 1 e 2 – Norma ABNT NBR 6123.

CAPÍTULO VIII

Tabela – Parâmetro b_m e p .

Categoria	Z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b_m	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b_m	1,00	1,00	1,00
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b_m	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b_m	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b_m	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Tabela Fator Rajada – NBR 6123

F_r	Classes		
	A	B	C
	1,00	0,98	0,95

Tabela de Classes - NBR 6123

Classe	Descrição
Classe A	Maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20 metros
Classe B	Maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 metros
Classe C	Maior dimensão da superfície frontal maior que 50 metros

CAPÍTULO VIII

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, estrutura ou componente.

Tabela fator estatístico S_3 - NBR 6123

Grupo	Descrição	S_3	T_p (anos)
1	Estruturas cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, edifícios centrais de controle, etc) Pontes rodoviárias e ferroviárias. Estruturas que abrigam substâncias inflamáveis, tóxicas e/ou explosivas Vedação das Edificações do grupo 1 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,11	100
2	Estruturas cuja ruína represente substancial risco à vida humana, particularmente a pessoas em aglomerações, crianças e jovens incluindo, mas não limitado a: • edificações com capacidade de aglomerações de mais de 300 pessoas em um mesmo ambiente como centros de convenções, ginásios, estádios, etc • creches com capacidade maior do que 150 pessoas; • escolas com capacidade maior do que 250 pessoas; Vedações das edificações do grupo 2 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,06	75
3	Edificações para residências, hotéis, comércio, industriais. Estruturas ou elementos estruturais desmontáveis com vistas a reutilização. Vedações das edificações do grupo 3 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,00	50
4	Edificações não destinadas à ocupação humana (depósitos, silos) e sem circulação de pessoas no entorno Vedações das edificações do grupo 4 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,95	37
5	Edificações temporárias não reutilizáveis. Estruturas dos Grupos 1 ao 4 durante a construção (fator aplicável em um prazo máximo de 2 anos) Vedações das edificações do grupo 5 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,83	15
Nota: Exclusivamente para o projeto das vedações, se permite que a velocidade característica seja calculada com fator ($0,92 \times S_3$) em vez de S_3			

A pressão dinâmica do vento é obtida pela equação:

$$q = 0,613 V_k^2 (N/m^2)$$

Equação 60

8.4 Pressão de empuxo para concreto fresco

Para o dimensionamento de fôrmas verticais para concreto, inclusive ancoragens e estroncamentos, deve-se considerar a pressão do concreto fluido como ação permanente.

As pressões do concreto fluido, conforme ABNT NBR 15696 são determinantes para fôrmas verticais com variações de até $\pm 5^\circ$ do prumo.

Medidas de redução de pressão não poderão ser adotadas se estas não puderem ser garantidas, ainda que por tecnologia do concreto ou tecnologia da fôrma. Além do valor da pressão deve ser considerada a distribuição desta pressão sobre a fôrma, que neste caso, sempre que citado o termo concreto refere-se ao concreto fluido.

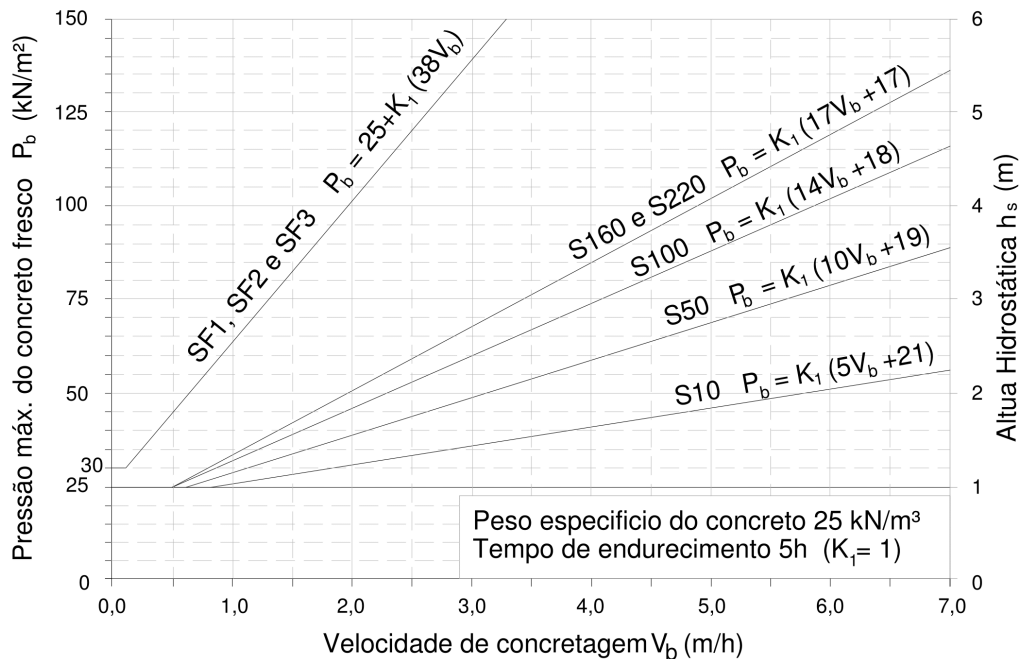


Imagem 256: Diagrama para determinação da pressão máxima do concreto fresco (P_b), NBR 15696.

8.4.1 Definições

Pressão do concreto fresco: É a pressão horizontal que o concreto exerce na face da fôrma em contato com o mesmo. O símbolo para essa pressão é P_b e a unidade é kN/m^2 .

Velocidade de concretagem: É o incremento vertical do nível superior do concreto fresco medido linearmente em relação ao tempo decorrido de concretagem. O símbolo é V_b e a unidade m/h .

Altura hidrostática: É a diferença entre a superfície superior do concreto fluído e a altura, onde a pressão do concreto atinge o valor máximo P_b . O símbolo é h_s .

Consistência: Caracteriza a moldabilidade e a fluidez do concreto. O concreto pode ser classificado usando o Slump (abatimento ou espelhamento) nas seguintes classes de consistência:

Tabela de Classes de Consistência - NBR 15696

Classe de Consistência e Aparência	Abatimento ou Espelhamento (mm)	
Concreto não Autoadensável		
S10	Rígida	$10 \leq \text{Abatimento} < 50$
S50	Plástica	$20 \leq \text{Abatimento} < 100$
S100	Muito Plástica	$100 \leq \text{Abatimento} < 160$
S160	Quase Fluída	$160 \leq \text{Abatimento} < 220$
S220	Fluída	$220 \leq \text{Abatimento}$
Concreto Autoadensável		
SF1	Fluída	$550 \leq \text{Espalhamento} < 650$
SF2		$660 \leq \text{Espalhamento} < 750$
SF3		$760 \leq \text{Espalhamento} \leq 850$

Tempo de endurecimento: Intervalo de tempo entre o instante da adição de água na mistura e o instante em que o concreto atinge a resistência à penetração de $27,6 \text{ MPa}$, determinada conforme ABNT NBR 17158.

8.4.2 Fatores que influenciam a pressão do concreto

Vibração: A vibração do concreto se faz devido ao uso de um aparelho que pode ser utilizado por imersão ou externo acoplado a fôrma, é utilizado para garantir que o concreto não tenha bolhas, espaços vazios ou excesso de água que podem comprometer a qualidade da estrutura. A pressão do concreto fresco, conforme diagrama, vale para a profundidade da vibração na coluna hidrostática (h_s) e compactação com vibradores por imersão. Para profundidades de vibração maiores e vibradores externos ou acoplados a fôrma, a pressão do concreto deve ser considerada como $P_b = \gamma h$.

Temperatura do concreto fresco: A temperatura do concreto influencia o tempo de cura, a pressão máxima do concreto fluido. Referente a temperatura do concreto no momento da concretagem não são adotadas medidas de isolamento térmico, é necessário fazer ajustes na pressão e na altura hidrostática, dependendo da classe de consistência do concreto

Temperatura ambiente: A influência de temperaturas de ambiente inferiores a 15 °C para a pressão do concreto fluido não precisa ser considerada desde que o concreto mantenha a temperatura em função de medidas de isolamento térmico. Sem medidas de isolamento térmico este fator deve ser considerado em casos que a temperatura do concreto durante o endurecimento pode ficar abaixo de 23° +/- 2°. P_b e h_s devem ser aumentados em 3% para cada 1°C abaixo da TREF (23° +/- 2°) para concreto S10-S220. Para concreto SF1, SF2 e SF3, considerar 5% para cada 1°C abaixo da TREF.

Aditivos do concreto: Aditivos influenciam a pressão basicamente através de alterações da consistência ou do tempo de endurecimento. O aumento da pressão causado por estes aditivos deve ser considerado através da classe da consistência. Usando aditivos retardadores, os valores da pressão do concreto P_b e a altura hidrostática h_s extraídos do diagrama devem ser multiplicados com os valores da tabela abaixo, para tempo de endurecimento superior a 5 horas. Esta tabela vale somente para alturas de concretagem até 10 m. Valores intermediários podem ser intercalado linearmente.

Tabela de Aditivos – ABNT NBR 15696

Coeficiente K1			
Classes de Consistência	Tempo de Endurecimento		
	≤ 5 horas	10 horas	20 horas
S10	1,00	1,15	1,15
S50	1,00	1,25	1,80
S100	1,00	1,40	2,15
S160 e S220	1,00	1,70	3,10
SF1, SF2, SF3	1,00	2,00	4,00

Concreto autoadensável: Para concreto autoadensável não consideramos altura hidrostática devido a liquidez do concreto ser total e quando alcança o topo da concretagem a base ainda estará líquida, não atingindo rigidez, e não gerando diminuição da pressão exercida na fôrma.

8.4.3 Cálculo simplificado do empuxo do concreto

O empuxo de um fluido, como o concreto fresco, é a força que ele exerce sobre uma superfície devido à pressão exercida pelo seu peso. O cálculo do empuxo é essencial para entender as forças nas fôrmas de concreto durante a fase de cura inicial. Para calcular o empuxo, indica-se as equações citadas no diagrama de determinação de pressão máxima do concreto fresco, (imagem 256) para 5 categorias de concreto com tempo de endurecimento máximo de 5 horas e velocidade limitada a 7 m/h. Para concretos com velocidade de concretagem alta e alta fluidez, que geram maiores pressões na lateral da fôrma, consideramos a Equação 45:

$$E = \gamma_c h \quad \text{Equação 45}$$

A altura hidrostática é calculada para determinar a pressão exercida por um fluido, como a água ou o concreto fresco, em uma determinada profundidade. Essa medida é crucial para garantir que as estruturas resistam às forças exercidas por fluidos, evitando falhas, colapsos e vazamentos.

$$h_s = \frac{P_b}{\gamma_c} \quad \text{Equação 63}$$

CAPÍTULO VIII

Cálculos de velocidade de concretagem e vazão da bomba de concreto ajudam a assegurar a integridade estrutural, a segurança, a qualidade do concreto e a eficiência do processo. Esses fatores são essenciais tanto para estruturas temporárias (fôrmas) quanto para a durabilidade da estrutura acabada.

Onde:

Vol = Volume de concreto da parede

t = tempo

V = Vazão da bomba m³/h

h = altura da camada concretada

$$t = \frac{Vol}{V} \quad \text{Equação 64}$$

$$V_b = \frac{h}{t} \quad \text{Equação 65}$$

8.5 Métodos de cálculo

Método de cálculo de tensões admissíveis e estados limites ELU e ELS

O objetivo das tensões admissíveis, assim como em todos os métodos de análise e dimensionamento, é assegurar um bom desempenho estrutural, garantindo a segurança e a integridade da estrutura nos estados limites últimos (ELU) e nos estados limites de serviço (ELS).

Os estados limites últimos estão associados à ocorrência de ações ou forças externas que podem levar a uma estrutura ao colapso parcial ou completo, seja por instabilidade ou perda do equilíbrio na fase elástica, ou até o ponto crítico com a ruptura da seção transversal na fase plástica.

Os estados limites de serviço estão relacionados com ocorrência de ações que podem resultar em deformações excessivas, tanto em regime elástico como não elástico, bem como observado que poderia causar o mau funcionamento das estruturas e desconforto para os usuários, garantindo assim a capacidade de atender satisfatoriamente as funções para as quais a estrutura é destinada.

Todas as estruturas destinadas à construção civil estão submetidas a ações e carregamentos que provocam o surgimento de esforços internos e deformações nas estruturas. Essas ações podem ser de caráter permanente, com valores constantes ou de alterações variáveis ao longo da vida útil da estrutura, assim como ações variáveis que apresentam alterações na intensidade durante a fase de construção e são decorrentes do uso e ocupação de pessoas ou equipamentos.

Madeira

O método das tensões admissíveis é baseado na resistência dos materiais em regime elástico. Nesse método, considera-se aceitável quando a tensão máxima solicitante $\sigma_{m\acute{a}x}$ na seção transversal é inferior à tensão admissível, observada a partir da relação da tensão resistente característica $f_k = f_{dk}$ reduzida pelo coeficiente de ponderação e segurança.

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq f_d \quad \text{Equação 3}$$

O valor de cálculo f_d (resistência de cálculo) de qualquer propriedade da madeira é obtido a partir do valor característico $f_{c0,k}$ utilizando a seguinte expressão:

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_w} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

$f_{c0,k}$ é o valor característico de cálculo, obtido pelo f_{c0} (valor de ensaio) através da equação 5.

$$f_{c0,k} = 0,7 f_{c0} \quad \text{Equação 5}$$

γ_w é o coeficiente de minoração das propriedades da madeira, conforme tabela:

Coeficiente de Minoração da Madeira – NBR 7190

Estados Limites Últimos	
Normal	1,40
Cisalhamento	1,80
Estados Limites de Serviço	
ELS	1,00

Os coeficientes de minoração da resistência “ γ ” para os estados limites últimos, são definidos na NBR 7190, no item 5.8.5. São divididos entre as tensões nos estados limites últimos decorrentes de tensões normais (tração e compressão) e o cisalhamento, assim como coeficiente de ponderação para estados limite de serviço. Todos os valores são referentes a direção paralela às fibras e com valores básicos encontrados na tabela acima.

CAPÍTULO VIII

f_k é o valor característico para diversos esforços, indicado por f_{c0k} na tabela de classes de resistência da madeira ABNT NBR 7090.

K_{mod} são os coeficientes de modificação, que leva em conta influências não consideradas por γ_w , conforme descrito nas tabelas de coeficiente de minoração da madeira K_{mod1} e tabela de coeficiente de k_{mod2} , disponíveis na ABNT NBR 7190 ou no capítulo 11 deste livro.

$$k_{mod} = k_{mod1} \times k_{mod2} \quad \text{Equação 6}$$

Aço

Tabela de coeficientes de ponderação de resistência de Estado Limite Último do aço - NBR 8800

Estados Limites Últimos		
Combinações	Escoamento, Flambagem e instabilidade (γ_{al})	Ruptura (γ_{a2})
Normais	1,10	1,35
Especiais ou de Construção	1,10	1,35
Excepcionais	1,00	1,15
Estados Limites de Serviço		
ELS (γ)	1,00	1,00

Os coeficientes de ponderação ratificam os limites de utilização tanto na fase elástica quanto na fase plástica do material. De forma análoga ao que ocorre em estruturas de madeira, os equipamentos industrializados feitos de aço, destinados a escoramento, possuem regulamentação específica na norma NBR 8800. De acordo com a norma NBR 15696, na carga admissível de utilização deve ser considerado um coeficiente de segurança igual ou superior a **2,0** em relação à última característica resistência ensaiada, ou levando em consideração qualquer outro efeito, como por exemplo a flambagem. Esse procedimento garante que os equipamentos de aço usados em escoramentos estejam projetados com margem de segurança adequada para atender às demandas de uso.⁷

O método das tensões admissíveis é baseado na resistência dos materiais em regime elástico, onde se estabelece como aceitável quando a tensão máxima solicitante ($\sigma_{m\acute{a}x}$) na seção transversal é inferior à tensão admissível. Essa tensão admissível é suportada a partir da relação entre a tensão resistente característica (f_{yk}) e um coeficiente de ponderação das tensões “ γ ”.

$$\sigma_{adm} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_m} \quad \text{Equação 79}$$

8.5.2 Estados limites de serviço

Os equipamentos indicados para uso em fôrmas e escoramentos têm uma configuração específica, pois sua utilização é orientada pela norma ABNT NBR 15696. Segundo essa norma, ocorre um limite de deformação no elemento com carga equivalente ao peso próprio do concreto acrescido de uma sobrecarga de **1,0 kN/m²**, sem a aplicação de coeficiente de segurança. Essa deformação limite, medida em milímetros, deve ser igual ou inferior a **L/400** para situações entre vãos e **L/200** para balanços, onde (L) representa o vão entre os apoios.

8.6 Propriedade dos materiais usados para fôrmas e escoramentos

Dado o material a ser utilizado (madeira, aço, concreto armado, alumínio) e suas propriedades, os princípios de resistência dos materiais e mecânica dos sólidos são empregados para verificar que a peça é capaz de resistir aos esforços. Por exemplo, pode-se determinar o ponto mais solicitado e obter uma seção capaz de resistir aos esforços neste ponto. Se for economicamente viável esta seção é empregada para toda a peça. Para elementos mais complexos, pode ser necessário analisar vários pontos e variar a seção empregada, ou mesmo efetuar o dimensionamento da peça como um todo.

8.6.1 Madeira

As madeiras indicadas para uso em estruturas de fôrmas e escoramentos são:

Madeira bruta – peças serradas ou não, cuja utilização deve ser feita de acordo com a NBR 7190. Peças simplesmente aparelhadas.

Madeira industrializada – são peças fabricadas industrialmente com controles de umidade, temperatura, tolerâncias e tipos de espécie de madeira com propriedades físicas e mecânicas conhecidas e ensaiadas. Podem ser chapas de madeira compensada ou vigas de madeira industrializadas (madeira tratada, colada e prensada, de alma maciça, compensada, aglomerada ou treliçada).

As madeiras utilizadas na construção têm muitas variações. Durante anos, a madeira serrada de Pinho Brasileiro ou Pinho do Paraná foi a mais utilizada na confecção de fôrmas, mas devido ao grande consumo a disponibilidade diminuiu

⁷Item da norma ABNT NBR 15696 - A.3.3.

CAPÍTULO VIII

rapidamente, o que acarretou o aumento do seu custo. Logo, foi necessário que o mercado da construção estudasse novos sistemas de fôrmas que utilizassem diferentes tipos de madeira. Vários tipos de madeira são, desde então, cada vez mais aceitos. Entre esses estão o Cedro, o Pinus Eliotis e a Araucária.

É importante conhecer o tipo de madeira que será utilizado para que, se necessário, aplicar os dados corretos nos cálculos.

8.6.2 Compensado

A madeira tipo compensado é um dos materiais mais utilizados para fabricação das fôrmas. As chapas compensadas substituem as tradicionais tábuas de madeira serrada, destacando-se pela qualidade e economia, possibilitando várias utilizações sem danos significativos.

As chapas compensadas são constituídas por lâminas de madeira, de espessuras entre 1 mm a 4 mm, dispostas com direção de fibras perpendiculares entre si, normalmente constituídas de número ímpar de lâminas. As lâminas são ligadas, umas às outras, através de cola a base de resina fenólica, resistentes à água.

O compensado poderá ter acabamento resinado ou plastificado. O acabamento das chapas não interfere nas características mecânicas do compensado, porém as chapas plastificadas permitem melhor acabamento, maior permeabilidade e maior número de utilizações.

As características mecânicas dos compensados podem variar conforme a espessura e o número de lâminas. A resistência à flexão de uma chapa dependerá da direção em que estiverem trabalhando as fibras da camada externa. Nas figuras abaixo, verifica-se que, no caso A, a chapa terá mais resistência para as cargas que a situação do caso B.



Imagem 257: Sentido de fibras do compensado

Portanto, recomenda-se, sempre que possível, trabalhar usando o compensado com as fibras externas no sentido do vão (caso A), pois permitirá deformações e flechas menores comparados com o caso B.

A responsabilidade do controle das características mecânicas, qualidade e dimensionamento das fôrmas de madeira é da obra.

CAPÍTULO VIII

8.6.3 Aço

Esses elementos metálicos podem ser forjados, laminados, fundidos ou fabricados a partir de chapas soldadas, com funções de acessórios ou componentes das estruturas dos sistemas de fôrmas e escoramentos.

Carga admissível: O aço utilizado para equipamentos da SH é o Aço SAE 1020 e seu limite de escoamento é 350 MPa.

Propriedades do Aço SAE 1020

Composição Química (% mín. - máx.)				Propriedades Mecânicas	
Carbono (C)	Manganês (Mn)	Fósforo (P)	Enxofre (S)	Limite de Escoamento (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)
0,18 - 0,23	0,30 - 0,60	0,040 máx	0,050 máx	350	420

8.6.4 Alumínio

As características do alumínio permitem que ele tenha uma diversa gama de aplicações. Por isso, o metal é um dos mais utilizados no mundo todo. Material leve, durável e bonito, o alumínio mostra uma excelente performance e propriedades superiores na maioria das aplicações.

Tensão Admissível (Liga 6061-T6)	$\sigma_{\text{tração}} = \sigma_{\text{flexão}} = \sigma_{\text{compressão}} = 98.06 \text{ MPa}$
Módulo de Elasticidade	$E = 68.64 \text{ MPa}$

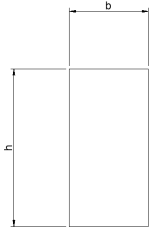
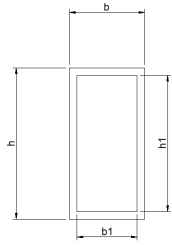
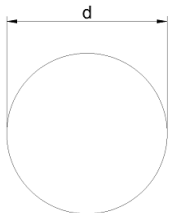
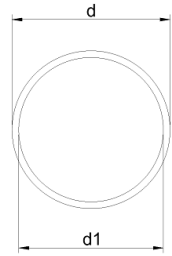
8.7 Resistência de materiais

8.7.1 Parâmetros de geometria da seção

As cargas admissíveis e as flechas dependem do material e da geometria, representado nas fórmulas pelos seguintes parâmetros:

	Material	Geometria
Para resistência (tensão ou momento admissível)	Tensão admissível σ em MPa	Módulo de resistência W em mm^3
Para deformação (flecha)	Módulo de Elasticidade E em MPa	Momento de Inércia I em mm^4

Tabela de parâmetros de geometria:

	Área em mm ²	Momento de Inércia I em mm ⁴	Módulo de resistência W em mm ³	Raio de Giração
	$A = b h$	$I = \frac{b h^3}{12}$	$W = \frac{b h^2}{6}$	$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$
	$A = b h - b_1 h_1$	$I = \frac{b h^3 - b_1 h_1^3}{12}$	$W = \frac{b h^3 - b_1 h_1^3}{6 h}$	$i = \frac{h - h_1}{\sqrt{12}}$
	$A = \frac{\pi d^2}{4}$	$I = \frac{\pi d^4}{64}$	$W = \frac{\pi d^3}{32}$	$i = \frac{d}{4}$
	$A = \frac{(d^2 - d_1^2) \pi}{4}$	$I = \frac{\pi (d^4 - d_1^4)}{64}$	$W = \frac{\pi (d^4 - d_1^4)}{32 d}$	$i = \frac{\sqrt{d^2 + d_1^2}}{4}$

Centro de gravidade

Para calcularmos o centro de gravidade da peça a seguir precisamos utilizar as seguintes fórmulas:

$$y_{cg} = \frac{\sum y \times A}{\sum A}$$

Equação 80

$$x_{cg} = \frac{\sum x \times A}{\sum A}$$

Equação 81

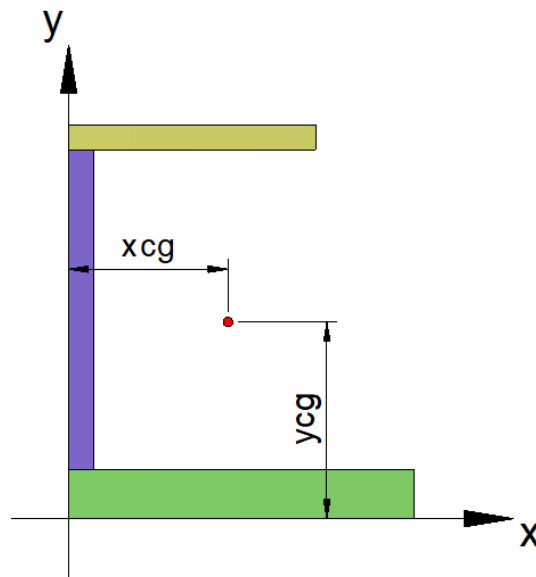


Imagem 258: Peça com centro gravitacional

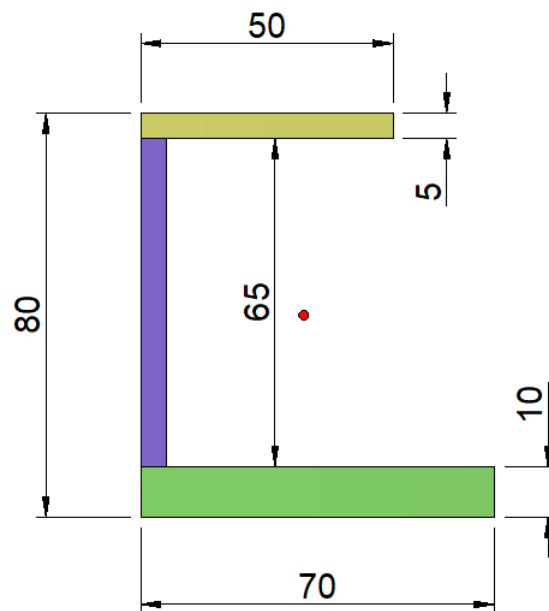


Imagem 259: Centro gravitacional dos elementos

$$y_{cg} = \frac{\sum y \times A}{\sum A} = \frac{77,5 \times (40 \times 5) + 40 \times (80 \times 10) + 5 \times (60 \times 10)}{(40 \times 5) + (80 \times 10) + (60 \times 10)} \quad \text{Equação 80}$$

$$y_{cg} = \frac{15.500 + 32.000 + 3.000}{200 + 800 + 600} = \frac{50.500}{1.600} = 31,56 \text{ mm}$$

$$x_{cg} = \frac{\sum x \times A}{\sum A} = \frac{30 \times (40 \times 5) + 5 \times (80 \times 10) + 40 \times (60 \times 10)}{(40 \times 5) + (80 \times 10) + (60 \times 10)} \quad \text{Equação 81}$$

$$x_{cg} = \frac{6.000 + 4.000 + 24.000}{200 + 800 + 600} = \frac{34.000}{1.600} = 21,25 \text{ mm}$$

Centro de gravidade da peça $x_{cg} = 21,25\text{mm}$ e $y_{cg} = 31,56 \text{ mm}$.

2ª Lei de Newton – Gravitação Universal

Curiosidades:

Por que uma maçã cai da macieira para o chão, em vez de flutuar? A suposta situação de Isaac Newton gerou toda uma área especial para os estudos da gravidade.

Pouco se sabia sobre gravitação até o século XVII, pois acreditava-se que leis diferentes governavam os céus e a Terra. A força que mantinha a Lua pendurada no céu nada tinha a ver com a força que nos mantém presos à Terra. Isaac Newton foi o primeiro a pensar na hipótese que as duas forças possuem a mesma natureza.

Newton explica, “Todos os objetos no Universo atraem todos os outros objetos com uma força direcionada ao longo da linha que passa pelos centros dos dois objetos, e que é proporcional ao produto das suas massas e inversamente proporcional ao quadrado da separação entre os dois objetos.”

Resumindo podemos dizer existe uma atração entre os centros dos corpos que os atraí e que esta força de atração tem intensidade proporcional a massa de cada um dos corpos e inversamente proporcional ao quadrado da distância que os separa, a partir disso concluímos que todos os corpos sobre a Terra são atraídos para ela (de centro a centro).

Materiais sólidos tendem a deformar-se ou, eventualmente, romper-se quando submetidos a solicitações mecânicas. O objetivo do estudo do comportamento de elementos construtivos sujeitos a esforços, de forma que eles possam ser adequadamente dimensionados para suportar tais esforços nas condições previstas de utilização.

Na figura abaixo, estão representados os esforços mais comuns a que são submetidos os elementos.

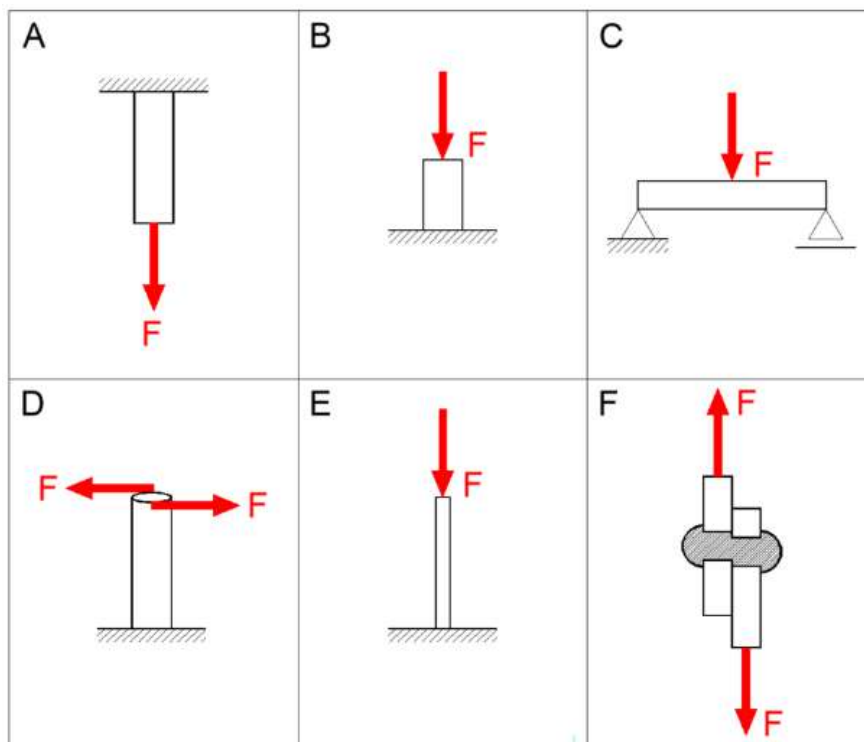


Imagem 260: Esforços

A) Tração – a força normal atuante tende a provocar um alongamento do elemento da direção da mesma;

B) Compressão – a força normal atuante tende a produzir uma redução do elemento na direção da mesma;

C) Flexão – a força normal atuante provoca uma deformação do eixo perpendicular à mesma;

D) Torção – forças atuam em um plano perpendicular ao eixo e cada seção transversal tende a girar em relação às outras seções;

E) Flambagem – é um esforço de compressão em uma barra de seção transversal esbelta em relação ao comprimento que tende a produzir uma curvatura na peça;

F) Cisalhamento – forças atuantes tendem a produzir um efeito de corte, isto é, um deslocamento linear entre seções transversais.

8.7.3 Tensão, tensão admissível e fator de segurança

Tensão (σ): Relação entre o máximo esforço interno (normal, flexão, torção ou cisalhamento) aplicado em uma superfície e a área dessa superfície.

Por essa definição, a unidade de tensão tem dimensão de pressão mecânica e no Sistema Internacional, a unidade básica é a mesma da pressão: pascal (Pa) ou newton por metro quadrado (N/m^2).

Cada material resiste a tensões diferentes e pode ser determinada através de ensaios específicos em amostras preparadas do material. Por exemplo, podemos preparar uma amostra de aço e levá-lo a uma máquina de teste de laboratório onde será submetido a aplicação de cargas axiais (tração). Enquanto a força aplicada aumenta progressivamente de intensidade é possível medir várias modificações por qual passa o corpo de prova.

Quando a máxima força que pode ser aplicada no corpo é atingida e a amostra se quebra, ou começa a perder a resistência, essa força aplicada é chamada de carregamento último ou carga de ruptura. Como a força aplicada é centrada, podemos dividir a carga de ruptura pela área de seção transversal da amostra, encontrando assim a tensão última, representado pela fórmula:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{f_{m\acute{a}x}}{A} \quad \text{Equação 82}$$

Onde:

$f_{m\acute{a}x}$ = Força máxima

A = área

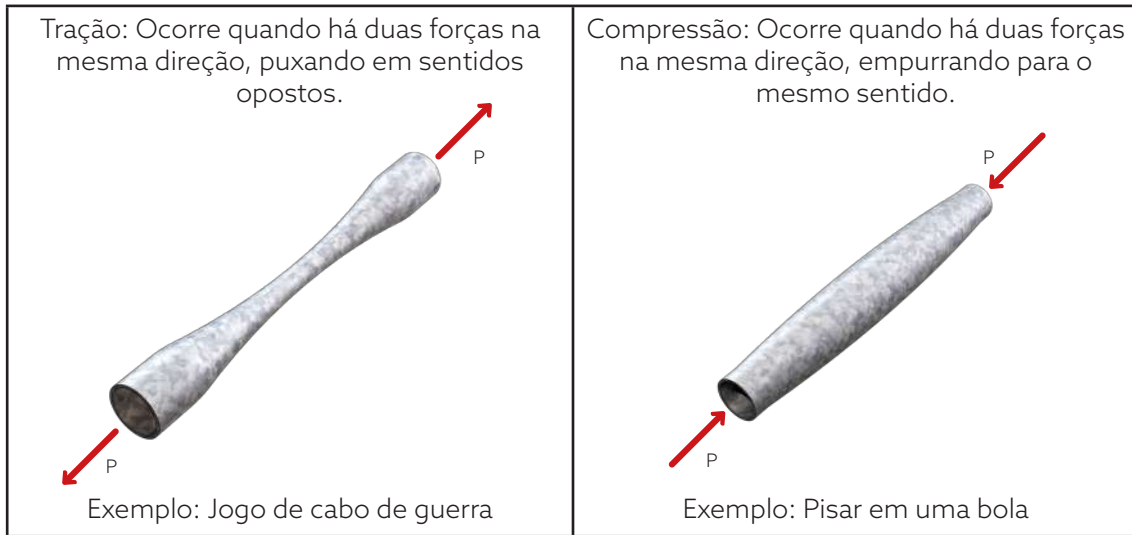
A tensão admissível, na fase elástica, é a máxima força, aplicada em determinada área, que uma peça poderá receber antes de sofrer deformações permanentes ou falhas (escoamento ou ruptura) dividido por um fator de segurança.

Qualquer peça estrutural deve ser projetada de forma que a carga de ruptura seja consideravelmente maior que o carregamento (tensão admissível) que esta peça suportará em condições normais de utilização. Aplicando-se a tensão admissível utilizamos somente parte da resistência do material, considerando assim condições seguras de utilização.

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{escoamento}}{\text{fator de segurança}} \quad \text{Equação 83}$$

O fator de segurança é a relação entre o valor limite e o valor aproveitado. O fator de segurança considerado na SH é 2. Esse fator visa garantir possíveis falhas nos cálculos, nos materiais ou em outros fatores que possam influenciar na segurança da peça. Para cálculos mais exatos pode ser usado a consideração da NBR 8800 em relação aos fatores de majoração de cargas e minoração de resistência.

8.74 Esforços normais



A carga admissível P para tração e compressão de uma peça depende de dois fatores:

- Tensão admissível σ_{adm} , do material (aço, madeira, alumínio e compensado).
- Área da seção onde está atuando a força.

$$\sigma_{adm} = \frac{350}{2} = 175 \quad \text{Equação 83}$$

Exemplo 1:

A carga de tração admissível de um tubo de aço SH com diâmetro externo de $D = 48 \text{ mm}$ e $d = 45 \text{ mm}$ de diâmetro interno, totalizando 3 mm de parede.

Área do tubo:

$$A = \frac{(d^2 - d_1^2) \pi}{4} \quad \text{Equação 89}$$

$$A = \frac{(48^2 - 42^2) 3,14}{4} = 424 \text{ mm}^2$$

Carga Admissível:

$$P_{adm} = \sigma_{adm} A \quad \text{Equação 84}$$

$$P_{adm} = 175 \times 424 = 74.200 \text{ N ou } 74,20 \text{ kN}$$

CAPÍTULO VIII

Exemplo 2:

Precisamos conferir se o pontalete de madeira da classe C30, de dimensões de 75x75 mm, atingindo 30 MPa de tensão admissível, suporta 41.000 N de compressão:

Área da madeira:

$$A = 75 \times 75 = 5.625 \text{ mm}^2$$

Carga Admissível:

$$P_{adm} = \sigma_{adm} A \quad \text{Equação 84}$$

$$P_{adm} = 30 \times 5.625 = 168.750 \text{ N ou } 168,75 \text{ kN}$$

Situação ok, a madeira classe C30 suporta a carga de 41.000 N pois sua resistência admissível é de 168.750 N.

8.7.5 Cisalhamento ou cortante

O cisalhamento de uma peça ocorre quando há o escorregamento entre seções paralelas devido à forças paralelas.

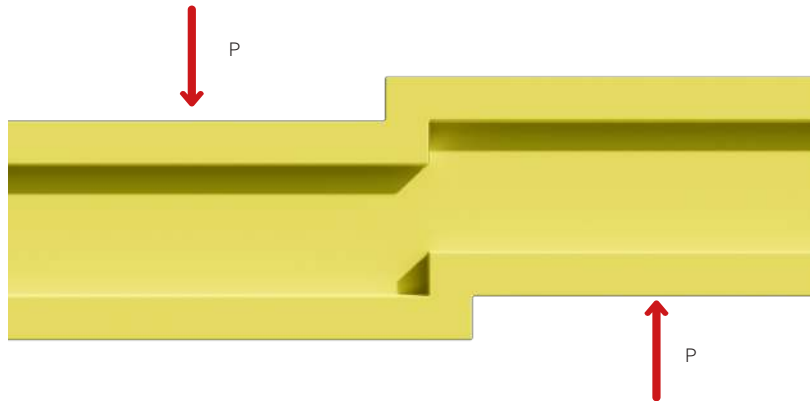


Imagem 261: Força cortante

Assim como na tração e a compressão a carga admissível P para cisalhamento de uma peça depende de dois fatores:

- Tensão admissível para cisalhamento do material (aço, madeira, alumínio e compensado), representada pela: f_v .
- Área da seção onde está atuando a força.

$$P = f_v A \quad \text{Equação 85}$$

A tensão admissível para cisalhamento geralmente é menor do que a tensão admissível para tração e compressão.

Para o valor reduzido de tensão de cisalhamento (f_v), consideramos a equação 91, onde $f_y = 350$ MPa aço SAE 1020, para obter a tensão limite de trabalho.

$$A_n = 0,6 f_y \quad \text{Equação 91}$$

$$A_n = 0,6 \times 350 = 210 \text{ MPa}$$

Exemplo:

Como calcular a carga máxima para cisalhamento de uma barra de aço com diâmetro de 120 mm²:

CAPÍTULO VIII

Área da seção da barra de aço:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad \text{Equação 86}$$

$$A = \frac{3,14 \times 1.200^2}{4} = 1.130.400 \text{ mm}^2$$

Carga Admissível:

$$P = f_v A \quad \text{Equação 85}$$

$$P = 210 \times 1.130.400 = 237.384.000 \text{ N.mm}$$

8.7.6 Flexão e momento fletor

Flexão é um esforço comum no escoramento, identificado no compensado, perfis e fôrmas de paredes e lajes. A geometria da deformação da figura abaixo demonstra que as fibras superiores da seção transversal está sob esforços normais de compressão e a parte inferior, está sob esforços de tração. A linha que divide essas duas partes é denominada linha neutra (LN) porque, naturalmente, as tensões ao longo da mesma são nulas. Existem dois pontos importantes a serem observados:

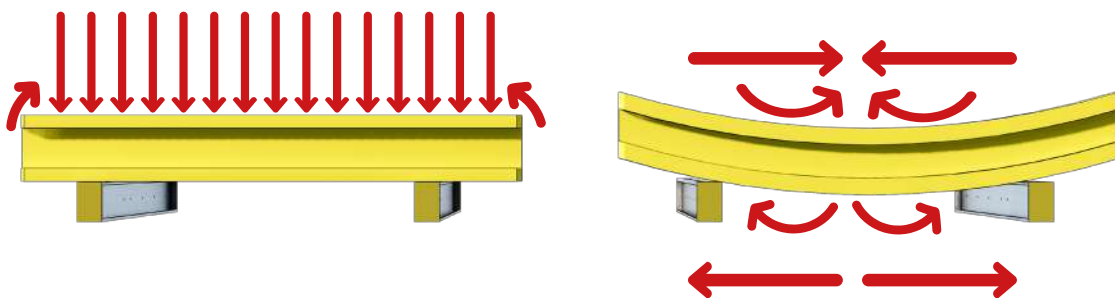


Imagem 262: Esforços de compressão e tração na flexão

Tensão de flexão:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad \text{Equação 87}$$

CAPÍTULO VIII

M = Momento Admissível

W = Módulo resistente elástico

Vigas de classe 1 e 2 (aço): $M = Z f_y$

Exemplo 1:

Calcular o momento admissível para uma peça de madeira de classe C22, coníferas, com dimensões de 75x75 mm, considerando a tensão de flexão da madeira de 10,29 MPa.

Módulo de Resistência:

$$W = \frac{b h^2}{6} \quad \text{Equação 2}$$

$$W = \frac{75 \times 75^2}{6} = 70.312,50 \text{ mm}^3$$

Momento Admissível:

$$M_{adm} = W \sigma_{adm} \quad \text{Equação 1}$$

$$M_{adm} = 70.312,50 \times 10,29 = 723.515,63 \text{ N.mm ou } 0,72 \text{ kN.m}$$

Exemplo 2:

Calcular o momento máximo que a travessa do quadro LTT suporta quando solicitada por uma carga distribuída. Sabendo que o tubo da travessa possui 38 mm (d) de diâmetro e 35 mm (d1) de diâmetro interno. Considerar que através da equação 91, obtivemos a tensão limite de trabalho do aço de 210 MPa.



Imagem 263: Carga distribuída na travessa da torre de carga LTT SH

Módulo de Resistência:

$$W = \frac{\pi(d^4 - d_1^4)}{32 d} \quad \text{Equação 88}$$

$$W = \frac{3,14 \times 38^4 - 35^4}{32 \times 38} = 1.509,72 \text{ mm}^3$$

Momento da Travessa:

$$M_{adm} = W \sigma_{adm} \quad \text{Equação 1}$$

$$M_{adm} = 1.509,72 \times 210 = 316.962,63 \text{ N. mm ou } 0,31 \text{ kN.m}$$

Flambagem é a perda de estabilidade de uma peça comprimida ocasionada pela aplicação de um esforço de compressão acima de um valor crítico. É facilmente perceptível que a flambagem fica mais crítica com o aumento da esbeltez da peça, isto é, o aumento do seu comprimento em relação à área da seção transversal. As tensões que provocam a flambagem são inferiores às tensões máximas de compressão dos materiais. Assim, a sua análise é importante no caso de elementos esbeltos como tubos, escoras e peças de madeira em geral. Para determinação da carga admissível de flambagem é importante conhecer alguns fatores que influenciam no cálculo da flambagem:

A) Comprimento da flambagem: O comprimento de flambagem depende da fixação das extremidades das peças. Geralmente podemos considerar os tubos ligados com braçadeiras como rótulas, sendo assim o comprimento de flambagem será $K = 1$.

Para outras situações o comprimento de flambagem deverá seguir a tabela de coeficientes da ABNT NBR 8800.











B) Raio de giração: Em casos de seções não simétricas, para o cálculo do raio de giração da peça deve ser usado o Momento de Inércia I menor (I_{\min}).

C) Índice de esbeltez: O índice de esbeltez (λ) é uma grandeza que varia de acordo com o material que constitui uma determinada peça, e tal índice é em função da tensão de proporcionalidade e do módulo de elasticidade deste material.

O índice de esbeltez mede o quão esbelto é uma peça. Ele mede a facilidade ou a dificuldade da peça flambar. A esbeltez é inversamente proporcional a capacidade de carga.

CAPÍTULO VIII

Tabela de coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados - NBR 8800

Modos de Flambagem A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Valores teóricos de K_x e K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,20	1,00	2,10	2,40
Códigos das condições de extremidade		Rotação e translação impedidas				
		Rotação livre, translação impedida.				
		Rotação impedidas translação livre				
		Rotação e translações livres				

Exemplo 1:

Qual é a carga admissível considerando a flambagem de uma peça comprimida para um tubo de 48 mm de diâmetro com comprimento livre de 3,00 metros entre as fixações com braçadeiras?

$$L = 3,00 \text{ m}$$

$$\text{Área da seção do tubo} = 424 \text{ mm}^2$$

$$I = 110.000 \text{ mm}^4$$

$$E = 210.000 \text{ MPa}$$

$$K = 1,00$$

$$f_y = 350 \text{ MPa (aço SAE 1020)}$$

CAPÍTULO VIII

Raio de giração:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Equação 67}$$

$$r = \sqrt{\frac{110.000}{424}} = 16,11 \text{ mm}$$

Índice de esbeltez:

$$\lambda = \frac{kL}{r} \quad \text{Equação 68}$$

$$\lambda = \frac{1 \times 3.000}{16,11} = 186,22 < 200$$

Carga admissível, método Euler:

$$N_e = \frac{\pi^2 E I}{k L_o^2} \quad \text{Equação 69}$$

$$N_e = \frac{3,14^2 \times 210.000 \times 110.000}{1 \times 3.000^2} = 25.306,31 \text{ N}$$

Carga admissível de compressão:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad \text{Equação 70}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \times 424 \times 350}{25.306,31}} = 2,42$$

$$\lambda_0 > 1,50 = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad \text{Equação 71}$$

$$\lambda_0 > 1,50 = \frac{0,877}{2,42^2} = 0,149$$

$$N_{c,rd} = \frac{Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Equação 37}$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,149 \times 1,0 \times 424 \times 350}{1,10^*} = 20.101,45 \text{ N}$$

Para carga admissível pelo método de Euler, podemos aplicar força axial de 25.306,31 N e pelo método da norma NBR 8800 podemos aplicar 20.101,45 N.

8.7.8 Flambagem do conjunto

A flambagem de conjunto é um fenômeno de instabilidade, causado pelo conjunto de deformações de todas as barras do andaime ou torre tubular (postes, longarinas, travessas e diagonais). A flambagem do conjunto deve ser calculada sempre que a altura ultrapassar 6 vezes a menor largura do conjunto.

A análise é feita para um plano de cargas e a somatória das cargas aplicadas neste plano não deve superar a carga admissível de flambagem de conjunto, e, individualmente, em cada poste ser inferior a carga admissível de flambagem local.

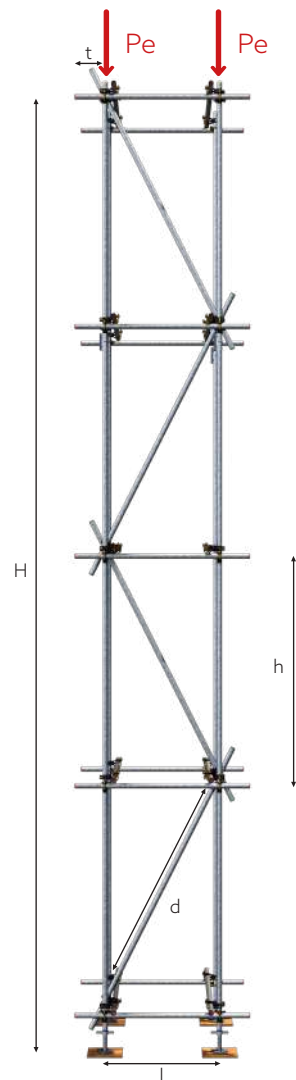


Imagem 264: Andaime tubular - flambagem do conjunto

$h = 2,00 \text{ m}$
 $H = 12,00 \text{ m}$
 $l = 1,00 \text{ m}$

CAPÍTULO VIII

Para cálculo da diagonal:

$$d^2 = l^2 + h^2 \quad \text{Equação 74}$$

$$d^2 = 1.000^2 + 2.000^2$$

$$d = \sqrt{5.000.000} = 2.236,07 \text{ mm}$$

O cálculo de carga admissível pela diagonal é medido através da equação 73, onde f_k = coeficiente de ponderação da braçadeira $1/200 = 0,0005 \text{ N/mm}$.

$$P_d = \frac{hl^2}{4 f_k d^2} \times \frac{1}{3} \quad \text{Equação 73}$$

$$P_d = \frac{2.000 \times 1.000^2}{4 \times 0,0005 \times 2.236,07^2} \times \frac{1}{3} = 66.666,01 \text{ N ou } 66,66 \text{ kN}$$

I_c é o momento de inércia do conjunto considerando $S = \text{área da seção do tubo } 424 \text{ mm}^2$.

$$I_c = \frac{S l^2}{2} \quad \text{Equação 76}$$

$$I_c = \frac{424 \times 1.000^2}{2} = 212.000.000 \text{ mm}^4$$

Observações:

- A rigidez ou deslocabilidade da torre é maior quando aumentamos mais de uma diagonal por andar. Exemplos:
 - Se usarmos 1 diagonal por andar, o deslocamento unitário é igual a “t”
 - Se usarmos 2 diagonais por andar, o deslocamento unitário se reduz à metade, pois aumentamos a rigidez e utilizamos na fórmula “t/2”
- A carga admissível de flambagem de conjunto no poste estará sempre limitada à carga admissível de flambagem local.
- Quando se utiliza torres estaiadas, devido ao problema de tombamento da torre, deve-se acrescentar na carga do poste a parcela devido aos estais, quando estes trabalham para absorver os efeitos do vento.

CAPÍTULO VIII

Exemplo 1

Considerando a torre da imagem 264 com os dados informados, calcule a flambagem do conjunto:

Carga admissível de flambagem por poste:

Onde

$$E = 210.000 \text{ MPa}$$

$$I_c = 212.000.000 \text{ mm}^4$$

$$d = 2.236,07 \text{ mm}$$

$$L_f = 24.000 \text{ mm}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_c}{L_f^2} \times \frac{1}{1 + \frac{A \pi^2 E I_c}{L_f^2}} \times \frac{1}{C_s} \times \frac{1}{2} \quad \text{Equação 78}$$

$$P_e = \frac{3,14^2 \times 210.000 \times 212.000.000}{24.000^2} \times \frac{1}{1 + \frac{A \pi^2 E I_c}{L_f^2}} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2}$$

Triângulo de estabilidade:

$$A = \frac{4 k d^2}{h l^2} \quad \text{Equação 38}$$

$$A = \frac{4 \times 0,0005 \times 2.236,07^2}{2.000 \times 1.000^2} = 0,0000050$$

$$P_e = 762.838,17 \times \frac{1}{1 + 0,0000050 \times 762.838,17} \times 0,50 \times 0,50 \quad \text{Equação 78}$$

$$P_e = 39.614,04 \text{ N ou } 39,61 \text{ kN}$$

Flambagem local, carga admissível - método de Euler:

$$N_e = \frac{3,14^2 \times 210.000 \times 110.000}{1 \times 2.336,07^2} = 41.734,92 \text{ N} \quad \text{Equação 69}$$

O fator de redução, associado à resistência à compressão é dado na equação 70, onde:

$$Q = 1,00 \text{ (tubo SH)}$$

$$A_g = \text{área da seção}$$

$$f_y = 350 \text{ MPa (aço material SH)}$$

CAPÍTULO VIII

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1 \times 424 \times 350}{41.734,92}} = 1,89 \quad \text{Equação 70}$$

Para $\lambda_0 > 1,50$ devemos considerar a equação para o fator de redução associado a resistência à compressão.

$$\lambda_0 > 1,50 = \frac{0,877}{1,89^2} = 0,25 \quad \text{Equação 71}$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,25 \times 1,0 \times 424 \times 350}{1,10} = 33.727,27 \text{ N} \quad \text{Equação 37}$$

A carga admissível de flambagem por poste, referente ao plano do conjunto é de 39,61 kN. Pelo método de Euler, obtemos uma carga axial admissível de 41,73 kN e pela norma NBR8800 com os fatores de redução de 33,72 kN por poste.

Cálculo para cabo de estaiço

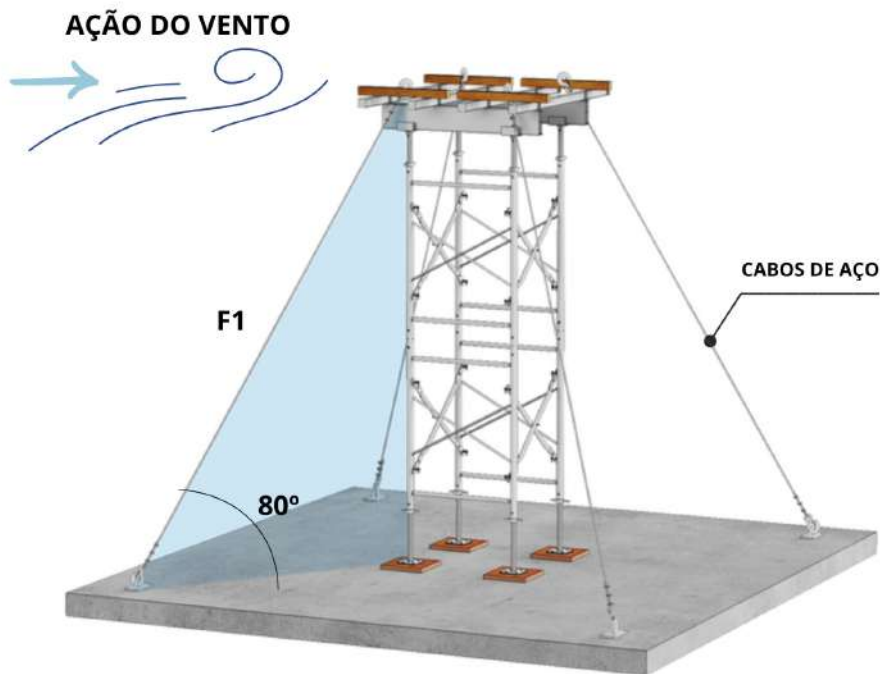


Imagem 265: Estais para torre

Considerando os dados do andaime tubular anterior,

$H = 12,00 \text{ m}$

Ação do vento (q) = $9,25 \text{ kN/m}^2$

*Verificar considerações de cálculo no capítulo 8.3.3 - Ações do vento.

$$F1 = \frac{q h}{\cos \theta}$$

Equação 92

$$F1 = \frac{9,25 \times 12}{\cos 80^\circ} = \frac{110}{0,17} = 633,64 \text{ kN}$$

8.7.9 Torção

O momento torsor tende a fazer torcer uma barra linear. Torção é o esforço causado pela ação de uma força no sentido de rotação, aplicada na extremidade solta do corpo.

O corpo tenderá a girar no sentido da força e, como a outra extremidade está engastada, ele sofrerá uma torção sobre seu próprio eixo. Se um certo limite de torção for ultrapassado, o corpo se romperá.

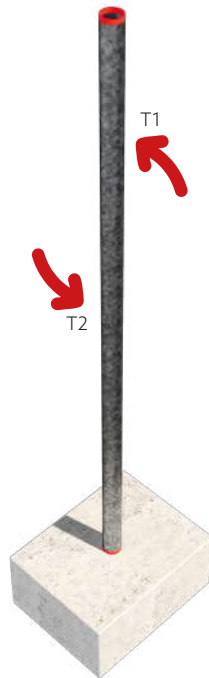


Imagem 266: Esforços de torção

O estudo de peças solicitadas por momento de torção é bastante complicado. Isto acontece porque, normalmente, a torção vem acompanhada de flexão, esforço cortante e de um esforço normal (proveniente do impedimento ao empenamento). Para estudo dos casos simplificados podemos considerar o momento de torção ou torque a relação entre o momento polar de inércia, a tensão admissível de cisalhamento e o diâmetro externos da peça.

$$T_{adm} = \frac{(I_p \times f_v)}{d} \quad \text{Equação 93}$$

Onde:

T_{adm} = Momento de Torção

I_p = Momento polar de inércia (o momento polar de inércia é sempre em relação a origem “o” da peça, e poderá ser determinado através de fórmulas específicas)

f_v = Tensão de limite de trabalho

d = diâmetro da peça

Exemplo:

Calcule o momento de tensão de um tubo de seção externa de 48 mm e interna de 42 mm, com tensão limite de trabalho 210 MPa.

Momento polar de inércia:

$$I_p = \frac{\pi (d^4 - d_1^4)}{32} \quad \text{Equação 94}$$




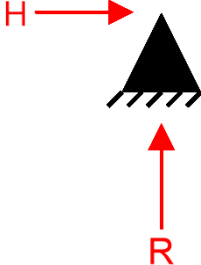
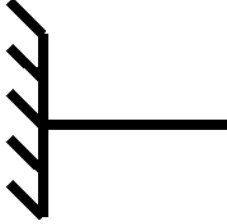
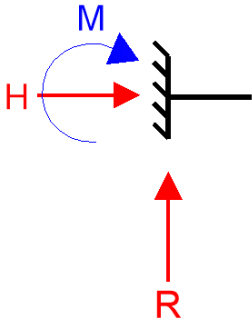
$$I_p = \frac{3,14 \times 48^4 - 42^4}{32} = 215.553,15 \text{ mm}^3$$

Momento de Torção

$$T_{adm} = \frac{215.553,15 \times 210}{48} = 943.045,03 \text{ N.mm ou } 0,94 \text{ kN.m} \quad \text{Equação 93}$$

8.8 Reações de apoios

Pra conhecer as reações de apoio (forças reativas), é importante a identificação dos tipos de apoios existentes (elementos que restringem os movimentos das estruturas):

 <p>Apoio Móvel</p>		<p>Uma reação de apoio</p> <ul style="list-style-type: none"> -Impede o movimento na direção perpendicular ao plano de apoio gerando uma reação nesta direção -Permite movimento na direção paralela ao plano do apoio - Permite Rotação
 <p>Apoio Fixo</p>		<p>Duas reações de apoio</p> <ul style="list-style-type: none"> -Impede o movimento nas duas direções (x e y) gerando duas reações nessas direções (H e R); -Permite rotação
 <p>Apoio engastado</p>		<p>Três reações de apoio</p> <ul style="list-style-type: none"> -Impede o movimento nas duas direções (x e y), gerando duas reações nessas direções (H e R); -Impede rotação gerando um momento reativo em torno de Z

8.8.1 Condições de equilíbrio

Com os apoios conhecidos, as reações de apoio podem ser calculadas. Essas reações são forças ou momentos que equilibram o sistema de forças ativas aplicados à estrutura. Os sistemas de forças externas, formados pelas forças ativas e reativas, têm que estar em equilíbrio.

As estruturas são classificadas em função da estabilidade e estaticidade.

- **Estáveis:** quando as reações equilibram as ações. Sempre que aplicado um carregamento, a estrutura não retorna ao equilíbrio inicial.
- **Instáveis:** quando as reações forem em números insuficientes, de forma a serem incapazes de equilibrarem as ações.
- **Estaticidade:** As estruturas são classificadas em função do número de reações de apoio ou vínculos que possuem. Cada reação constitui uma incógnita a ser determinada.

Para estruturas planas, a estática fornece três equações fundamentais:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Sigma M_z = 0$$

Condições de equilíbrio – duas dimensões:

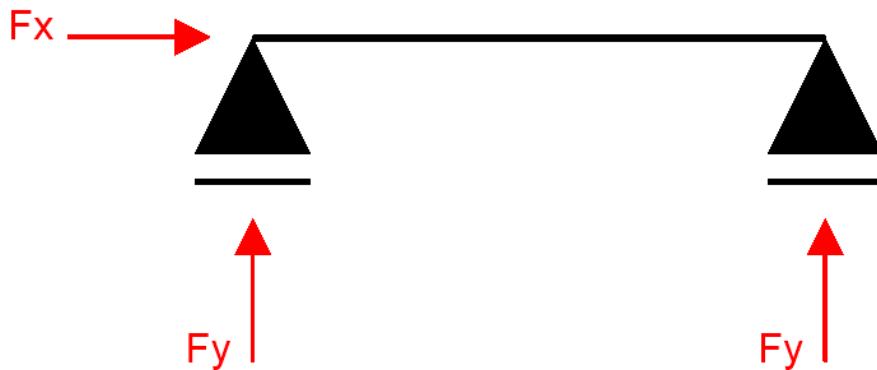


Imagem 267: Vão biapoiado com ações em duas dimensões

$\Sigma F_x = 0$	Somatório de forças horizontais
$\Sigma F_y = 0$	Somatório de forças verticais
$\Sigma M_z = 0$	Somatório de momentos em torno do eixo Z

CAPÍTULO VIII

Condições de equilíbrio – três dimensões:

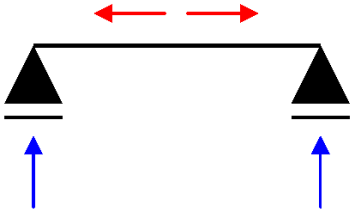




Imagem 268: Torre de carga recebendo esforços externos provenientes de concretagem e ação do vento

$$\begin{aligned}\Sigma F_x &= 0 \\ \Sigma F_y &= 0 \\ \Sigma F_z &= 0\end{aligned}$$

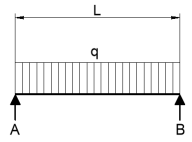
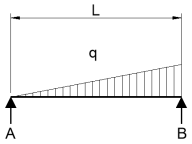
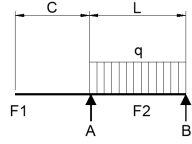
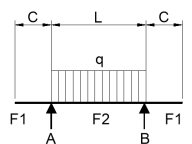
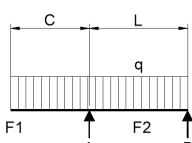
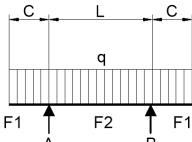
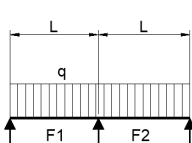
$$\begin{aligned}\Sigma M_x &= 0 \\ \Sigma M_y &= 0 \\ \Sigma M_z &= 0\end{aligned}$$

Classificação das estruturas:

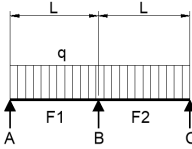
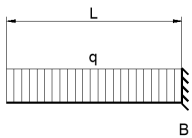
 <p>Hipostática</p>	<p>Hipostáticas: São aquelas cujo número de reações de apoio ou vínculos é inferior ao número de equações fornecidas pelas condições de equilíbrio da Estática.</p>
 <p>Isostáticas</p>	<p>Isostáticas: São aquelas cujo número de reações de apoio ou vínculos é igual ao número de equações fornecidas pelas condições de equilíbrio da Estática.</p>
 <p>Hiperestáticas</p>	<p>Hiperestáticas: São aquelas cujo número de reações de apoio ou vínculos é superior ao número de equações fornecidas pelas condições de equilíbrio da estática.</p>

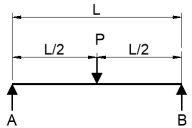
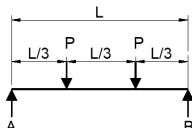
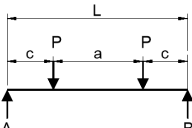
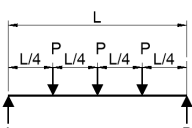
CAPÍTULO VIII

Fórmulas para Cálculos das reações de apoio, Momentos de flexão e Flecha Máxima para casos típicos:

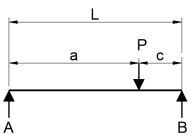
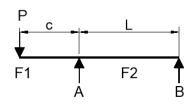
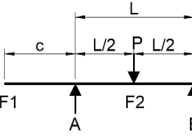
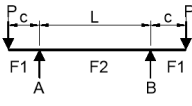
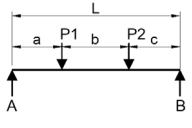
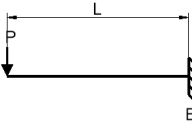
Carga Distribuída				
Situação Esquemática	Reações de Apoio	Momento Máximo	L _{máx} pelo Momento	Flecha Máxima
	$A = B = \frac{q L^2}{8}$	$M = \frac{q L^2}{8}$	$L = \sqrt{\frac{8 M}{q}}$	$F = \frac{5 q L^4}{384 E I}$
	$A = \frac{q}{3} \quad B = \frac{2 q}{3}$	$M = 0,1280 q L$	$L = \frac{M}{0,1280 q}$	$F = \frac{5 q L^4}{382 E I}$
	$A = B = \frac{q L^2}{8}$	$M = \frac{q L^2}{8}$	$L = \sqrt{\frac{8 M}{q}}$	$F_1 = \frac{q L^3 c}{24 E I}$ $F_2 = \frac{5 q L^4}{384 E I}$
	$A = B = \frac{q L^2}{8}$	$M = \frac{q L^2}{8}$	$L = \sqrt{\frac{8 M}{q}}$	$F_1 = \frac{q L^3 c}{24 E I}$ $F_2 = \frac{5 q L^4}{384 E I}$
	$A = q \frac{L c}{2 L}$ $B = q \frac{L + c}{2 L}$	$M_A = \frac{q C^2}{2}$ $M_B = \frac{B^2}{2 q}$		$F_1 = \frac{q C^3(4L + 3C) - q L^3 C}{24 E I}$ $F_2 = \frac{q L^2(5L^2 - 12C^2)}{384 E I}$
	$A = B = \frac{q(L + 2c)}{2}$	$M_A = M_B = \frac{q C^2}{2}$ $M = q \left(\frac{L^2}{8} - \frac{C^2}{2} \right)$		$F_1 = \frac{q C C^2(6L + 3C) - L^3}{24 E I}$ $F_2 = \frac{q L^2}{384 E I} (5L^2 - 24C^2)$
	$B = \frac{5 q L}{4}$ $A = C = \frac{3 q L}{8}$	$M_1 = 0,0703 q L^2$ $M_1 = \frac{q L^2}{8}$		$F_1 = \frac{0,0054 q L^4}{E I}$

CAPÍTULO VIII

Carga Distribuída				
Situação Esquemática	Reações de Apoio	Momento Máximo	L _{máx} pelo Momento	Flecha Máxima
	$A = C = \frac{7 q L}{16}$ $B = \frac{11 q L}{10}$	$M_2 = 0,0957 q L^2$ $M_2 = \frac{q L^2}{8}$		$F_1 = \frac{0,0092 q L^4}{E I}$
	$B = qL$	$M = \frac{-qL^2}{2}$	$L = \sqrt{\frac{2M}{q}}$	$F = \frac{q L^4}{8 E I}$

Carga Concentrada				
Situação Esquemática	Reações de Apoio	Momento Máximo	L _{máx} pelo Momento	Flecha Máxima
	$A = B = \frac{P}{2}$	$M = \frac{P L}{4}$	$L = \frac{4 M}{P}$	$F = \frac{P L^3}{48 E I}$
	$A = B = P$	$M = \frac{P L}{3}$	$L = \frac{3 M}{P}$	$F = \frac{23 P L^3}{648 E I}$
	$A = B = P$	$M = P c$		$F = \frac{P c}{24 E I} \times (3 L^2 - 4 c^2)$
	$A = B = \frac{3 P}{2}$	$M = \frac{P L}{2}$	$L = \frac{2 M}{P}$	$F = \frac{19 P L^3}{384 E I}$

CAPÍTULO VIII

Carga Concentrada				
Situação Esquemática	Reações de Apoio	Momento Máximo	L _{máx} pelo Momento	Flecha Máxima
	$A = \frac{Pc}{L}$ $B = \frac{Pa}{L}$	$M = \frac{Pac}{L}$	$L = \frac{Pac}{M}$	$F = \frac{Pc(3L^2 - 4c^2)}{48EI}$
	$A = P \frac{L+c}{L}$ $A = -P \frac{c}{L}$	$M_A = -Pc$	$c = \frac{M}{P}$	$F_1 = \frac{Pc^2(L+c)}{3EI}$ $F_2 = \frac{-PL^2c}{15,6EI}$
	$A = B = \frac{P}{2}$	$M = \frac{PL}{4}$	$L = \frac{4M}{P}$	$F_1 = \frac{-PL^2c}{16EI}$ $F_2 = \frac{PL^3}{48EI}$
	$A = B = P$	$M_A = M_B = M - Pc$		$F_1 = \frac{Pc^2(1,5L+c)}{3EI}$ $F_2 = \frac{-PL^2c}{8EI}$
	$A = \frac{P_1(b+c) + P_2c}{L}$ $B = \frac{P_1a + P_2(a+b)}{L}$	$M_1 = Aa$ $M_2 = Ba$		
	$A = P$	$M = PL$	$L = \frac{M}{P}$	$F = \sqrt{\frac{PL^3}{3EI}}$

Todas as estruturas inclinadas sob a ação da concretagem, geram esforços horizontais e verticais provenientes da decomposição da reação do poste vertical que só absorve esforços verticais.

Se a estrutura estiver com uma inclinação, tal que:

$0^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ$, os esforços horizontais (tangenciais ao plano da fôrma) serão absorvidos através do atrito gerado pelo contato entre a superfície de concreto e o compensado, as vigas secundárias, a viga principal e o forçado.

A partir deste ângulo, deve-se desprezar o atrito e desconsiderar todo esforço horizontal sendo equilibrado através de um tirante fixado a um ponto externo a estrutura tubular, ou através de um encosto, se for possível.

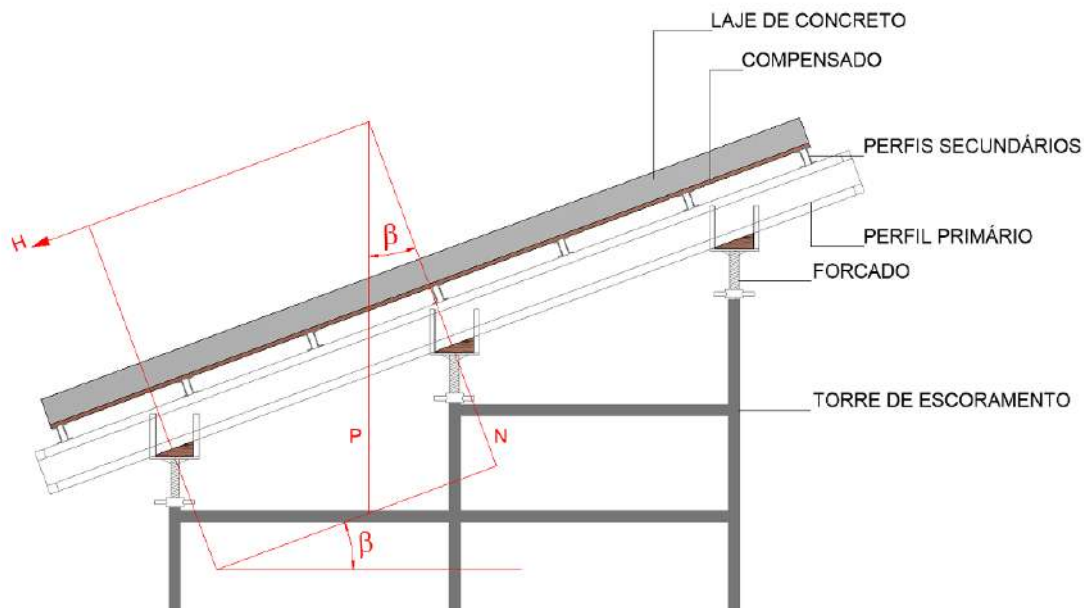


Imagem 269: Laje inclinada com escoramento

Onde:

P = Força peso para o centro da terra (gravitacional)

N = Componente normal ao plano do compensado

H = Componente tangencial ao plano do compensado

β = ângulo de inclinação

Com os dados acima se conclui que o concreto fresco ao tocar o plano inclinado, decompõe seu peso em forças “N” normal e “H” horizontal tangencial ao plano do compensado, que serão agora os únicos esforços atuantes.

O esforço “H” será absorvido pela parede já concretada ou concreto lançado na fôrma. Este esforço horizontal, está no princípio de ação e reação:

3ª Lei de Newton – Princípio da Ação e Reação

Quando uma pessoa empurra um caixa com uma força F , podemos dizer que essa é uma força de ação, mas conforme a 3ª Lei de Newton, sempre que isso ocorre, há uma outra força com módulo e direção iguais, e sentido oposto a força de ação, essa é chamada força de reação.

Este é o princípio da ação e reação, cujo enunciado é:

“As forças atuam sempre em pares, para toda força de ação, existe uma força de reação.”

O esforço “N” deverá ser absorvido pelo escoramento e com isso haverá uma segunda decomposição de esforços, essa transferência será feita através da cunha, onde serão gerados novos esforços agora chamados de P, N e H, como podemos ver nas figuras abaixo:

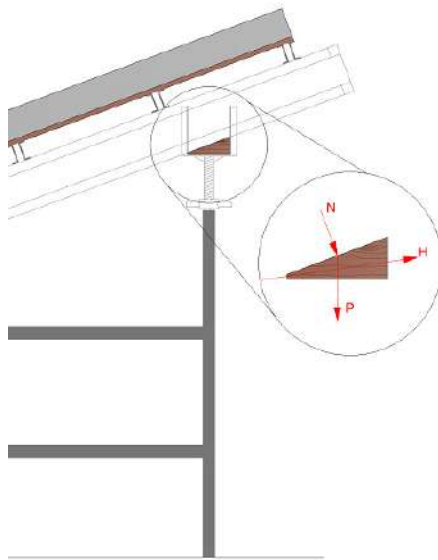


Imagem 270: Decomposição de esforços da cunha de madeira

Onde:

$$\cos \beta = N/P \qquad \text{Equação 95}$$

$$N = P \cos \beta$$

$$\text{sen } \beta = H/P$$

$$H = P \text{ sen } \beta$$

O esforço RP gerado será transmitido ao poste que deve somente receber forças axiais.

8.10 Console de trabalho AS 240 SH

8.10.1 Dimensionamento

Para verificar as cargas consideradas provenientes de ventos, consultar Capítulo 8.3.3 – Pressão do Vento.

Exemplo:

Terreno localizado em São Paulo, com velocidade básica do vento de 40 m/s. Altura de 30 metros, terreno plano ou francamente acidentado, sendo fator topográfico de $S_1 = 1,0$.

Dimensões do painel SH em módulos = 4,80 m de largura e 4,00 m de altura, com espaçamento entre módulos de 3,00 metros. Se enquadrando na classe A = Maior dimensão da superfície frontal menos ou igual a 20 metros.

O projeto está sendo realizado no centro urbano, caracterizando a categoria V = terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

$$S_2 = b_m F_r (z/10)^p \quad \text{Equação 58}$$

$$S_2 = 0,74 \times 1,00 (30/10)^{0,15}$$

$$S_2 = 0,87$$

O cálculo da velocidade característica do vento pela equação 59

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad \text{Equação 59}$$

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, estrutura ou componente.

O material da SH está dentro do Grupo 5 – Edificações temporárias não reutilizáveis.

$$V_k = 40 \times 1,00 \times 0,87 \times 0,83 = 28,88 \text{ m/s} \quad \text{Equação 59}$$

Cálculo da pressão dinâmica do vento

A pressão dinâmica do vento é obtida pela equação 60:

$$q = 0,613 V_k^2 (N/m^2) \quad \text{Equação 60}$$

$$q = 0,613 \times (28,88)^2 = 511,42 N/m^2 \text{ ou } 0,511 kN/m^2 \quad \text{Equação 60}$$

Na norma NBR 15696, a pressão do vento deve ser considerada conforme as determinações da ABNT NBR 6123, e não deve ser inferior a 0,60 kN/m², portanto, estaremos considerando para cálculos $q = 0,60 \text{ kN/m}^2$.

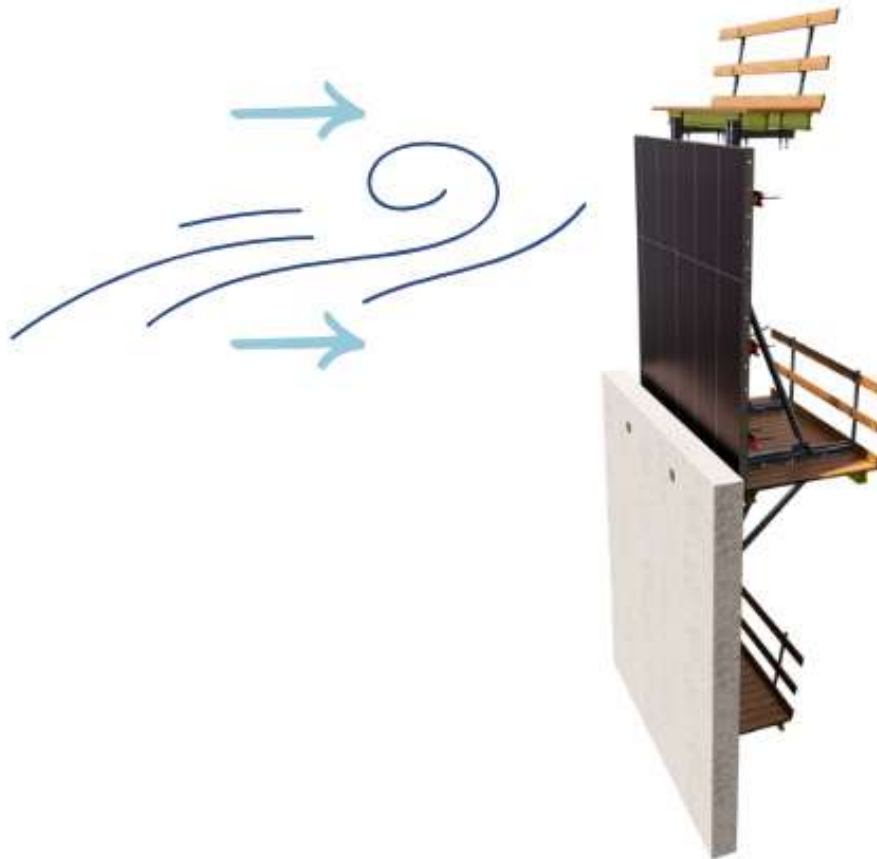


Imagem 271: Pressão do vento nas fôrmas

8.10.2 Fixação no concreto

A fixação no concreto é feita através do *insert* concretado *in loco*, acompanhado pelo cone M30 proporciona apoio para o console de trabalho AS 240 SH junto às fôrmas. Essa fixação gera carga que deve ser garantida tanto pelo concreto quanto pelo insert.

Cálculo da carga atuante:

A pressão dinâmica do vento é aplicada aos painéis, que é transmitida aos perfis de alinhamento e que por sua vez transmite em forma de carga pontual aos montantes. A carga aplicada aos montantes é calculada multiplicando a pressão dinâmica pelas respectivas áreas de influência de cada ponto de contato do perfil de alinhamento com o montante. Lembrando que a hipótese mais crítica de trabalho desta estrutura é durante as etapas de içamento e posicionamento onde não existem barras de ancoragem ou outras estruturas contrabalanceando o conjunto.

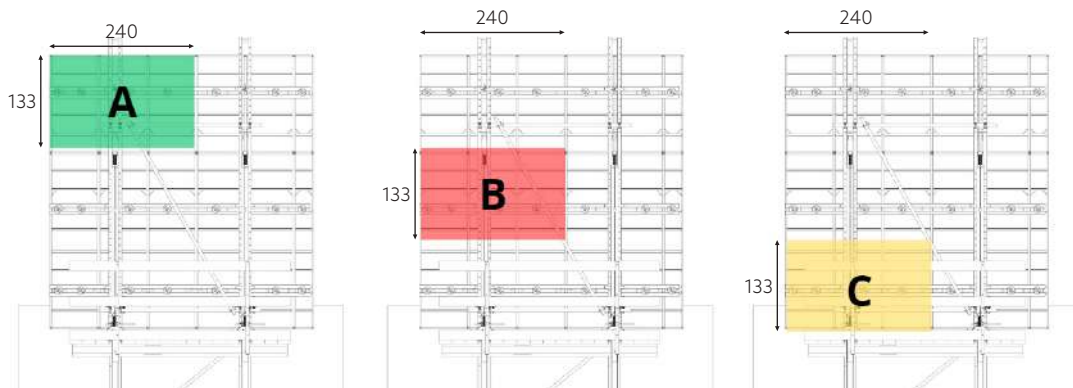


Imagem 272: Área de Influência A, B e C

Primeiro, conforme figura acima, verificamos a área de influência da carga em cada ponto de contato entre painel e perfil horizontal.

Carga aplicada no painel =

$$C_f q A_{\text{painel}} \quad \text{Equação 61}$$

Onde :

q = Carga de pressão dinâmica do vento

C_f = Coeficiente de força = 1,5

A_{painel} = Área do painel = $1,33 \times 2,40 = 3,19\text{m}^2$

$$1,5 \times 0,60 \times 3,19 = 2,87 \text{ kN}$$

Equação 61

Cálculo da sobrecarga de trabalho:

A sobrecarga de trabalho é aplicada sobre os pisos e distribui-se de forma pontual sobre os suportes da SH20. A sobrecarga de trabalho para plataformas de acesso é de 1,50 kN/m² aplicados sobre a área de influência da área de passagem.

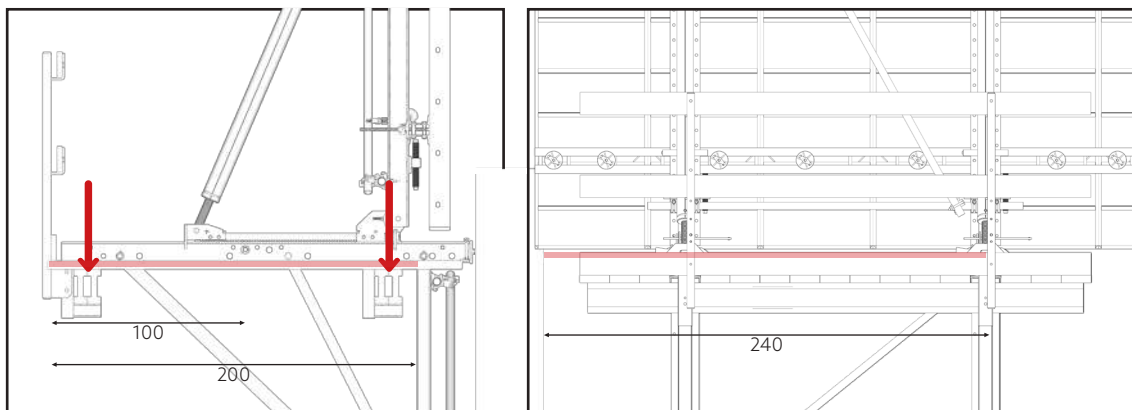


Imagem 273: Corte e vista da área de trabalho

$$SC = 1,5 \times 1,00 \times 2,40 = 3,60 \text{ kN}$$

Deve-se considerar o peso próprio do equipamento que será suportado pelo *insert*.

Para consideração do peso do equipamento vamos analisar o peso das fôrmas, pisos, consoles, contraventamentos e compensado. Para fim de exemplo, manteremos 21,18 kN aplicados no cone M30 (*insert*) como peso próprio de equipamentos.

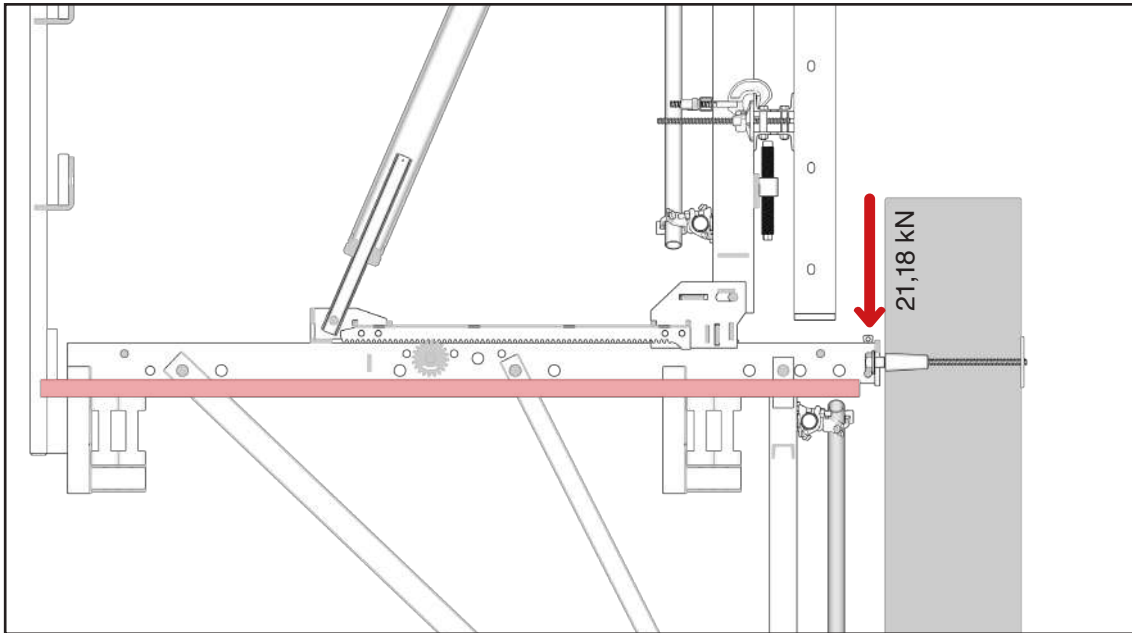


Imagem 274: Aplicação da carga no insert

Para a verificação deste cálculo, orientamos o uso da ferramenta Ftool. Somente com uma ferramenta de software podemos analisar os esforços em conjunto agindo sobre o console AS240.

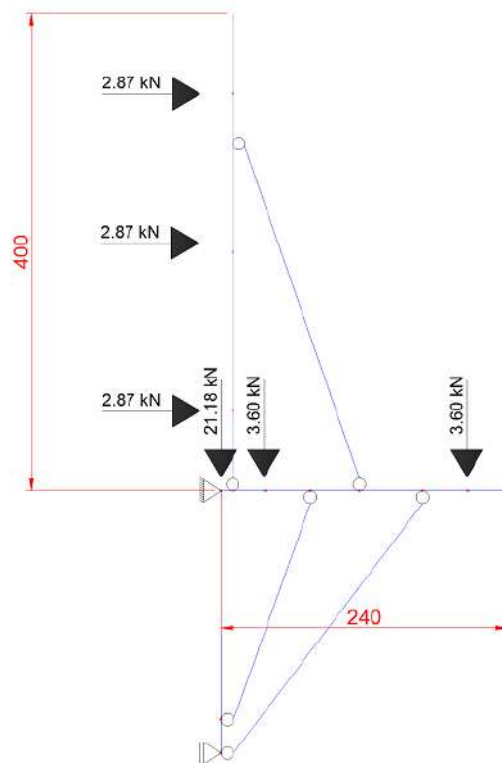


Imagem 275: Aplicação de esforços em programa de cálculos

CAPÍTULO VIII

Nesse momento precisamos conferir os esforços sob a peça, a ação de flecha e cortante, além de momentos atuantes.

Depois comparar os resultados de esforços com os admitidos pelo equipamento:

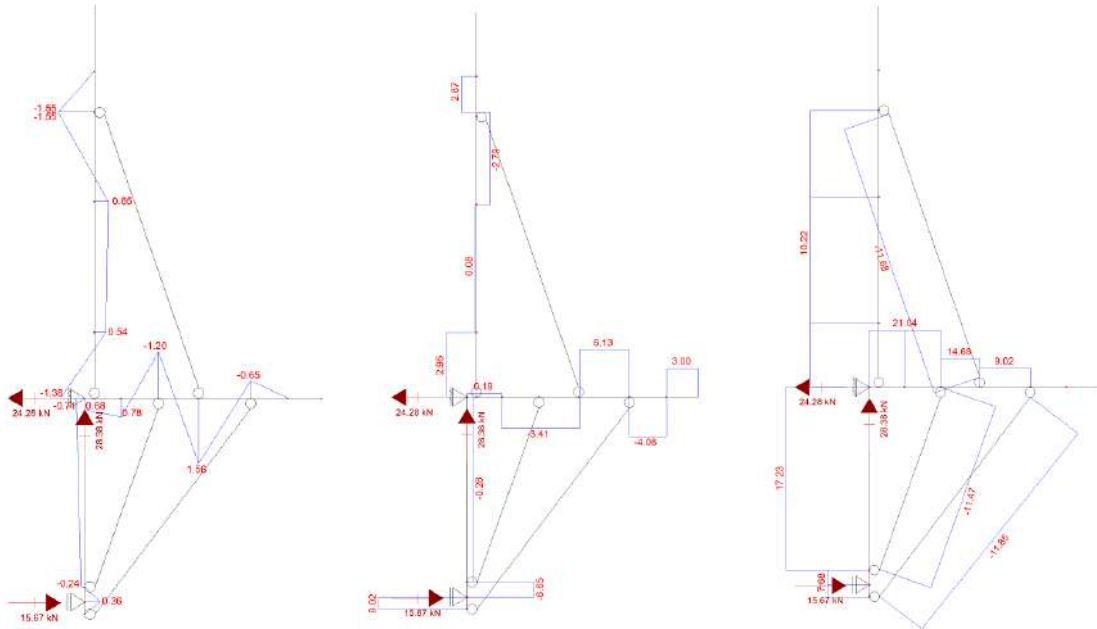


Imagem 276: A) Resultado de Esforços B) Resultado de Cortantes C) Resultado em Momento

Componente	Esforço Normal (A)		Momento Fletor (C)		Esforço Cortante (B)	
	Admissível	Atuante	Admissível	Atuante	Admissível	Atuante
Perfil Vertical AS240 (UPN 80)	276 kN	17,23 kN	8,0 kN.m	0,71 kN.m	72 kN	9,02 kN
Diagonal Curta AS240	90 kN	-11,47 kN	N/A	✗	N/A	✗
Diagonal Longa AS240	100 kN	-11,85 kN	N/A	✗	N/A	✗
Perfil Horizontal AS240 - Montante	426 kN	10,22 kN	18 kN.m	1,55 kN.m	126 kN	2,95 kN
Tensor AS240	95 kN	-11,68 kN	N/A	✗	N/A	✗

CAPÍTULO VIII

Resultado de esforços no insert:

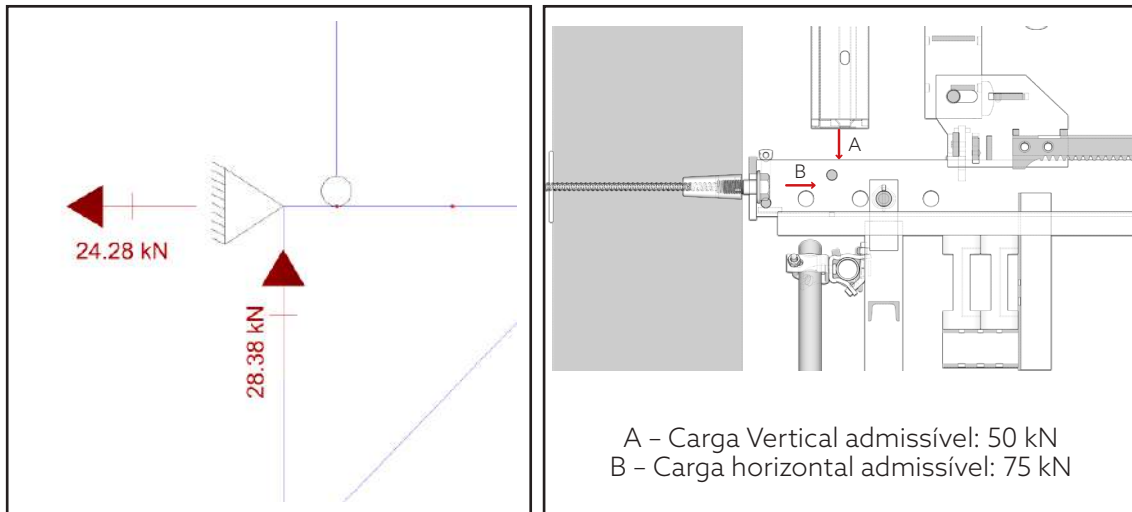


Imagem 277: Resultados de esforços no insert e parafuso M30



CAPÍTULO IX - SOLUÇÕES PARA OBRAS ESPECIAIS

9 Soluções para Obras Especiais

9.1 Observações gerais

Obras especiais são projetos de engenharia civil que se destacam pela sua complexidade e pela necessidade de soluções inovadoras e atípicas. Esses projetos frequentemente demandam técnicas avançadas e uma abordagem personalizada. As obras especiais podem exigir um planejamento meticuloso, análise detalhada e execução precisa para atender às necessidades específicas do projeto. Além dos desafios técnicos, essas obras muitas vezes envolvem questões ambientais, sociais e econômicas significativas, o que as torna fundamentais para o desenvolvimento sustentável e para a melhoria da qualidade de vida na região onde são implementadas. Projetos desse tipo podem transformar comunidades, promovendo desenvolvimento econômico, aumentando a acessibilidade e conectividade entre áreas e fortalecendo a resiliência frente às mudanças climáticas.

9.2 Reservatórios

A escolha do sistema de fôrmas apropriado para execução de reservatórios em concreto depende principalmente da geometria da estrutura. Para reservatórios retangulares simétricos e de grandes dimensões o uso de fôrmas de grandes áreas (60 kN/m^2) são as mais indicadas, pois permitem maior produtividade e menor quantidade de ancoragem nas paredes, para estruturas pequenas ou recortadas as fôrmas de 40 kN/m^2 permitirão maior flexibilidade no uso.

Já os reservatórios circulares são bastante utilizados em estações de tratamento de água e esgoto. A elaboração das fôrmas em madeira para esse tipo de reservatório permite um melhor acabamento porém requer muito trabalho na sua execução. As fôrmas metálicas, apesar de não fornecerem um excelente acabamento para pequenos diâmetros são a solução mais produtiva e segura.

Fôrma circular com painéis de 40 kN/m^2

Os painéis de 40 kN/m^2 , devido à sua pequena área, são os mais indicados para elaboração de fôrmas circulares. Porém, dependendo do diâmetro, a união de dois painéis formam polígonos, impossibilitando um perfeito acabamento circular da superfície. Podem ser usados painéis de 0,30, 0,60 ou até 0,90 metros em função do raio e da exigência do acabamento. Quanto maior o painel, mais o polígono foge da forma circular.

Usando painéis ligados com parafuso $\varnothing 1/2'' \times 2''$ é possível deixar os painéis sem contato total das laterais, formando assim um polígono. Mas a melhor opção é o uso da cantoneira U fixada nos painéis com clips ou parafusos $\varnothing 1/2'' \times 1''$. A montagem é mais rápida e o acabamento da face é melhor.

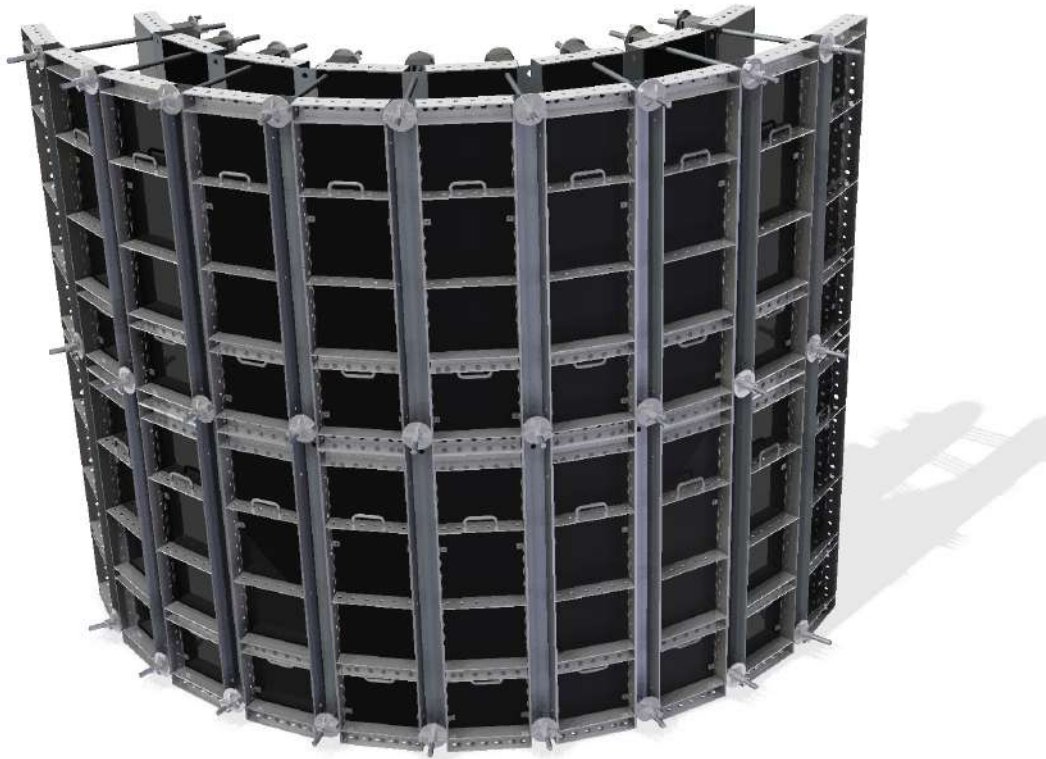


Imagem 278: Fôrma metálica Tekko® SH - 40 kN/m² circular

Para a execução das fôrmas circulares deve-se observar alguns critérios:

- Passagem da ancoragem só é permitida com o uso de painel pilar em uma das faces do reservatório, de preferência na face interna.
- Raio mínimo, usando painel de 0,30 m, é de 1,50 metro (para raios menores deve ser analisado se a qualidade do acabamento atende a obra).
- É muito difícil que a modulação dos painéis feche o diâmetro exato desejado, por este motivo deve ser previsto um arremate para fechamento do diâmetro. Para o arremate pode ser considerado perfis metálicos curtos, geralmente 1,00 m, presos com parafusos L na horizontal para fazer o apoio do arremate de madeira. Também poderá ser usado a cantoneira externa para este arremate.
- Alinhamento das fôrmas somente é necessário na vertical e poderá ser feito com perfis vazados ou tubos metálicos com garra. Usando tubos de PVC para proteção das barras ou cones é suficiente para alinhar somente uma das faces de fôrma, recomenda-se o alinhamento no lado externo para facilitar na montagem.
- Para melhor fechamento entre painel e cantoneira U recomenda-se o uso de 3 parafusos $\varnothing \frac{1}{2} \text{ " } \times 1 \text{ "}$ ou 3 clips por altura de painel (painéis de 0,90 m de altura).



Imagem 279: Obra Cattalini SA - Paraná - base para tanques

Fôrma circular com painéis de 60 kN/m²

Não é usual a execução de reservatórios circulares com painéis de grandes áreas, porém dependendo do diâmetro pode ser executado da seguinte forma:

- 1) Elaboração de conjuntos de 2 a 3 painéis presos com grampo de alinhamento, formando assim um módulo
- 2) União de dois módulos com grampo ajustável e cunha em madeira para ângulos pequenos
- 3) Painéis circulares CF são usados na montagem de fôrmas de paredes circulares em conjunto com a fôrma Concreform SH®. Existem duas larguras de painéis circulares CF, sendo o painel CF Circular 20x270 para o uso interno e o painel CF Circular 25x270 para o uso externo. A união dos painéis circulares com o painel Concreform SH® pode ser feita com o grampo de alinhamento CF, parafuso 3/4"x2", grampo de cunha e parafuso L reforçado.

Os painéis circulares possuem esticadores para regulagem do ângulo de acordo com o raio da estrutura circular, furação para passagem da barra CF e apoio para o perfil duplo CF circular.



Imagem 280: Fôrma Metálica Concreform SH® Circular

9.2.1 Execução do arranque

Para qualquer tipo de reservatório é recomendado a execução de um arranque de pelo menos 0,30 m de parede. Este arranque deverá ser concretado com a laje do fundo e tem como objetivo diminuir o esforço cortante na ligação da parede com a laje, é a região mais propícia a incidência de trincas e rachaduras. O arranque também serve como gabarito ao painel montado para a concretagem seguinte e evita que a maior pressão de concreto seja exercida na ligação parede e laje, geralmente o arranque é a própria mísula do reservatório e pode ser executado com fôrma metálica ou madeira.



Imagem 281: Obra ETA Aracajú - Sergipe

9.3 Detalhes de ancoragens

A escolha do sistema de ancoragem contribui para a execução de reservatórios com perfeitas condições de estanqueidade e qualidade. Existem no mercado várias soluções de ancoragem que evitam a percolação da água, seja de fora para dentro ou de dentro para fora da estrutura. Outro fator tão importante quanto a escolha do sistema é o processo de tratamento que os furos da ancoragem receberão após desforma.

9.3.1 Barra de ancoragem

A ancoragem das fôrmas pode ser feita com arame, tensores ou barras de ancoragem perdidas ou transpassadas. Vergalhões perdidos ou arame podem ser problemáticos por duas razões: as cargas admissíveis são baixas e cria-se pontos de corrosão após o corte do vergalhão, uma vez que não há recobrimento. A melhor opção é a barra de ancoragem, que possui carga admissível maior.

Para retirar as barras, geralmente são usados tubos de PVC, protegendo as barras do concreto. Paredes com espessura acima de 2,00 m necessitam de atenção especial para evitar instabilidades do tubo de PVC. Como o concreto não tem boa aderência no PVC, o tubo pode dificultar o acabamento. Existem peças chamados “ espaçadores cônicos” que ajudam no acabamento dos furos.

Também é possível a retirada do PVC, para isso ele é protegido com vaselina ou produto similar, que evita a aderência no concreto. O furo deixado pelo tirante é tratado com argamassa de resistência compatível a da parede, também podem ser utilizados produtos a base de epóxi para auxílio na realização desse tratamento.



Imagem 282: Barra de Ancoragem SH

9.3.2 Cone

Para casos onde não é possível uso das barras, pois os furos deixados na parede podem dificultar a impermeabilização do reservatório, é recomendada a utilização do sistema cone.

Neste sistema, uma barra com rosca métrica W fica perdida no concreto, na parte externa é usada uma barra de ancoragem e pode ser reaproveitada. Para fazer o acabamento do concreto basta encher o furo deixado pelo cone.

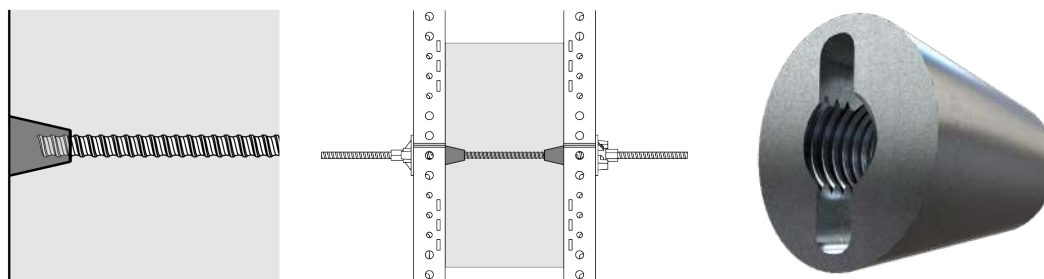


Imagem 283: Parede com Cone

A barra com rosca métrica W não necessariamente é perdida, usando tubo de PVC rígido esta barra pode ser recuperada e reaproveitada. Neste caso, não tem mais a vantagem de evitar o furo passante na parede, mas a existência do cone pode ser necessária, por exemplo, para encaixe de um andaime suspenso.

O cone também pode ser utilizado com ancoragem perdida (*Insert*), para criar fixações em posições diferentes da ancoragem da fôrma ou em paredes com face contra talude. Neste caso, o cone junto com *insert* deve ser posicionado e fixado na fôrma antes da concretagem. Isto pode ser feito com a própria barra do cone ou com parafuso comum. Neste caso, para o cone Tekko® SH o parafuso correto é de 5/8" x 1½", para cone CF Ø 3/4" x 1½".

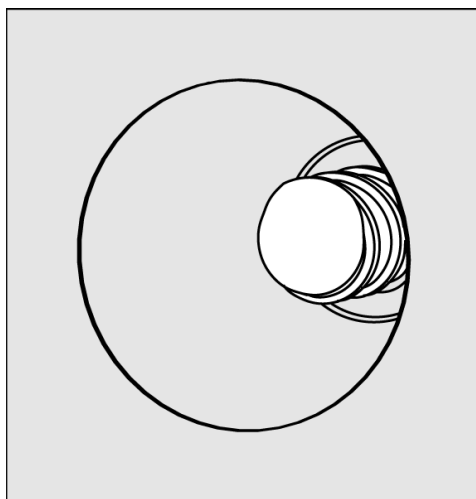


Imagem 284: Furo da ancoragem do Cone

CAPÍTULO IX

Na SH temos disponíveis dois cones com bitolas diferentes:

Descrição	Rosca interna	Carga admissível	Aço da rosca perdida
Cone Tekko® SH	5/8"	27,5 kN	SAE 1020
Cone CF	3/4"	60,0 kN	SAE 1045

9.3.3 Luva Water Stop

A luva tem duas finalidades:

- Pode ser usada como emenda de barra de ancoragem no caso de grandes espessuras de paredes.
- Utilizada como peça perdida no concreto, ajudando a evitar a percolação da água na parede. Como peça perdida, a luva emenda as barras, porém somente as barras são protegidas com PVC, deixando que a peça seja concretada no interior da parede.

Para ambos os casos, após a retirada das barras os furos deverão ser tratados com argamassa compatível com a resistência da parede ou tratamento apropriado indicado pelo engenheiro.



Imagem 285A: Luva Fundida



Imagem 285B: Luva Water Stop

O Water Stop é o sistema mais indicado para paredes de reservatórios, onde é criterioso o sistema de estanqueidade. A passagem da água é dificultada devido ao design da peça que possui um anel fundido a sua estrutura, impedindo qualquer tipo de infiltração.

Na SH não fazemos a locação deste material. Em projetos destacamos o uso e a quantidade necessária para compra da obra. A obra deve verificar junto ao fornecedor a capacidade de absorção de carga da luva, junto a carga indicada em projeto.

9.3.4 Ancoragem perdida

Para evitar estroçamento em lugares onde não tem possibilidade de ancoragem, podem ser usadas ancoragens perdidas dentro do concreto. Como estes elementos são sujeitos à tração, não apresentam grandes problemas com a flambagem. A fixação pode ser feita de várias formas, como, por exemplo, chumbador na rocha, solda na armadura e fixação da barra no concreto da etapa anterior. Para evitar danos aos equipamentos e facilitar a montagem, não é recomendável a solda de T-bolt nas extremidades. A melhor opção é o uso de cone com barra para cone e porca, presos em um pedaço de rosca 3/4" ou 5/8" soldado na peça perdida.



Imagem 286: Obra estação eólica - Sergipe

As calhas e canais servem para conduzir a água do local de captação até os reservatórios ou local de uso. Os canais também servem para escoar águas para fossa sépticas, lagoas ou reservatórios de tratamento. As calhas e canais conduzem os líquidos a céu aberto e o seu escoamento é sempre por gravidade. Sendo que canais de menor porte, para escoamento de pequenos volumes de líquidos, são denominados canaletas.

Os canais de concreto podem ser executados facilmente de duas maneiras:

- Concretando o fundo e as paredes laterais no local;
- Concretando o fundo no local e fazendo as paredes laterais com placas pré moldadas de concreto.

Se o canal for concretado no local, primeiramente deve ser feito o fundo e depois as laterais, com o auxílio de uma fôrma. Tanto as calhas ou os canais podem ser executados com fôrmas de 40 kN/m² ou 60 kN/m² e recomenda-se a montagem em trechos de 5 a 10 metros de comprimento de fôrmas que posteriormente serão remanejados para próximos trechos. A movimentação pode ser feita manualmente, desmontando os painéis, ou em conjunto, movendo com carro auxiliar.



Imagem 287: Obra Transnordestina - Pernambuco

A execução de obras hidroelétricas apresenta algumas particularidades em relação a outros tipos de obras, implicando formas de aplicação diferente.

- Etapa de concretagem (altura) geralmente limitada para 2,00 m.
- Estruturas assentadas em rochas, necessitando técnicas de fixação e de arremates para apoio não nivelado;
- Espessuras de paredes acima de 2,50 m, impossibilitando a ancoragem convencional;
- Grande volume de concreto, causando concretagem lenta e empuxo baixo;
- Paredes inclinadas;
- Concreto de várias classes, especialmente concreto de baixa resistência.

As cargas do empuxo do concreto devem ser suportadas por barras de ancoragem ou similar podendo ser calculada baseada no capítulo 6.9 - Fôrma contra-talude. Para evitar fuga de nata e melhorar a aparência do concreto, o transpasse entre a fôrma e o concreto da etapa anterior deve ser o mínimo possível, recomendável 5 cm.



Imagem 288: Obra: Barragem Ferreira Gomes – Amapá

9.5.1 Elementos de obras hidroelétricas



Imagem 289: Usina Hidrelétrica Itaipu - Foto Rubes Fraulini

9.5.2 Definições e terminologia

Adufa: Túnel do desvio do rio. As paredes das adufas podem ser executadas com Mísula SH ou com estroncamento de um lado para o outro com escoras na horizontal. A laje geralmente não necessita de escoramento e pode ser feita de um modo mais econômico com elementos pré-moldados.

Barragem de concreto rolado: Concretada em camadas de 30 cm, compactado com rolo compressor.

Barragem de enrocamento: Barragem de terra compactada.

Barragem: Estrutura que impede o fluxo natural do rio.

Calha: Estrutura para dissipação da água descendo pelo Vertedouro.

Casa de força: Estrutura onde ficam os geradores.

CCR: Concreto rolado.

CCV: Concreto convencional.

Concreto do primeiro estágio: Concreto inicial.

Concreto do segundo estágio: Concreto durante ou após a instalação das turbinas.

Conduto forçado: Tubulação por onde passa a água da tomada d'água para a casa de força.

CAPÍTULO IX

Desvio do rio: Passagem provisória do rio durante a construção da barragem.

Ensecadeira: Pequena barragem, geralmente de terra, para desviar o rio da construção.

Escada de peixe: Estrutura que permite a passagem de peixes.

Lado jusante: Lado da barragem para onde vai a água.

Lado montante: Lado da barragem de onde vem a água.

Munhão: Estrutura nos pilares do Vertedouro, em balanço, para fixação das comportas. Para evitar escoramento com apoio difícil e grande altura do escoramento, pode ser usado a Mísula SH. Importante é prever forçados reguláveis para desforma posterior. Observe que a carga é alta e o espaçamento deve ser calculado com muita atenção. O ponto mais crítico é o cisalhamento do parafuso do anel, limite da carga é 29,41 kN.

Ogiva: Parte do Vertedouro, em curva, onde desce a água. Quando o reservatório estiver com excesso de água, esta água será liberada pelo Vertedouro. A curva da Ogiva é projetada para permitir grande fluxo de água sem causar danos à estrutura. Imperfeições da Ogiva causam abrasão na superfície do concreto, por isto um bom acabamento deste concreto é muito importante. A solução Mísula SH pode ser usado em trechos de curva e os painéis devem ser calçados para máxima aproximação à curva original. Ideal é a desforma rápida e tratamento do concreto ainda sem cura total, com esponja.

PCH: Pequena central hidroelétrica, potência até 20 MW.

Pilar: Parte do vertedouro que sobe por cima da ogiva. A largura dos pilares em muitos casos permite o uso de ancoragem passante. Para facilitar a retirada, o tubo de PVC deve ser bem rígido e onde possível ser amarrado na ferragem para evitar flecha durante a concretagem. Outra opção é uso de barras perdidas, com rosca 3/4" soldada nas extremidades. A Mísula também funciona de forma excelente, mas o custo é maior, deve ser analisado se a economia na ancoragem compensa a aplicação da Mísula.

Tomada d'água: Estrutura onde entra a água (captação da água).

UHE: Usina hidroelétrica, potência acima de 20 MW.

Vertedouro: Estrutura que permite passagem da água em excesso. O Vertedouro é a estrutura mais complexa de muitas barragens.

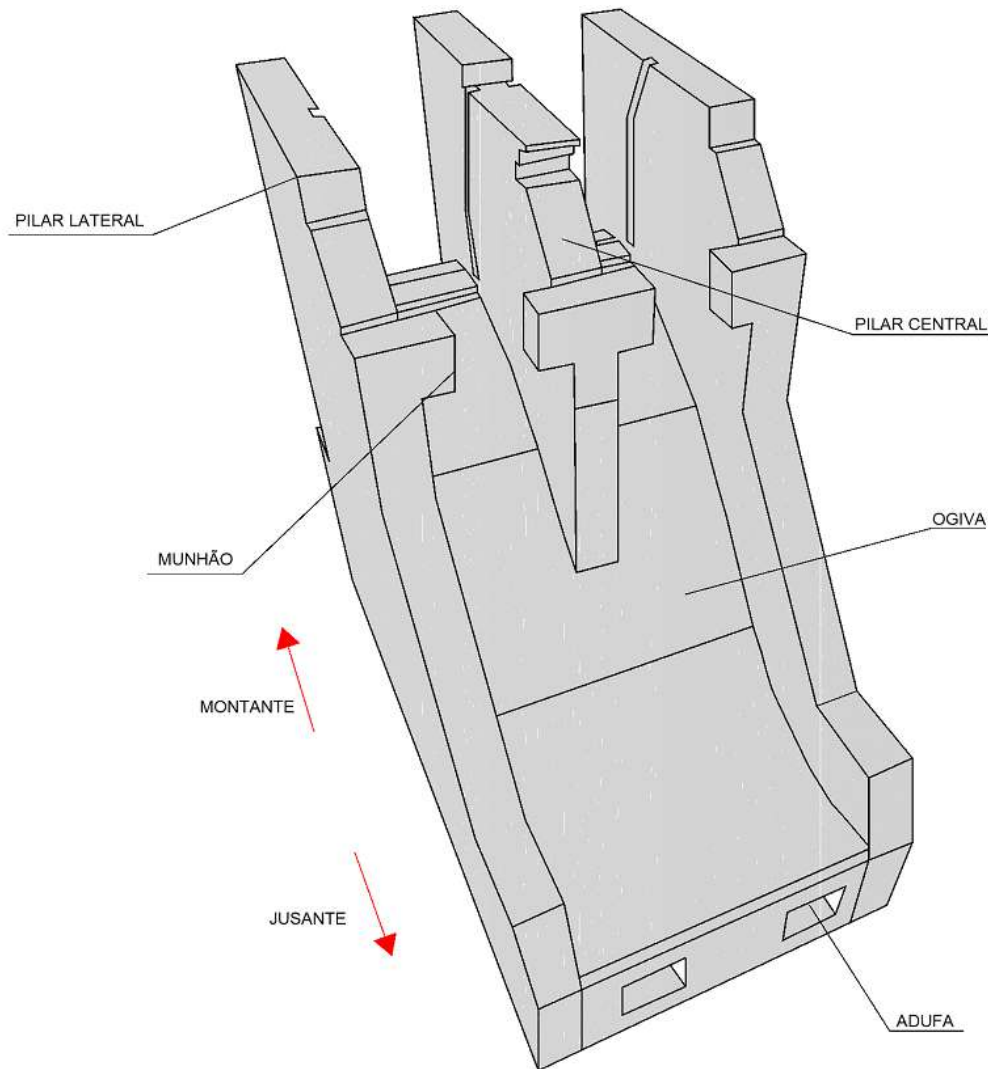


Imagem 290: Vertedouro

9.5.3 Concreto compactado com rolo – CCR

Significa que a própria barragem CCR está sendo feita com concreto de baixo f_{ck} e somente nas laterais está sendo aplicado concreto de alto f_{ck} . A concretagem está sendo executada em camadas de 0,30 m, geralmente 1 camada por dia. Para o lado do montante, a solução SH é o console de trabalho AS 240 SH, com dois painéis Concreform SH®. A ancoragem deve ser feita com *insert* perdido na camada inferior, que já tem cura suficiente para receber a carga.

A movimentação dos módulos pode ser feita com grua, guindaste ou caminhão munk.



Imagem 291: Concreto CCR – Imagem Extraída – Governo do Estado do Paraná

9.6 Casas populares com paredes de concreto

Casas populares são habitações construídas com o objetivo de oferecer moradia acessível para pessoas de baixa renda ou em situação de vulnerabilidade social. Geralmente, esses projetos são desenvolvidos por governos municipais, estaduais ou federais em parceria com organizações não governamentais ou entidades privadas.

Os principais objetivos das casas populares incluem:

- 1. Acesso à moradia digna:** Proporcionar um local seguro e adequado para famílias que não têm condições de adquirir ou alugar imóveis no mercado convencional.
- 2. Redução do deficit habitacional:** Em muitos países, existe um grande número de pessoas vivendo em condições precárias ou sem moradia adequada. As casas populares ajudam a reduzir esse deficit.
- 3. Melhoria na qualidade de vida:** Morar em uma casa popular geralmente significa melhores condições de vida em comparação com habitações precárias, como barracos ou áreas de risco.
- 4. Integração social:** Esses projetos podem ser desenvolvidos de modo a promover a inclusão social e a coesão comunitária, criando bairros ou vilas onde há interação entre os moradores e acesso a serviços públicos.

5. Desenvolvimento urbano sustentável: Casas populares podem ser planejadas visando o uso eficiente de recursos naturais e a redução do impacto ambiental, contribuindo para um desenvolvimento urbano mais sustentável.



Imagem 292: Cite – Lumiform SH®

Existem diversos modelos de casas populares ao redor do mundo, variando de acordo com as necessidades locais, as condições climáticas e os recursos disponíveis. Esses projetos costumam envolver não apenas a construção das habitações, mas também a infraestrutura básica necessária, como sistemas de água, esgoto, energia elétrica e acesso a transporte público.

Casas populares na construção civil, significam casas ou edifícios verticais projetados com foco em eficiência de espaço e custo. Os projetos são frequentemente simplificados para redução dos custos na construção sem comprometer a funcionalidade e segurança. São utilizados materiais econômicos e disponíveis localmente. Apesar de serem habitações econômicas as construções devem atender um padrão mínimo de qualidade estabelecido por normas técnicas e regulamentações de construção.

O sistema construtivo com paredes de concreto moldadas *in loco* usadas em conjunto com fôrmas metálicas é a solução mais eficiente para obtenção de produtividade, qualidade e baixo custo, pois este sistema proporciona, entre montagem e desmontagem, uma produtividade média de 200 m² de fôrma a cada

CAPÍTULO IX

4 horas, com uma equipe de 5 trabalhadores. Além disso, dispensa mão de obra especializada, elimina 100% do uso de madeira e de improvisações.



Imagem 293: Obra Viver Melhor Marituba - Paraná

Principais vantagens da parede em concreto para casas populares:

1. Racionalização do processo produtivo
2. Desempenha função estrutural e de vedação, simultaneamente
3. Oferece maior conforto térmico e acústico
4. Combate o desperdício de materiais e geração de entulho
5. Agiliza o cronograma, já que são concretadas com todas as instalações e espaços para as esquadrias, de forma que, na desforma, a casa já está quase pronta;
6. O concreto dá uma excelente aparência, necessitando apenas de acabamento básico, como uma pintura texturizada;
7. Reduz o número de etapas do processo e o número de itens de matérias a serem empregados na construção;
8. É economicamente viável e acessível em todo o território nacional;
9. Pode ser utilizado tanto para casas como para prédios de apartamentos;
10. Obra feita para durar, sem retrabalho ou reclamações de patologias futuras.

Fôrma Lumiform SH®

Sistema de fôrmas de alumínio para execução de paredes de concreto armado moldadas no local, na construção de casas, sobrados e edifícios. É constituído por painéis fabricados com perfis estruturais de alumínio forrados com chapas também de alumínio, montados manualmente (cada painel pesa menos de 0,17 kN/m², sem necessidade de mão de obra especializada).

Além de duráveis e leves, os painéis não possuem rebites, emendas ou marcas na face que faz contato com o concreto, o que garante um bom acabamento. O conjunto de fôrmas já vêm com vãos para janelas e portas, e permite que as instalações elétricas e hidráulicas fiquem embutidas. Possui sistema de segurança atualizado com as normas de segurança vigentes.

O sistema substitui blocos de alvenaria e elimina etapas de chapisco e reboco, já que depois de montadas, as fôrmas são preenchidas com concreto e, após 14 horas, já é possível passar para a etapa de acabamentos, como a instalação de esquadrias, telhado e pintura.

Após um treinamento teórico e prático, ministrado por técnicos da SH no canteiro de obras, a equipe do cliente (que não precisa ser especializada) estará apta a manusear e montar corretamente o Lumiform SH®.

Todo sistema foi idealizado para ser prático, rápido, simples e, principalmente, produtivo. O objetivo é permitir aos clientes concretagens diárias e, conseqüentemente, redução no cronograma da obra.

Principais vantagens de uso do Lumiform®:

1. É leve e pesa apenas 0,17 kN/m² (cada painel);
2. A montagem é feita manualmente;
3. Resiste ao empuxo de concreto de 39,22 kN/m²;
4. Permite acabamento perfeito, pois não apresentam emendas.



Imagem 294: Obra Bairro Carioca – Rio de Janeiro



Imagem 295: Obra: Vila Nova - Paraná

Pontes e viadutos são estruturas fundamentais na engenharia civil, utilizadas para vencer obstáculos naturais, como rios, vales profundos, ferrovias ou estradas, proporcionando conexões seguras e eficientes entre pontos distintos.

Pontes: Uma ponte é uma estrutura que atravessa um obstáculo físico, como um rio, conectando duas margens.

Viadutos: Um viaduto é uma estrutura elevada que permite a passagem de veículos ou pedestres sobre obstáculos, como estradas, vales profundos ou cruzamentos.

Principais Diferenças:

- **Objetivo:** Pontes cruzam barreiras naturais, como rios; viadutos são usados para transpor terrenos mais planos ou para evitar cruzamentos em nível.
- **Altura e Comprimento:** Pontes frequentemente são mais longas e podem ser mais altas para permitir a navegação por baixo delas. Viadutos são tipicamente menores em comprimento e altura.
- **Localização:** Pontes são encontradas em áreas onde há necessidade de atravessar grandes obstáculos naturais. Viadutos são mais comuns em áreas urbanas para facilitar o tráfego.

Ambas as estruturas desempenham papéis cruciais na conectividade e no desenvolvimento das infraestruturas urbanas e rurais, oferecendo soluções eficientes para desafios geográficos e logísticos.

As técnicas são as mais diversas, como escoramento convencional com apoio no solo, treliças para vencer grandes vãos onde não é possível apoio no solo, treliças lançadeiras, balanço sucessivo, passarelas provisórias, entre outros.



Imagem 296: Obra Ampliação de viaduto na Linha Amarela - Rio de Janeiro



Imagem 297: Obra Ponte sobre o rio Vaza Barris - Sergipe

9.71 Soluções com treliças

As treliças são estruturas muito utilizadas na construção civil devido à sua capacidade de suportar cargas elevadas com eficiência. Elas são compostas por elementos retos (barras) unidos em pontos de interseção formando triângulos ou outras formas geométricas que conferem estabilidade à estrutura.

A geometria das treliças, especialmente sua capacidade de distribuir cargas através de forças de compressão e tração, as torna eficazes na construção de pontes, telhados, torres e outras estruturas. Existem diversos tipos de treliças, incluindo treliças planas (bidimensionais) e espaciais (tridimensionais). A escolha do tipo depende das necessidades estruturais específicas de cada projeto.

Na SH temos alguns materiais capazes de se transformar em treliças como o Multiform® SH e treliça modulares, que são SH100 e SH300. Esses materiais possuem elevada capacidade de carga e são ideais para vencer grandes vãos. São fabricados com aço de alta resistência, oferecem versatilidade e segurança aliada à produtividade na montagem. São compostos por módulos e peças que fazem suas ligações proporcionando flexibilidade, sendo combinados podem vencer vãos de até 30 metros entre apoios. A elevada rigidez evita deformações (flechas) excessivas e alguns sistemas permitem contra-flecha.



Imagem 298: Obra Acesso ao Fonte Nova - Bahia

CAPÍTULO IX



Imagem 299: Obra ponte estaiada Transcarioca - Rio de Janeiro - Treliza SH 300



Imagem 300: Obra Rodoanel Trecho Leste - São Paulo - Multiform® SH

Em primeiro momento devemos obter todas as informações possíveis para avaliar o melhor método de escoramento:

- Vão principal
- Definições de utilização e cargas
- Gabarito de altura
- Posicionamento dos apoios, se permitido apoio.

A partir daí definimos o melhor equipamento para se trabalhar na ocasião. Depois devemos entender o caminho das cargas e os limites de cargas que trabalham nas treliças. As definições de carga devem constar:

- Distribuição transversal das treliças;
- Definir as linhas de carga;
- Determinar o carregamento de cada linha de carga, considerando o peso próprio do material;
- Modelar as treliças em software de análise estrutural;
- Definir as quantidades de treliças para cada linha de carga;
- Montagem dos diagramas de esforços solicitantes;
- Estabelecer o posicionamento e o comprimento das treliças com a modulação necessária;
- Analisar a atuação dos esforços em cada barra;
- Redimensionar cada linha de carga;
- Determinar a flecha teórica e compará-la com a contra-flecha de montagem;
- Definir o contraventamento tubular em função da flambagem lateral do conjunto, ventos e do processo de lançamento;
- Estudar o tipo de apoio das treliças (consoles, perfis ou torres fixas)
- Definir o descimbramento (aparelhos)
- Estudar o processo de retirada das treliças.

Avaliação dos Estados Limites Últimos - ELU

Os Estados Limites são as situações a partir da qual a estrutura deixa de atender a uma das finalidades de sua construção. No estado limite último ocorre o esgotamento da capacidade de sustentação da estrutura e pode ocorrer por:

- Ruptura de seções
- Colapso da estrutura
- Perda de estabilidade
- Deterioração por fadiga

CAPÍTULO IX

Ao ocorrer o Estado Limite Último, o uso da estrutura ou equipamento deve ser suspenso imediatamente pois passa a representar riscos aos envolvidos no processo. O dimensionamento por ELU leva em consideração a resistência ao escoamento do aço, e deve ser feito observando a carga limite que já está minorada com o coeficiente de segurança adotado pela SH. Na verificação, devem ser observados os seguintes esforços internos de cada barra assim como suas combinações entre si (flexotração e flexocompressão e combinação de esforços axiais e cisalhantes):

- Esforço Axial
- Esforço Cortante
- Momento Fletor

O modelo abaixo, representa um escoramento hipotético de uma viga de vão 12,0 m com as cargas de norma aplicadas (peso próprio, concreto, sobrecargas de trabalho, vento) para Treliça SH300.

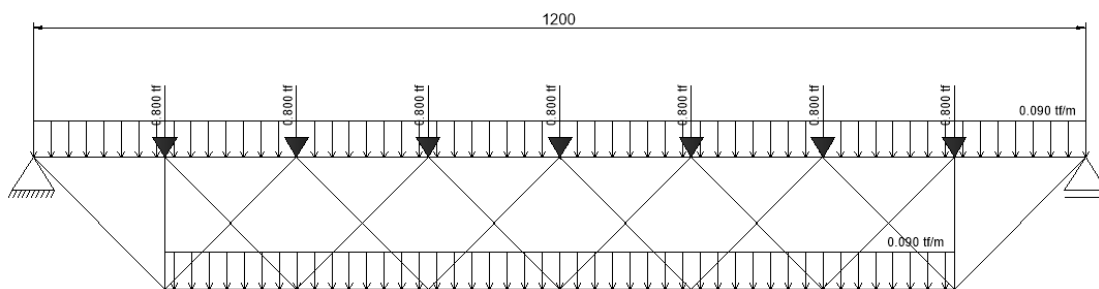


Imagem 301: Modelo estrutural Ftool

Se o software utilizado não considerar o peso próprio do material, deve-se considerar o peso próprio da linha de treliça e ser distribuído por igual nos banzos superior e inferior, com metade da carga em cada um. Sempre que possível as cargas devem ser posicionadas nos nós, minimizando os momentos fletores nos perfis e diagonais. Representar ao menos um dos apoios com movimentação livre na direção longitudinal da treliça. Na prática os dois apoios são de segundo gênero já que as bases das treliças são simplesmente apoiadas em aparelhos descimbradores ou perfis, permitindo deslocamentos horizontais, o que gera maiores deformações na estrutura, caso as bases sejam fixadas no apoio a representação passa a ser apenas rotulada, sem possibilidade de movimento em qualquer direção.

CAPÍTULO IX

Nos casos onde existem cargas pontuais ou distribuídas fora dos nós da treliça e o momento fletor gerado nas barras é significativo, deve-se verificar a resistência à flexotração e a flexocompressão de acordo com as equações a seguir:

$$\frac{N}{N_y} \geq 0,02 \rightarrow \frac{N}{N_y} + \frac{8M}{9M_p} \leq 1 \quad \text{Equação 97}$$

$$\frac{N}{N_y} < 0,02 \rightarrow \frac{N}{2N_y} + \frac{M}{M_p} \leq 1 \quad \text{Equação 98}$$

Onde:

N = Esforço axial atuante

N_y = Esforço axial resistente da barra analisada da treliça

M = Momento fletor atuante

M_p = Momento fletor de plastificação resistente da barra analisada da treliça

Exemplo Banzo Superior – Flexo-compressão

$$N = 58,46 \text{ kN}^2$$

$$N_y = 1100 \text{ kN}^3$$

$$M = 0,08 \text{ kN.m}^4$$

$$M_p = 67,00 \text{ kN.m}^5$$

$$\frac{N}{N_y} < 0,02 \rightarrow \frac{58,46 \text{ kN}}{1100 \text{ kN}} = 0,053 < 2 \quad \text{Equação 98}$$

$$\frac{N}{2N_y} + \frac{M}{M_p} \leq 1 = \frac{58,46 \text{ kN}}{2 \times 1100 \text{ kN}} + \frac{0,08 \text{ kN.m}}{67,00 \text{ kN.m}} = 0,0278 \leq 1$$

Exemplo Banzo Inferior – Flexotração

$$N = 62 \text{ kN}^6$$

$$N_y = 925 \text{ kN}^7$$

$$M = 0,05 \text{ kN.m}^8$$

$$M_p = 52,10 \text{ kN.m}^9$$

$$\frac{N}{N_y} < 0,02 = \frac{62,00 \text{ kN}}{925 \text{ kN}} = 0,067 < 2 \quad \text{Equação 98}$$

$$\frac{N}{2N_y} + \frac{M}{M_p} \leq 1 = \frac{62,00 \text{ kN}}{2 \times 925 \text{ kN}} + \frac{0,05 \text{ kN.m}}{52,10 \text{ kN.m}} = 0,034 \leq 1$$

²Valores retirados dos esforços atuantes axiais, conforme imagem 284 – Banzo Superior.

^{3,4}Valores retirados do manual técnico SH – Banzo Superior.

⁶Valores retirados dos esforços atuantes axiais, conforme imagem 285 – Banzo Inferior.

^{7,8,9}Valores retirados do manual técnico SH – Banzo Inferior.

Avaliação dos Estados Limites de Serviço – ELS

Os estados limites de serviço ou de utilização, dizem respeito às condições de durabilidade, aparência, conforto do usuário e bom desempenho da estrutura. Como exemplos de falhas no estado limite de serviço, podemos citar: deformações e deslocamentos e vibrações excessivas. A NBR 15696 determina no item 4.3.2 que a flecha máxima de uma viga deve ser verificada considerando o peso do concreto e sobrecarga de 1,0 kN/m², sem aplicação de coeficiente de segurança, sendo esta flecha limite igual a:

$$FL_{adm} = \frac{L}{400} \quad \text{Equação 13}$$

Onde L é igual ao vão entre apoios em milímetros. Como por exemplo temos uma treliça com vão de 12 metros entre apoios e portanto a flecha máxima admissível para este vão é:

$$FL_{adm} = \frac{12000}{400} = 30 \text{ mm} \quad \text{Equação 13}$$

Na verificação das deflexões de projeto o valor da deformação não pode ser superior a 30 mm. Esta limitação é facilmente contornada com o recurso de aplicação de contra-flechas na SH300. No ponto central da treliça do exemplo, a deflexão máxima em y foi de 2,73 mm, portanto bem abaixo do admissível.

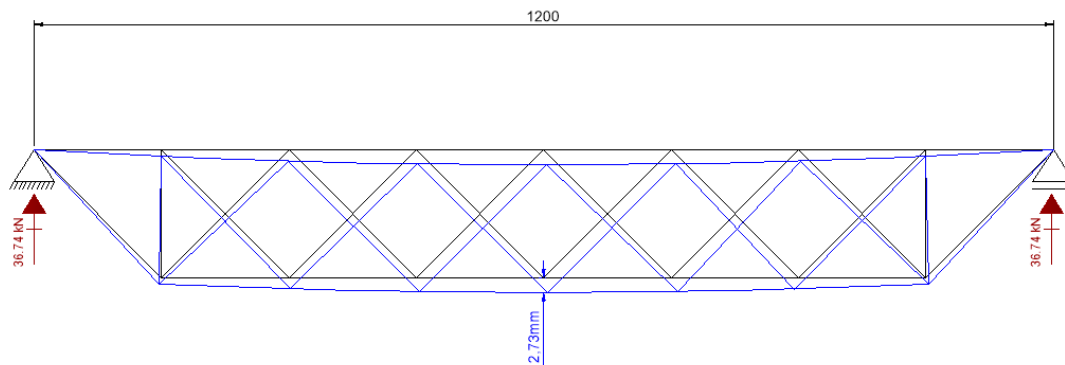


Imagem 305: Modelo estrutural Ftool - Esforços de Flecha - Deformação com valores em kN

9.7.3 Escoramento Metálico – Lumisystem® SH

O Lumisystem® SH é um sistema para escoramentos versátil pois é leve, de montagem manual e permite a conjugação de torres. Pode ser montado na horizontal e içado para posicionamento.

Fabricado totalmente em alumínio é fácil de montar, com travamento em cunhas nos quadros que dispensa ferramentas adicionais. Possui capacidade de carga que atinge 135 kN por poste em condições adequadas de projeto (o espaçamento dos frames e a abertura do macho da escora devem ser dimensionadas para atingir a capacidade máxima do equipamento). Indicado para obras com pé direito alto e cargas elevadas como viadutos, estádios esportivos, edificações industriais e obras pesadas de infraestrutura.

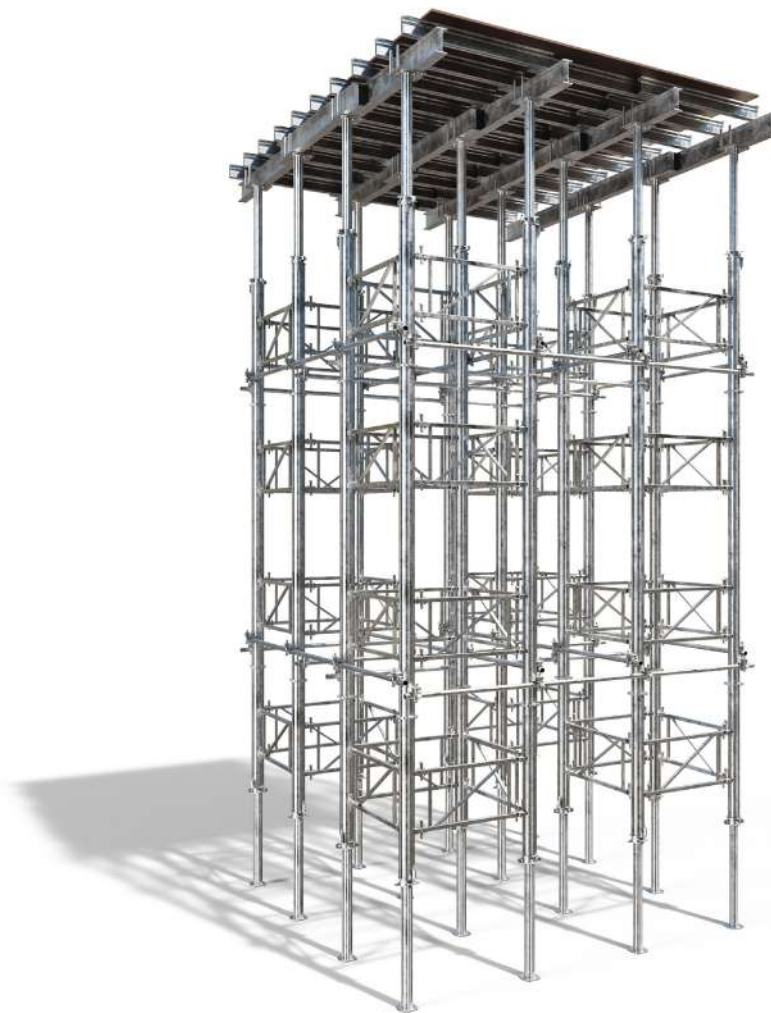


Imagem 306: Torres de escoramento Lumisystem



Imagem 307: Obra Passarela Avenida Brasil – Rio de Janeiro

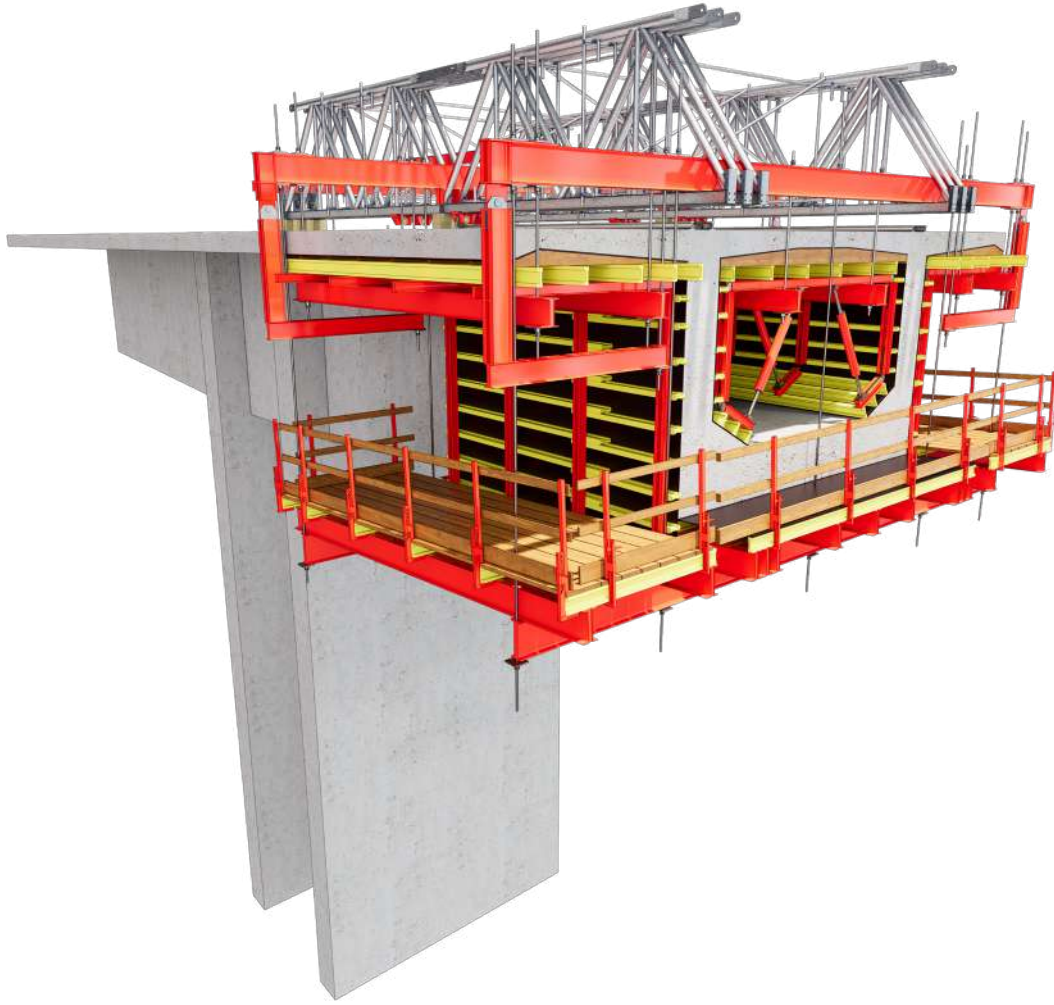


Imagem 308: Escoramento de Pontes e Viadutos – Balanço Sucessivo SH

O balanço sucessivo é um método de construção em que a estrutura é progressivamente concretada a partir de suportes temporários, como cimbramentos ou estais, em uma ou ambas as direções a partir de um ponto inicial. Isso permite que a construção avance sucessivamente, em vez de construir toda a estrutura de uma só vez. Este método é comumente usado em pontes de grande porte e viadutos, onde é necessário construir seções extensas que não podem ser alcançadas diretamente do solo. Ele permite a construção de estruturas contínuas e muitas vezes é mais eficiente em termos de tempo e custo, especialmente para projetos que precisam minimizar o impacto ao tráfego ou ao meio ambiente.

CAPÍTULO IX



Imagem 309: Obra Ponte sobre o Rio Tietê - São Paulo



Imagem 310: Obra Ponte sobre o Rio Tietê - São Paulo

9.7.5 Alargamento de pista

O alargamento de pista na construção civil refere-se ao processo de aumentar a largura de uma via existente, seja uma estrada, rua ou rodovia. Esse procedimento é geralmente realizado para melhorar a capacidade de tráfego e segurança da via, permitindo maior fluxo de veículos e reduzindo congestionamentos.

Projeto e Planejamento: Antes de iniciar o alargamento, é essencial um projeto detalhado que leve em consideração a topografia local, as condições do solo, os impactos ambientais, as estruturas existentes próximas e a necessidade de realocação de serviços públicos subterrâneos, como redes de água e esgoto. O processo de alargamento pode envolver diferentes técnicas, como aterro, escavação, uso de muros de contenção, pontes ou túneis, dependendo das características específicas do local e dos objetivos do projeto. Deve-se seguir as normas e regulamentações locais e nacionais relacionadas à construção de estradas, incluindo requisitos de largura mínima de faixas, padrões de segurança viária, acessibilidade para pedestres e ciclistas, entre outros.

O alargamento de pista pode ter impactos significativos na comunidade local, como mudanças no tráfego durante a construção, necessidade de desapropriações de terrenos ou edificações existentes, e impactos ambientais relacionados ao aumento da área pavimentada.

9.7.6 Guard Rail – concreto

O principal objetivo do guard rail é proteger os usuários da via de saídas involuntárias ou acidentais da pista, garantindo que veículos desviados possam ser redirecionados de volta à via ou que o impacto seja minimizado. Existem diferentes tipos de guard rail, que podem variar de acordo com o material (como aço, concreto, madeira tratada) e o design (barreiras contínuas, barreiras semi-rígidas, defensas metálicas, entre outros). A escolha do tipo adequado depende das condições da via, do tráfego esperado e das normas locais ou nacionais.

As normas e regulamentações governamentais geralmente especificam requisitos detalhados para o design, a instalação e a manutenção de guard rail. Essas regulamentações visam garantir a segurança dos usuários da via e podem incluir padrões de resistência a impactos, altura mínima da barreira, distâncias de instalação e requisitos de visibilidade. Estudos mostram que guard rails bem projetados e instalados podem reduzir significativamente o número e a gravidade de acidentes de trânsito, proporcionando um ambiente mais seguro para todos os usuários da via.



Imagem 311: Obra - BRT Sul – Distrito Federal



Imagem 312: Obra Ponte Estaiada na Transcarioca – Rio de Janeiro



Imagem 313: Obra Rodovia 376 - Paraná

O New Jersey SH é um sistema de fôrmas para barreiras de concreto conforme norma DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, fabricado em painéis de alumínio. As fôrmas permitem executar módulos com um lado reto e um curvo, ou dois lados curvos, ou dois lados retos. As alturas permitem complementos alcançando até 94 cm de altura total. Para dimensionamento das fôrmas, o cálculo executado é de empuxo e a fixação é com barras de ancoragem.

9.8 Passarelas de pedestres

As passarelas são estruturas fundamentais para a mobilidade urbana, proporcionando aos pedestres a possibilidade de transpor obstáculos e se deslocar com segurança e conforto. No entanto, para garantir a segurança dos usuários, é necessário que as passarelas sejam projetadas e dimensionadas de acordo com normas e requisitos específicos.

De acordo com a NBR 7188 da ABNT, as passarelas são estruturas implantadas de forma provisória ou permanente, tendo a função de estabelecer a ligação entre dois pontos de uma determinada localidade, onde a mesma deverá proporcionar aos usuários, acessibilidade e segurança. Para garantir a segurança dos usuários, é necessário que as passarelas sejam projetadas e dimensionadas de acordo com normas e requisitos específicos.

CAPÍTULO IX

O dimensionamento de uma passarela provisória consiste em um estudo eficaz que vai desde o local da implantação até sua utilização, consiste no dimensionamento dos elementos estruturais que compõe toda estrutura, com o objetivo de elaborar uma estrutura que atenda a todas as solicitações de cargas que serão impressas sobre ela, ou seja, capaz de suportar seu peso próprio e as sobrecargas que incidirão na estrutura, atendendo as normas em vigor, condições de segurança e utilização.

Para realizar a análise estrutural e dimensionamento de estruturas treliçadas são utilizadas ferramentas computacionais, como o FTOOL, que permite a análise de estruturas em geral, incluindo passarelas provisórias, e a obtenção dos esforços solicitantes na estrutura. Esses esforços solicitantes são comparados com esforços resistentes de tabelas de cargas admissíveis dos equipamentos que compõem toda a estrutura da passarela.

Além disso, é importante destacar que as passarelas provisórias devem ser projetadas de acordo com normas regulamentadoras, focando não apenas no processo construtivo e executivo, mas também na garantia de segurança para a população. A acessibilidade também é um requisito fundamental, devendo proporcionar aos usuários a devida acessibilidade e segurança durante a circulação.



Imagem 314: Obra Sistema Viário Dois de Julho – Bahia

9.8.1 Dimensionamento

Para se dimensionar uma passarela provisória é necessário identificar o vão máximo exigido entre os apoios e qual o gabarito a ser respeitado, sabendo que a maioria das passarelas provisórias projetadas são sobre rodovias ou pistas que possuem o tráfego ativo.

Deve-se sempre consultar a NBR 9050 com diretrizes de acessibilidade e circulação para todas as pessoas. A NBR 7188 define que para passarelas de pedestres a carga distribuída a ser adotada é de $5,00 \text{ kN/m}^2$ (carga de multidão). Além desse peso, deve ser considerado todo o peso próprio das treliças, os perfis de barroteamento, os pranchões de forração e os tubos de contraventamento e guarda-corpo. As torres que apoiam as treliças nas extremidades, deverão ser dimensionadas com a somatória de todas as cargas atuantes e devem ser devidamente contraventadas e/ou estaiadas quando necessário.

É necessário que seja traçado um plano de movimentação, com pontos de içamento que estejam equilibrando a treliça para que não haja nenhum tipo de acidente. As treliças devem sempre ser içadas em conjuntos contraventados total ou parcialmente. Não é permitido o içamento de linhas de treliças isoladas para posterior contraventamento no local de aplicação devido ao risco de tombamento e flambagem lateral do conjunto. Devido a esta exigência o cliente deve dispor de guindaste ou equipamento de içamento compatível com o peso do conjunto montado.

Fixação na treliça: O içamento deve ser feito com cintas de elevação de carga, cabos de aço ou ganchos com corrente e os pontos de fixação devem ser sempre nos nós, laçando-os e evitando sobrecarga no banzo superior ou escorregamento do cabo ou cinta.



Imagem 315: Obra Sistema Viário Dois de Julho – Bahia

9.8.2 Tipos de montagens

Existem duas possibilidades para a elaboração de passarelas que podem ser feitas:

Considerando o contraventamento da treliça com a mão francesa por fora da estrutura e a plataforma de passagem por baixo da Treliça SH300 - SH:

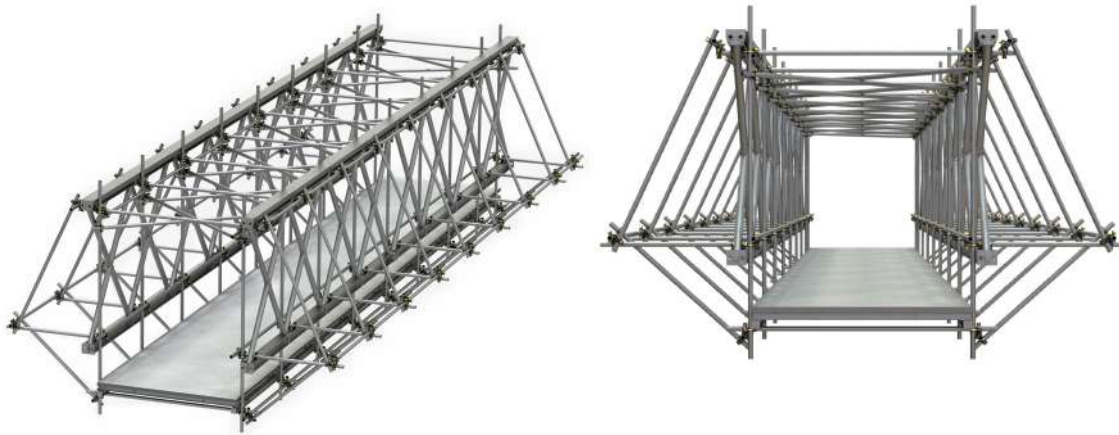


Imagem 316: Treliça SH 300 – Passarela Contraventada por fora

A segunda possibilidade considera a área de passagem na parte superior da treliça e mantém o contraventamento no seu interior.

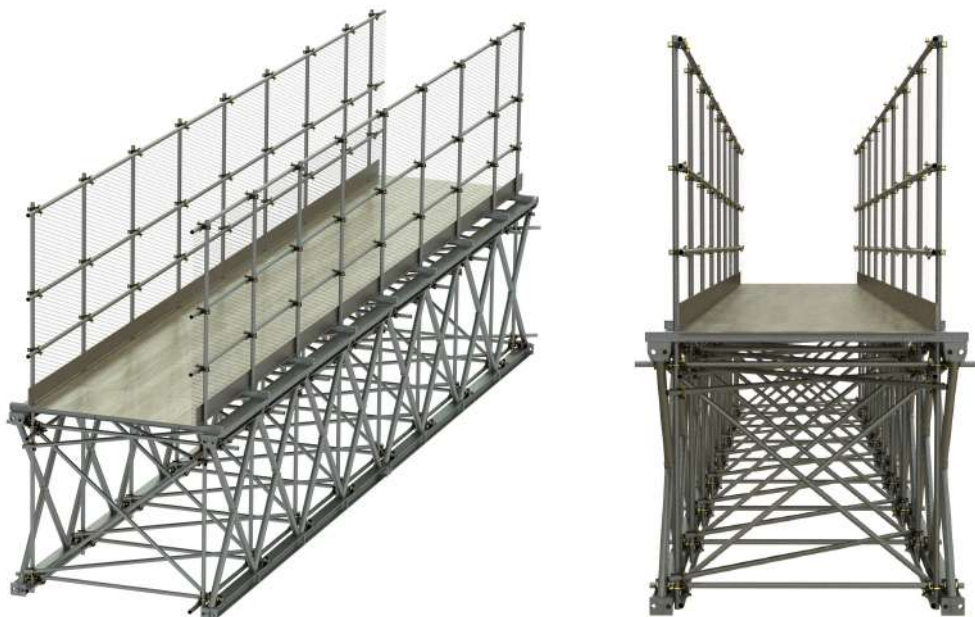


Imagem 317: Treliça SH 300 – Passarela Contraventada por dentro

O contraventamento das treliças, ou simplesmente travamento é responsável pela estabilização das peças comprimidas e sujeitas à flambagem, o trecho crítico é o plano superior da treliça que sofre compressão axial e tende a flambar se não for corretamente contraventado.

O contraventamento também deve combater todos esforços horizontais na treliça originários de vento, correnteza e esforços oriundos do lançamento do concreto. A carga gerada pela pressão dinâmica do vento, quando necessário, deve ser calculada de acordo com a NBR6123 e deve evitar que a treliça sofra com deformações excessivas em todas as direções. Em geral segue o mesmo padrão conforme descrito a seguir.

As configurações típicas atendem à maioria dos casos e casos atípicos devem ser criteriosamente analisados pelo setor de engenharia.

Plano comprimido e plano tracionado:

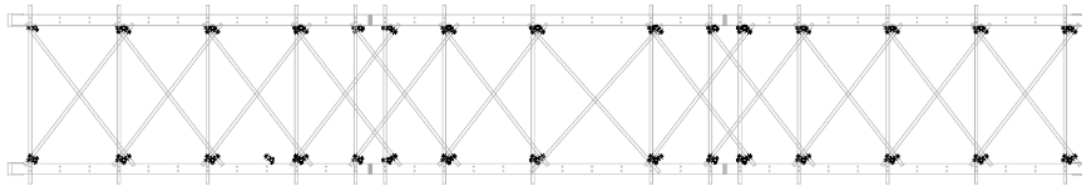


Imagem 318: Vista da Treliça em Planta com Tubos de Contraventamento

Os planos superiores e inferiores, comprimidos e tracionados respectivamente devem obedecer ao padrão de contraventamento acima, formando conjuntos em X a cada 1,50 m. Nas emendas de treliças, os tubos devem formar uma “costura” em X dando mais rigidez nas uniões entre treliças. O tubo sai de um módulo e é fixado nos módulos consecutivos, são usados quatro tubos em cada emenda. No plano vertical, sempre devem ser posicionadas travessas e diagonais verticais a cada 1,50 m para evitar o desalinhamento horizontal do conjunto.

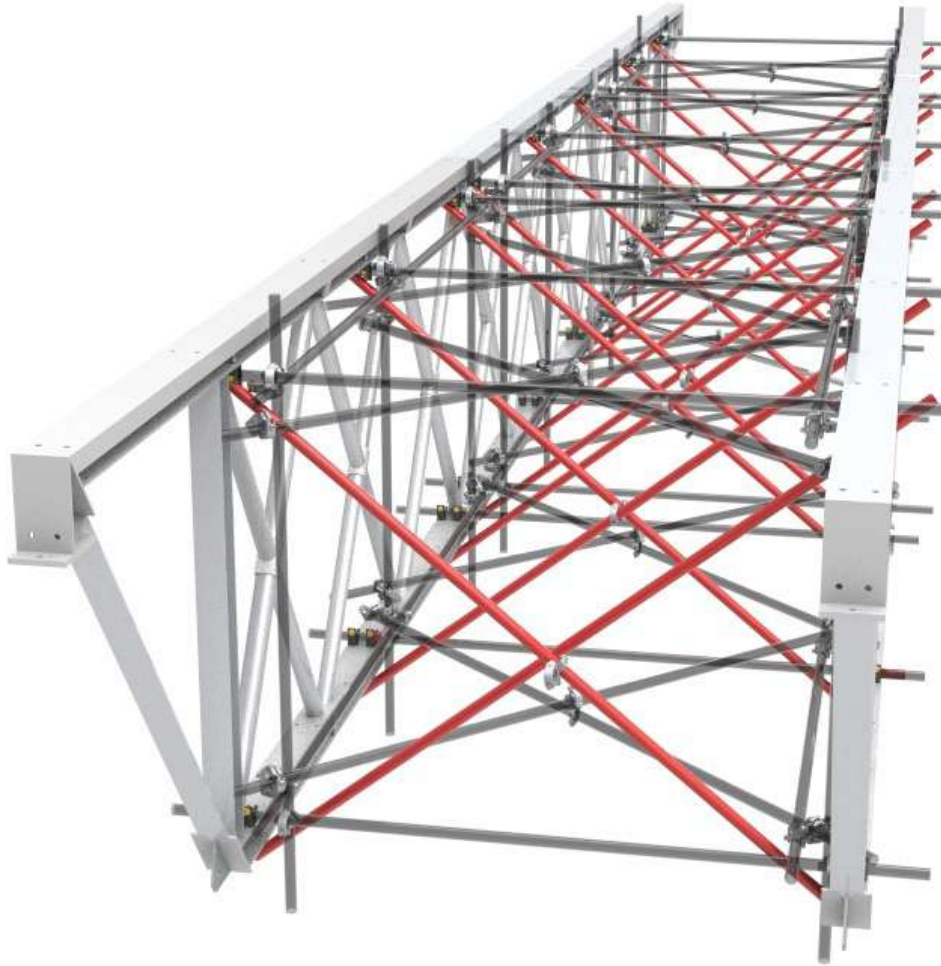


Imagem 319: Diagonais Verticais em "X"

As torres que servirão de apoio para as treliças ou que realizarão o acesso às passarelas, além de suportarem a carga indicada devem ser devidamente contraventadas e estaiadas com cabos de aço.



**CAPÍTULO X - CUIDADOS NA EXECUÇÃO DE FÔRMAS
E ESCORAMENTOS**

10. Cuidados na Execução de Fôrmas e Escoramentos

10.1 Observações gerais

A execução cuidadosa de fôrmas e escoramentos é vital para o sucesso de qualquer obra de concreto armado. Seguindo as melhores práticas e adotando uma abordagem rigorosa em relação à segurança e à qualidade, é possível evitar problemas estruturais e garantir a integridade e durabilidade da construção.

10.2 Escolha de materiais e equipamentos

10.2.1 Qualidade da madeira

Toda madeira utilizada na confecção de fôrmas e escoramentos deve ser de boa qualidade, resistente e sem nós, para que possa suportar as cargas previstas. O pinho de primeira é especialmente recomendado. Visando um menor impacto ambiental, devem-se observar as seguintes diretrizes para minimizar a perda de madeira:

- Onde possível, deve-se dar preferência para equipamentos industrializados, que apresentam vida útil maior e reduzem a necessidade de complementos de madeira bruta ao mínimo. O uso de madeira bruta para escoramentos e fôrmas, só se justifica na falta de soluções em equipamentos industrializados ou pela inviabilidade financeira do uso destes equipamentos.
- Visando o prolongamento da vida útil do compensado, este deve ter os cantos protegidos, selados com tinta especificada pelo fabricante em todos os cortes efetuados contra a ação de umidade e danos mecânicos. Para evitar danos ao compensado usado em fôrmas, sempre aplicar desmoldante que deve ser biodegradáveis.
- Toda madeira usada para fôrmas e escoramentos deve ser oriunda de reflorestamento.
- Resíduos de madeira devem ser retirados da obra de forma adequada. A queima de compensado não é permitida em função de componentes químicos contidos na cola e no filme de plastificação.

10.2.2 Estado de manutenção de equipamentos metálicos

Equipamentos metálicos são projetados para vida útil extensa. Como qualquer equipamento, eles precisam estar em bom estado de manutenção. Abaixo alguns itens que devem ser observados:

- Não podem possuir corrosão que comprometa a segurança, na dúvida a espessura da parede deve ser medida.
- A proteção contra corrosão, seja pintura ou galvanização, deve estar intacta.
- Equipamentos empenados têm a capacidade de carga reduzida e podem causar falhas.
- Roscas necessitam de lubrificação.
- A limpeza e a remoção de restos de concreto é fundamental para evitar dificuldades na próxima montagem.
- Trincas na solda favorecem a corrosão.
- Cuidado no transporte e movimentação: equipamentos correm risco de danos com manuseio não adequado.
- Substituir ou reparar imediatamente quaisquer componentes danificados ou comprometidos.

10.3 Montagem

A montagem adequada do escoramento é crucial para a segurança e a qualidade da construção. Se houver dúvidas ou se o projeto for particularmente desafiador, buscar a orientação de um profissional é sempre uma boa prática.

Com a montagem em execução, devemos nos atentar a alguns pontos importantes para garantir uma concretagem de sucesso:

10.3.1 Projeto

O primeiro e maior cuidado que se deve ter na montagem de fôrmas e escoramentos é a obediência ao projeto. No caso do emprego de fôrmas ou escoramentos metálicos, devem ser seguidas as instruções do fornecedor responsável pelo sistema. O projeto da fôrma e do escoramento mostra o posicionamento das peças assim como todas as cotas importantes para a montagem. Para a definição do projeto são consideradas todas as cargas envolvidas e a resistência das peças que são utilizadas, dentro de critérios técnicos normatizados, levando-se em conta os coeficientes de segurança apropriados e dentro das normas da ABNT. Portanto, não se deve fazer qualquer modificação de montagem em relação ao projetado sem uma adequada orientação técnica.

CAPÍTULO X

Obedecendo ao projeto e às instruções da assistência técnica o risco de acidentes é reduzido sensivelmente. Além disso o projeto deve estar claro, contendo todas as informações de cargas calculadas, detalhes para situações específicas e no mínimo dois cortes, horizontal e vertical.

10.3.2 Apoio

Devem ser tomadas precauções necessárias para evitar recalques prejudiciais provocados no solo ou no suporte do escoramento pelas cargas por estes transmitidos. O apoio deve ser apropriado para receber cargas. Pranchões podem ser usados para ajudar a distribuir a carga sobre o solo, assim como cunhas ou hastes reguláveis para ajuste de níveis e facilitar a remoção das fôrmas e escoramentos além de, não submeter a estrutura a impactos, sobrecargas não previstas ou outros danos. Toda madeira utilizada em apoios deve ser resistente, com fibras compactas, sem rachaduras e sem nós. Nunca devem ser utilizados compensados, pois quando submetidos a cargas concentradas tendem a se comprimir, diminuindo de espessura, causando um abatimento e comprometendo a segurança dos serviços.

Para o apoio deve-se verificar qual a área necessária para suportar a maior carga, com base na Equação 77:

$$S = \frac{P}{\sigma_{adm}} \quad \text{Equação 77}$$

Onde:

S= área da base (pranchão)

P = carga transmitida para a base

σ_{adm} = tensão admissível do solo

O recalque diferencial poderá deformar a estrutura ou levar o escoramento ao colapso. O dimensionamento das bases de apoio ou fundações das fôrmas e escoramentos, é de responsabilidade do engenheiro responsável pela execução da estrutura de concreto.

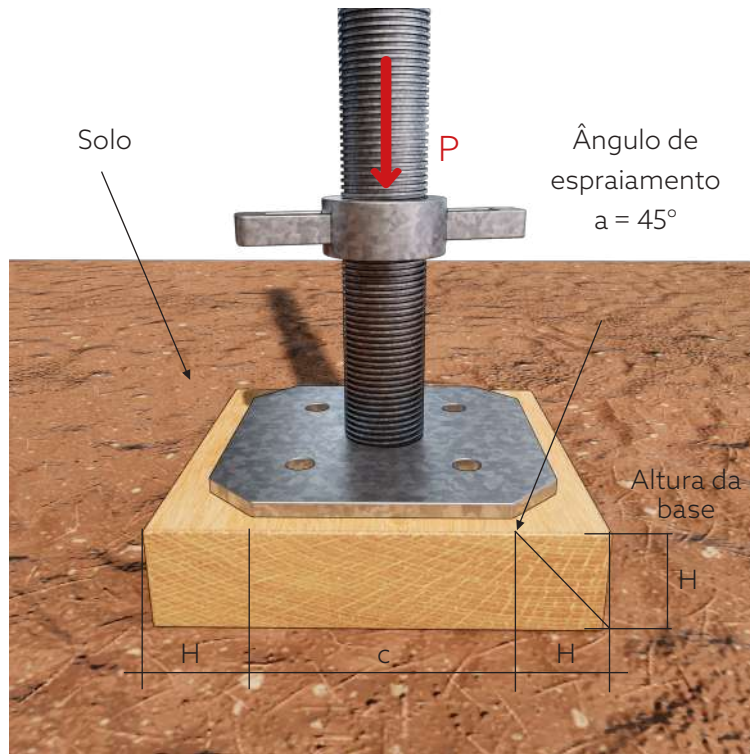


Imagem 320: Apoio do e cargas distribuídas ao solo

10.3.3 Cunha nos forçados

Os perfis primários devem ser presos nos forçados com cunhas para que sejam evitados a torção e tombamento lateral dos mesmos. A utilização correta das cunhas ajuda a distribuir as cargas de forma equilibrada, prevenindo deslocamentos e garantindo a integridade estrutural do escoramento.

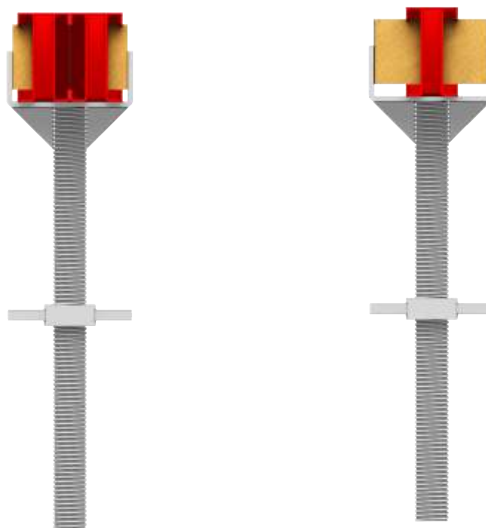


Imagem 321: Perfil cunhado em vista

10.3.4 Prumo de escoras e torres de carga

As escoras e as torres de carga devem ser montadas com o prumo mais perfeito possível para resistir as cargas previstas. Também devem ser submetidas apenas a cargas verticais apontadas em projeto.

Quando as escoras ou as torres de carga estiverem fora de prumo aparecem componentes de cargas horizontais, as quais podem levar ao tombamento e por consequência levar toda a estrutura a ruína. A SH disponibiliza equipamentos como Tripé que auxiliam o prumo das escoras e as mantém firmes para montagem.



Imagem 322: Tripé SH

10.3.5 Contraventamento e diagonais

Para pé-direito acima de 4,00 metros torna-se necessário o contraventamento e a inclusão de diagonais que são os elementos de ligação entre os postes, montantes verticais ou torres de escoramentos e são os responsáveis pela garantia do prumo e da definição da altura flambagem. Sendo assim, são fundamentais para a resistência de torres de carga e estabilidade do conjunto do cimbramento.

O contraventamento deve ser feito a cada 4,00 metros de altura com tubos horizontais e fixados com braçadeiras. O contraventamento deve juntar grupos de 4 ou 6 torres.

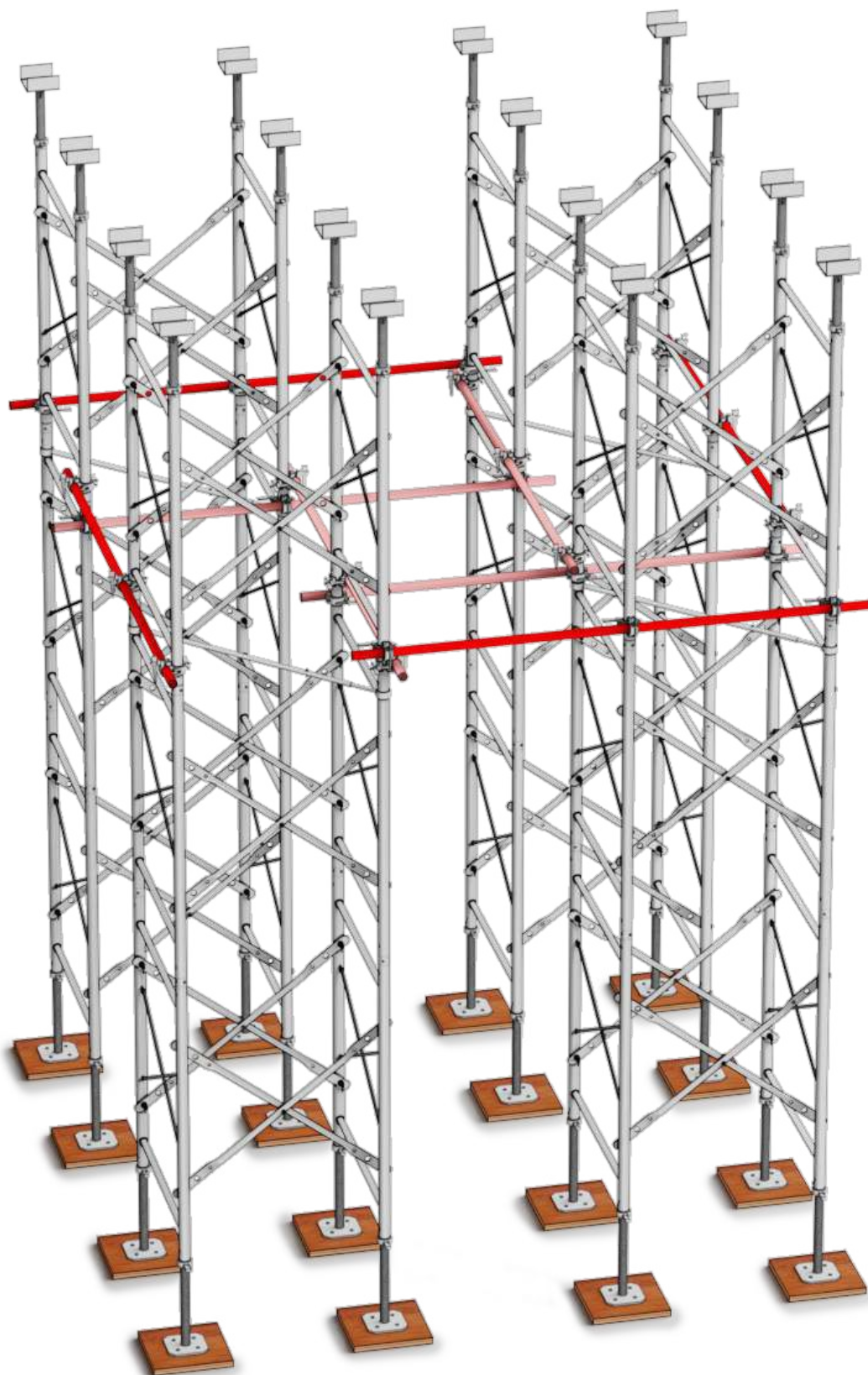


Imagem 323: Contraventamento de torres

10.3.6 Uso de desmoldante

O uso de desmoldante sempre é necessário e devem ser aplicados exclusivamente na fôrma, antes da colocação da armadura de modo de não prejudicar a superfície do concreto.

Agentes desmoldantes devem ser aplicados de acordo com as especificações do fabricante e normas nacionais, devendo ser evitado o excesso ou a falta do desmoldante. Salvo condição específica, os produtos utilizados não devem deixar resíduos na superfície do concreto ou acarretar algum efeito que cause:

- a) Alteração na qualidade da superfície ou, no caso de concreto aparente, resulte em alteração de cor;
- b) Prejuízo da aderência do revestimento a ser aplicado.

A aplicação de desmoldantes cria uma fina camada oleosa entre as fôrmas e o concreto, que dificulta a aderência entre eles e facilita a desforma.

10.4 Durante a concretagem

Antes do lançamento do concreto devem ser devidamente conferidas as dimensões e a posição (nivelamento e prumo) das fôrmas, a fim de assegurar que a geometria dos elementos estruturais e da estrutura como um todo estejam conforme o estabelecido no projeto.

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 pasta ou argamassa. Nas fôrmas de paredes, pilares e vigas esbeltas e altas, deve-se prever aberturas provisórias na parte inferior para limpeza, e aproximadamente a cada 2 metros para lançamento do concreto, evitando a segregação do mesmo.

Fôrmas executadas com materiais altamente absorventes ou que facilitem a evaporação rápida devem ser molhadas até a saturação para evitar a absorção da água do concreto. No caso de concreto aparente, a superfície da fôrma deve receber tratamento adequado de modo que garanta o acabamento desejado.

Antes do lançamento do concreto devem ser devidamente conferidas as posições e condições estruturais dos escoramentos, a fim de assegurar que as dimensões e posições das fôrmas sejam mantidas, além de permitir o tráfego de pessoal e equipamentos necessários à operação de concretagem com segurança.

A sequência de concretagem é importante, deve-se concretar primeiramente os pilares ou paredes, depois as vigas e por últimos as lajes. As vigas de periferia devem ser executadas com especial atenção, pois correm o risco de torcerem. O escoramento deve estar devidamente estaiado no solo ou laje inferior, conforme norma.

Deve-se evitar acúmulos de concreto nas lajes. Nas paredes, executar a concretagem em camadas, obedecendo à velocidade máxima de concretagem, tomando os devidos cuidados também na vibração do concreto.

A retirada de fôrmas e escoramentos deve ser executada de modo a respeitar o comportamento da estrutura em serviço. No caso de dúvidas quanto ao modo de funcionamento de uma estrutura específica, o engenheiro responsável pela execução da obra deve entrar em contato com o projetista estrutural, a fim de obter esclarecimentos sobre a sequência correta para retirada das fôrmas e do escoramento.

Fôrmas e escoramentos devem ser removidos de acordo com o plano de desforma previamente estabelecido e de maneira a não comprometer a segurança e o desempenho em serviço da estrutura.

Na retirada do escoramento devem ser considerados os seguintes aspectos:

- Nenhuma carga deve ser imposta e nenhum escoramento removido de qualquer parte da estrutura, enquanto não houver certeza de que os elementos estruturais do sistema de reescoramento tem resistência suficiente para suportar com segurança as ações a que estarão sujeitos;
- Nenhuma ação adicional não prevista nas especificações do projeto ou na programação da execução da estrutura de concreto deve ser imposta a estrutura ou ao sistema de escoramento sem que se comprove que o conjunto tem resistência suficiente para suportar com segurança as ações a que estará sujeito;
- A análise estrutural e os dados de deformabilidade e resistência do concreto usados no planejamento do reescoramento, devem ser fornecidos pelo responsável do projeto estrutural ou pelo responsável da obra, conforme acordado entre as partes e;
- A verificação de que a estrutura de concreto suporta as ações previstas e os dados de resistência e deformabilidade do concreto.

A retirada do escoramento e das fôrmas deve ser efetuada sem choques e obedecer ao programa elaborado de acordo com o tipo da estrutura. Em elementos de concreto protendido é fundamental que a remoção das fôrmas e escoramentos seja efetuada em conformidade com a programação prevista no projeto estrutural.

Deve ser dada especial atenção ao tempo especificado para a retirada dos escoramentos e das fôrmas que possam impedir a livre movimentação de juntas de retração ou dilatação, bem como de articulações.

Se a fôrma for parte integrante do sistema de cura, como no caso de pilares e laterais de vigas, o tempo de remoção deve considerar os requisitos específicos. Para o atendimento dessas condições, o responsável pelo projeto da estrutura deve informar ao responsável pela execução da obra os valores mínimos de resistência à compressão e módulo de elasticidade que devem ser obedecidos concomitantemente para a retirada das fôrmas e do escoramento, bem como a necessidade de um plano particular (sequência de operações) de retirada do escoramento.

10.6 No reescoramento

O reescoramento é uma etapa crucial no processo de construção que assegura a estabilidade e a integridade das estruturas de concreto durante sua cura. Planejar e executar corretamente o reescoramento, utilizando materiais adequados e seguindo procedimentos rigorosos de segurança, é fundamental para garantir a durabilidade e a segurança das construções.

O reescoramento deve ser projetado com base em cálculos estruturais que considerem as cargas a serem suportadas e a resistência atual do concreto:

- Utilizar escoras em bom estado, preferencialmente ajustáveis para facilitar a instalação.
- Realizar inspeções periódicas para verificar a estabilidade das escoras e realizar ajustes ou substituições se necessário.
- Realizar ensaios para determinar a resistência atual do concreto antes de iniciar a remoção das fôrmas e o reescoramento.
- Considerar o tempo de cura necessário para que o concreto atinja a resistência mínima requerida.
- Seguir as normas técnicas e regulamentos locais aplicáveis ao reescoramento, garantindo a conformidade com os padrões de segurança e qualidade.

10.7 Cuidados na locação

10.7.1 Planejamento

Atualmente, a maioria das empresas do setor da construção civil buscam soluções cada vez mais eficazes, e que além disso, ofereçam economia, rapidez e versatilidade. Também é notável a preocupação com segurança, qualidade e durabilidade das construções.

As primeiras edificações em concreto armado eram executadas utilizando-se lajes maciças e, posteriormente, lajes pré-moldadas. Apresentavam vãos relativamente pequenos entre pilares, geralmente variavam entre 3 a 6 metros. Os fatores limitantes eram: a resistência do concreto e o comportamento do próprio sistema estrutural. Com o avanço da tecnologia das construções e da informática, hoje é possível empregar concretos mais resistentes, fazer análises mais refinadas para o cálculo e utilizar outras opções estruturais mais arrojadas, como: lajes nervuradas, lajes planas e lajes protendidas.

O conceito de estrutura econômica também evoluiu ao longo dos anos. No início, a preocupação era de se trabalhar com seções mais esbeltas; atualmente a atenção está focada para a padronização das formas e para os processos

CAPÍTULO X

construtivos que serão utilizados, pois facilitam a produtividade da mão de obra e o reaproveitamento de materiais. Isso se deve ao fato de que os projetistas atuais, visam que o custo de uma estrutura não se resume ao do concreto e do aço, e deve-se levar em consideração também a fôrma que representa em média 30% do custo da estrutura, e ainda, o tempo de execução (retorno financeiro), a mão de obra empregada e outros materiais que forem necessários.

Segundo ALBUQUERQUE apud AALAMI (1994), “a economia é alcançada através de repetições, simplicidade dos detalhes, formas razoáveis e provisões para uma fácil instalação.”

Ainda, segundo ALBUQUERQUE apud ABECE (1998), “a padronização dos materiais é, sem dúvida, pré-requisito importantíssimo para a otimização dos processos construtivos. No contexto internacional, ela é condição básica para o alcance de menores custos, alta produtividade e melhor qualidade. Além disso, é através dela que atingiremos alto grau de industrialização nas obras, transformando-as, como ocorre em outros setores da economia, em uma linha de montagem, obtendo-se a partir daí ganho de escala, melhor produtividade da mão de obra e mais competitividade.

Especificamente nas estruturas de concreto armado, a padronização de elementos traz benefícios intrínsecos que propiciam grandes ganhos, não só na execução da estrutura, mas também para o contexto global da obra. Isso ocorre porque com a estrutura padronizada, todos os outros elementos que serão construídos sobre ela seguem automaticamente o padrão preestabelecido no projeto estrutural.

Como podemos ver, o custo da fôrma está diretamente relacionado à escolha do projeto estrutural, pois isso implica redução de mão de obra, menor prazo de execução e maior número de reaproveitamento de materiais, e ainda conseguimos melhorar a qualidade do acabamento e evitar retrabalhos, improvisações e desperdícios. Com base nisso, é essencial fazer um bom planejamento antes de iniciar uma obra.

A escolha correta do sistema de escoramento é crucial para a segurança, eficiência e economia da obra. Um planejamento cuidadoso e uma análise detalhada dos fatores mencionados garantem que o sistema escolhido atenderá às necessidades específicas do projeto, assegurando a integridade estrutural e a qualidade da construção. Estruturas mais complexas podem exigir sistemas de escoramento mais sofisticados. A disponibilidade local dos materiais e equipamentos pode influenciar a escolha.

Procedimentos para escolha:

1. Análise de projeto:

Estudar detalhadamente o projeto estrutural e identificar as necessidades específicas de escoramento.

2. Consulta a especialistas:

Consultar engenheiros especializados em escoramento para obter recomendações técnicas.

3. Avaliação de custos:

Realizar uma análise de custo-benefício comparando diferentes sistemas de escoramento.

4. Visitas a obras similares:

Observar sistemas de escoramento utilizados em obras similares para entender melhor suas vantagens e desvantagens.

5. Ensaio e testes:

Realizar ensaios e testes, se possível, para verificar a eficiência e a segurança do sistema escolhido.

Optar pelo sistema de escoramento adequado envolve uma combinação de fatores técnicos, econômicos e logísticos. A avaliação minuciosa de cada um desses aspectos, aliada à consulta com profissionais especializados, permite tomar uma decisão que contribuirá para o sucesso do projeto de construção.

10.7.3 Tipos de contratação de fôrmas e escoramentos

Embora em alguns casos o uso de equipamentos próprios possa parecer a solução mais barata, a longo prazo a imobilização de capital, a necessidade de armazenamento, os custos de manutenção e reposição dos equipamentos, a falta de adequação dos equipamentos como solução para novos projetos e toda a logística de administração que o processo requer são aspectos a serem considerados e que concorrem para inviabilizar tal ideia.

	Locação	Compra	Madeira	Empreitada
Descrição	Aluguel de equipamentos para escoramentos e fôrmas	Compra de equipamentos para escoramentos e fôrmas	Sistema convencional	Contratação da fôrma com mão de obra
Vantagens	Não imobiliza capital, projetos e assistência, pagamento a longo prazo, manutenção do fornecedor e controle do processo.	Custo de material definido, independente de prazos, projetos do fornecedor, controle do processo.	Custo de material definido e controle do processo.	Custo total conhecido, facilidade no gerenciamento.
Desvantagens	Custo total variável.	Antecipação de despesas, manutenção e armazenagem dos equipamentos.	Baixa produtividade, falta de projetos e assistência, baixa qualidade.	Falta de controle do processo, difícil controle de qualidade.
Quando usar	Obras com poucas repetições e cronograma acelerado.	Obras com prazos maiores que 2 anos.	Obras sem repetições e com muita complexidade.	Obras com estruturas simples.
Atenção	Evitar perdas e danos ao material.	Alterações de projeto.	Empeno da madeira e nível do escoramento.	Controle do processo e obrigações trabalhistas.

Hoje, muitas construtoras optam por equipamentos alugados. O aluguel oferece mais flexibilidade, acesso fácil a equipamentos mais modernos, projetos de orientação de montagem informatizados com listagem automática dos equipamentos, assistência técnica aos serviços e maior agilidade nas construções.

10.8 Serviços oferecidos – equipamentos alugados

10.8.1 Remanejamentos

Como a cobrança da locação é por peça, é importante controlar as quantidades necessárias à execução de cada etapa da obra.

Primeiramente com um planejamento prévio da execução da obra, com um bom cronograma e um estudo de reaproveitamento de equipamentos entre as diversas etapas dos serviços. E depois com a devolução imediata das peças que ainda assim fiquem ociosas, paradas no canteiro.

O remanejamento realizado mostra todos os materiais que estão em atividade em obra, trechos ou torres. Ele possibilita a visão de uso dos equipamentos e a possível reutilização adaptando o projeto para que não sejam realizados fretes desnecessários.

10.8.2 Cargas mecanizadas

No ano de 2023, 85% do total de cargas realizadas pela SH foram atendidas com serviço de carga mecanizada. Já a realização da descarga mecanizada que antes era um desafio, no mesmo ano a SH atingiu 75% de descargas mecanizadas. Continuamos sempre com o serviço de informação ao cliente sobre a importância e o ganho que contém a padronização de cargas, obtendo sucesso relativamente positivo durante a aplicação.

Para trabalhar com iniciativa nessa questão, a SH criou o serviço de descarga manual, em que o cliente conta com uma equipe exclusiva de profissionais SH para descarregar os caminhões.

Os serviços de carga mecanizada e descarga atendem os clientes oferecendo benefícios diretos na qualidade de seu atendimento operacional. O cliente não precisa deslocar funcionários de sua obra, evitando custos de locomoção, alimentação e perda de produtividade na construção de seu empreendimento.

Além disso, as cargas mecanizadas são procedimentos mais ágeis, que oferecem segurança e qualidade, permitindo a chegada mais rápida dos equipamentos nas obras, nas quantidades corretas e com possibilidade de descarga no canteiro com grua, empilhadeira ou caminhões tipo munck.



Imagem 324: Carga mecanizada SH



Imagem 325: Carga mecanizada SH

10.8.3 Assistência técnica em obra

A equipe de assistência da SH é formada por engenheiros e técnicos experientes, constantemente treinados e qualificados. A SH possui serviço de excelência na verificação de montagem dos sistemas e na apresentação de soluções técnicas diferenciadas. Visita à obra com antecedência para elaboração de relatórios sobre necessidades e interferências, com arquivos fotográficos que ajudam na assertividade dos projetos de fôrmas, andaimes e escoramentos. Nossa equipe técnica é instruída aos valores de estreitar laços com o cliente, criando assim uma relação de confiança e parceria.

10.8.4 Projetos

É no projeto em que são feitas todas as escolhas do empreendimento, conciliando as demandas do usuário, as possibilidades financeiras, as exigências legais da normalização vigente! Além de ser responsável por desenvolver soluções de engenharia que otimizem os processos, o setor de projetos também é responsável pela exequibilidade, segurança e custos de uma obra. Podemos destacar alguns dos grandes benefícios, como a economia de tempo, recursos e mão de obra. A SH tem a equipe de projetos treinada e apta, com grande gabarito técnico para atender a obra da melhor forma apresentando soluções de projetos inovadoras.

10.9 Cuidados na obra com equipamentos alugados

10.9.1 Manutenção e limpeza dos equipamentos em obra

Embora muitas vezes possa parecer uma tarefa secundária, sua importância não deve ser subestimada. Deve-se lavar as fôrmas com jatos de água logo após a concretagem, antes do concreto endurecer, para evitar que crostas de massa possam aderir às fôrmas tornando-as mais pesadas, difíceis de manusear e dificultando os encaixes das mesmas. Essa limpeza contribui com a vida útil do material e se não praticada poderá diminuir a produtividade na montagem, além de trazer custos extras no momento da devolução. Seguindo práticas de limpeza adequadas, você garantirá que seus equipamentos de construção permaneçam em boas condições e funcionem de maneira eficiente e segura.

10.9.2 Manuseio e armazenagem na obra

Assim como todo o ferramental utilizado na obra é guardado em um almoxarifado e tem um responsável por ele, os equipamentos de escoramentos e fôrmas também devem receber um tratamento adequado.

Pequenos danos causados pelo uso ou desgaste comum dos equipamentos na obra geralmente não são cobrados na devolução, mas equipamentos danificados ou inutilizados podem causar custos adicionais não previstos no orçamento.

Dicas para evitar danos ou perdas:

- Ter cuidado na carga e descarga, não arremessando as peças para evitar que amassem ou danifiquem as roscas;
- Criar uma área própria para armazenamento de equipamentos na obra;
- Deixar equipamentos em local seguro para evitar furtos;
- Guardar peças pequenas em caixas para evitar perdas e devolver os equipamentos no mesmo estado de conservação que foram recebidos, sem pregos, restos de concreto ou argamassa e de preferência separado por tipo para agilizar a descarga dos mesmos;
- Manter a obra limpa e arrumada, recolhendo as peças que sobraram após cada etapa de montagem e devolvendo-as ao local de armazenagem. Para facilitar o recolhimento de peças, em obras verticais principalmente, pode ser feita uma pequena área de armazenagem de apoio próximo ao local da montagem que deverá se deslocar com as frentes de serviços;
- Instruir e responsabilizar colaboradores, usuários, para zelar pelos equipamentos, como se fossem próprios;

10.9.3 Conferência

Como sabemos, todos os equipamentos alugados devem ser devolvidos. No preço de locação não estão consideradas eventuais perdas. Os documentos hábeis para o controle dos quantitativos de peças retiradas e devolvidas são as notas fiscais de saída e os recibos de entrada, emitidos pela locadora. As peças que eventualmente não forem devolvidas deverão ser ressarcidas e poderão acarretar prejuízos para ambas as partes. Portanto, é importante que se faça um acompanhamento estreito das informações constantes nestes documentos. Para tanto, é imprescindível que toda contagem de equipamentos e emissão de documentos na retirada ou na devolução, seja acompanhada por um conferente da contratada e de um conferente da locadora.

Como minimizar o risco de erros nestas operações:

- Escolher bem o conferente, deve ser uma pessoa capacitada para a função.
- Instruir o conferente sobre a importância da contagem e sobre as consequências que uma contagem malfeita pode trazer.
- Não delegar a responsabilidade da conferência a pessoas sem compromisso com o processo, tais como motoristas de transportadoras.

A falta de um conferente por parte da contratante tira-lhe o direito de qualquer contestação posterior quanto aos números registrados. Lembre-se, na apuração final ao término da obra é impossível saber se uma “perda” de equipamento foi causada por erros de contagem ou não.

10.9.4 Segurança do trabalho

Implementar práticas adequadas de segurança pode prevenir lesões, mortes e melhorar a eficiência e a moral dos trabalhadores. Abaixo estão alguns aspectos essenciais para a segurança do trabalho em obras:

Planejamento e Gestão de Segurança

1. Análise Preliminar de Riscos (APR):

- Realizar uma APR para identificar possíveis riscos e determinar medidas preventivas.
- Avaliar todas as atividades da obra, incluindo tarefas específicas, uso de equipamentos e movimentação de materiais.

2. Plano de Segurança e Saúde no Trabalho (PSST):

- Desenvolver um PSST abrangente que aborde todos os aspectos da segurança na obra.
- O PSST deve incluir procedimentos de emergência, normas de segurança e diretrizes de primeiros socorros.

3. Treinamento e Capacitação:

- Oferecer treinamento regular para todos os trabalhadores sobre práticas seguras, uso correto de EPIs (Equipamentos de Proteção Individual) e procedimentos de emergência.
- Garantir que todos os trabalhadores tenham acesso a treinamentos específicos para suas funções.

Equipamentos de Proteção Individual

1. Identificação e Distribuição de EPIs:

- Identificar os EPIs necessários para cada atividade (capacetes, luvas, botas, óculos de proteção, cintos de segurança, etc.).
- Distribuir os EPIs adequados a todos os trabalhadores e garantir que sejam utilizados corretamente.

2. Manutenção e Substituição de EPIs:

- Inspecionar regularmente os EPIs para garantir que estejam em boas condições.
- Substituir imediatamente quaisquer EPIs danificados ou desgastados.

Segurança em Altura

1. Instalação de Sistemas de Proteção Coletiva (SPC):

- Utilizar guarda-corpos, redes de proteção e plataformas de trabalho adequadas para proteger os trabalhadores que operam em altura.

2. Uso de Equipamentos de Proteção Individual para Trabalho em Altura:

- Garantir que os trabalhadores utilizem cintos de segurança e linhas de vida adequadas.
- Treinar os trabalhadores sobre como utilizar esses equipamentos corretamente.

Segurança na Movimentação de Materiais

1. Equipamentos de Movimentação:

- Utilizar equipamentos adequados para a movimentação de materiais pesados, como guindastes, empilhadeiras e elevadores de carga.
- Treinar operadores de equipamentos de movimentação sobre práticas seguras e manutenções preventivas.

2. Procedimentos de Manuseio:

- Estabelecer procedimentos seguros para o manuseio manual de materiais, incluindo técnicas adequadas de levantamento e transporte.
- Utilizar carrinhos de mão, cintos ergonômicos e outros dispositivos auxiliares para reduzir o esforço físico.

Segurança Elétrica

1. Inspeção e Manutenção de Instalações Elétricas:

CAPÍTULO X

- Realizar inspeções regulares nas instalações elétricas e garantir que estejam em conformidade com as normas de segurança.
- Manter registros de manutenção e inspeções de equipamentos elétricos.

2. Proteção contra Choques Elétricos:

- Utilizar dispositivos de proteção, como disjuntores diferenciais, para prevenir choques elétricos.
- Garantir que todos os trabalhadores sejam treinados para trabalhar com segurança perto de instalações elétricas.

Higiene e Saúde Operacional

1. Áreas de Descanso e Refeição:

- Fornecer áreas de descanso e refeitórios adequados para os trabalhadores, longe das áreas de risco.

2. Água Potável e Sanitários:

- Garantir o acesso à água potável e sanitários limpos e adequados.

3. Monitoramento de Riscos à Saúde:

- Monitorar a exposição dos trabalhadores a riscos como poeira, ruído e produtos químicos.
- Implementar medidas de controle, como ventilação, uso de máscaras respiratórias e tampões de ouvido.

Procedimentos de Emergência

1. Plano de Emergência:

- Desenvolver um plano de emergência que inclua evacuação, combate a incêndios, primeiros socorros e comunicação de emergências.
- Treinar todos os trabalhadores sobre o plano de emergência e realizar simulados regularmente.

2. Equipamentos de Emergência:

- Disponibilizar extintores de incêndio, kits de primeiros socorros e outros equipamentos de emergência em locais estratégicos da obra.

A segurança do trabalho em obras exige um compromisso contínuo com a educação, a prevenção e a implementação rigorosa de práticas seguras. Envolver todos os níveis da organização, desde gestores até trabalhadores, é crucial para criar um ambiente de trabalho seguro e produtivo. Seguindo as diretrizes mencionadas, é possível minimizar os riscos, proteger a saúde dos trabalhadores e garantir o sucesso do projeto de construção.



CAPÍTULO XI - TABELAS AUXILIARES E EQUAÇÕES

11. Tabelas Auxiliares e Equações

11.1 Observações gerais

As tabelas e informações a seguir, são tabelas dispostas ao longo do livro para auxílio e consulta. Algumas dessas foram retiradas de Normas NBR ABNT e outras confeccionadas para ajudar na organização de dados, fornecer informações adicionais ou complementares.

Minúsculas Romanas

mm - milímetro

cm - centímetro

m - metro

a - distância de um ponto a outro

b - bases

bf - largura das mesas

d - diâmetro

e_1 - excentricidade de primeira ordem

e_i - excentricidade inicial

e_a - excentricidade acidental

e_c - excentricidade de fluência

e_{ig} - excentricidade de origem do momento inicial

$e_{máx}$ - empuxo máximo

f - tensão

f_y - tensão de escoamento

f_u - tensão de ruptura

f_{yk} - tensão de escoamento característica

f_{cr} - tensão crítica

f_{dk} - tensão resistente característica

$f_{c0,k}$ - tensão de compressão paralelo as fibras característico

$f_{t0,k}$ - tensão de tração paralelo as fibras característico

$f_{v0,k}$ - tensão de cisalhamento paralelo as fibras característico

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto

f_{co} - tensão de compressão paralelo as fibras

h - altura

hs - altura hidrostática

k - coeficiente de flambagem por flexão

k_{mod} - coeficiente de modificação da madeira

k_{mod1} - coeficiente de modificação parcial relativo ao carregamento

k_{mod2} - coeficiente de modificação parcial relativo à umidade

r - raio

r_i - raio de giração

t - espessura

t_w - espessura da alma

t_f - espessura da mesa

t_d - espessura nominal dos tubos

v_b - velocidade de concretagem

CAPÍTULO XI

Maiúsculas Romanas

A - área

A_g - área bruta

A_e - área líquida

A_{be} - área líquida de barras

C_b - fator de modificação do momento fletor não uniforme

C_t - coeficiente de redução de transmissão dos esforços

C_w - coeficiente de empenamento

E - módulo de elasticidade

E_c - módulo de elasticidade do concreto

E_{c0} - módulo de elasticidade paralelo as fibras

E_m - módulo de elasticidade normalizado

F_d - resistência de projeto

F_e - força excêntrica

G - módulo de deformação lateral

Hz - hertz

I_x - momento de inércia em relação ao eixo x

I_y - momento de inércia em relação ao eixo y

I_{ef} - momento de inércia efetiva

I_t - momento de inércia a torção pura

I - momento de inércia

L - comprimento

L_0 - comprimento destravado

L_v - distância entre as seções de forças cortantes máximas e nulas

M_{adm} - momento admissível

M_d - momento fletor de projeto

M_{Rd} - momento resistente de Projeto

M_{pl} - momento de plastificação

M_{cr} - momento crítico

M_{1d} - momento fletor inicial

N_d - esforço normal de projeto

N_e - carga crítica de Euler

N_{gk} - força normal permanente característica

N_{qk} - força normal variável característica

$N_{c,Rd}$ - esforço normal de compressão resistente de projeto

$N_{t,Rd}$ - esforço normal de tração resistente de projeto

P - peso próprio

P_b - pressão do concreto fluido

Q - fator de redução total associado a flambagem local

q - peso de carga do elemento

R_d - esforço resistente de cálculo

SC - sobrecarga de trabalho

CAPÍTULO XI

S_d - esforço solicitante de cálculo

V_d - cortante de projeto

V_{Rd} - cortante resistente de projeto

V_{pl} - cortante de plastificação

V_{red} - cortante reduzido

X_d - valor de cálculo

X_k - valor de cálculo característico

Z - módulo plástico

W - módulo elástico

W_c - módulo elástico à compressão

W_t - módulo elástico à tração

CAPÍTULO XI

Minúsculas Gregas

α - fator multiplicativo de alteração de pressão para peso específico

$\alpha\rho$ - coeficiente de redução que normaliza a inércia efetiva

γ - coeficiente de ponderação

γ_{wx} - coeficiente de ponderação à compressão

$\gamma_{w\tau}$ - coeficiente de ponderação à tração

γ_{wv} - coeficiente de ponderação ao cisalhamento

γ_{wm} - coeficiente de ponderação dos deslocamentos

γ_{a1} - coeficiente de ponderação no escoamento

γ_{a2} - coeficiente de ponderação na ruptura

γ_c - peso específico do concreto

δ - deslocamento

δ_{lim} - deslocamento limite

λ - coeficiente de esbeltez

λ_p - coeficiente de esbeltez de plastificação

λ_r - coeficiente de esbeltez crítico

λ_0 - coeficiente de esbeltez reduzido

ρ - peso específico

σ - tensão

$\sigma_{m\acute{a}x}$ - tensão máxima

σ_{adm} - tensão admissível

σ_{td} - tensão de tração de projeto

σ_{cd} - tensão de compressão de projeto

σ_{Nd} - tensão normal de projeto

σ_{Md} - tensão de flexão de projeto

τ - tensão de cisalhamento

τ_d - tensão de cisalhamento de projeto

τ_{cr} - tensão de cisalhamento crítica

ψ_1/ψ_2 - fatores de utilização

ϕ - coeficiente de fluência da madeira

x - fator de redução associado a resistência global

CAPÍTULO XI

Siglas

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Técnica Brasileira

AISC – American Institute of Steel Construction

EUROCOD – Normas Europeias

SI – Sistema Internacional

MKS – Metro, quilograma-força, segundo

ELU – Estados Limites Últimos

ELS – Estados Limites de Serviço

CAA – Concreto Autoadensável

ABRASFE – Associação Brasileira de Fôrmas, Escoramento e Acesso

Tabela de Coeficiente de Minoração da Madeira – NBR 7190

Estados Limites Últimos	
Normal	1,40
Cisalhamento	1,80
Estados Limites de Serviço	
ELS	1,00

Tabela de Classes de Resistência da Madeira - NBR 7190

Coníferas						Folhosas					
Classes	f_{bk} MPa	f_{10k} MPa	f_{c0k} MPa	f_{vk} MPa	$E_{c0,m}$ GPa	Classes	f_{bk} MPa	f_{10k} MPa	f_{c0k} MPa	f_{vk} MPa	$E_{c0,m}$ GPa
C14	14	8	16	3,0	7,0	D18	18	11	18	3,4	9,5
C16	16	10	17	3,2	8,0	D24	24	14	21	4,0	10,0
C18	18	11	18	3,4	9,0	D30	30	18	23	4,0	11,0
C20	20	12	19	3,6	9,5	D35	35	21	25	4,0	12,0
C22	22	13	20	3,8	10,0	D40	40	24	26	4,0	13,0
C24	24	14	21	4,0	11,0	D50	50	30	29	4,0	14,0
C27	27	16	22	4,0	12,0	D60	60	36	32	4,5	17,0
C30	30	18	23	4,0	12,0	D70	70	42	34	5,0	20,0
C35	35	21	25	4,0	13,0						
C40	40	24	26	4,0	14,0						
C45	45	27	27	4,0	15,0						
C50	50	30	29	4,0	16,0						

CAPÍTULO XI

Tabela de coeficiente de K_{mod1} – NBR 7190

Classes de Carregamento	Tipos de Madeira	
	Madeira serrada, laminada e colada, compensada	Madeira Recompоста
Permanente - Mais de 10 anos	0,60	0,30
Longa Duração - Mais de 6 meses	0,70	0,45
Média Duração - 1 semana a 6 meses	0,80	0,65
Curta Duração - Menos de 1 semana	0,90	0,90
Instantânea - Muito curta	1,10	1,10

Tabela de coeficiente de K_{mod2} – NBR 7190

Classes de Umidade U_{eq} - Umidade de Equilíbrio da Madeira U_{amb} - Umidade relativa do Ambiente		Tipos de Madeira	
		Madeira serrada, laminada e colada, compensada	Madeira Recompоста
(1)	$(U_{amb}) \leq 65\%$ e $(U_{eq}) = 12\%$	1,00	1,00
(2)	$65\% < (U_{amb}) \leq 75\%$ e $(U_{eq}) = 15\%$	0,90	0,95
(3)	$75\% < (U_{amb}) \leq 85\%$ e $(U_{eq}) = 18\%$	0,80	0,93
(4)	$(U_{amb}) \geq 85\%$ e $(U_{eq}) = 25\%$	0,70	0,90

Tabela de espaçamentos indicados para barrotes - Complementar

Vãos	3	4	5	6	7	8
Chapa 110cm x 220cm	73,3	55,0	44,0	36,7	31,4	27,5
Chapa 122cm x 244cm	81,3	61,0	48,8	40,7	34,9	30,5

Tabela de pesos de compensado – Complementar

Espessura do Compensado	Peso Estimado
10mm	0,060kN/m ²
12mm	0,072kN/m ²
14mm	0,084kN/m ²
15mm	0,09kN/m ²
18mm	0,108kN/m ²
20mm	0,120kN/m ²

CAPÍTULO XI

Tabela de taxas de sobrecarga para peso de material – Complementar

Tipo de Obra	Taxa
Leve	0,060 kN/m ³
Normal	0,075 kN/m ³
Pesada	0,120 kN/m ³

Tabela de dados técnicos perfis C - SH

Perfil	C05	C 7,5	C12
Altura (cm)	5	7,5	12
Largura (cm)	7,5	7,5	7,5
Peso por metro linear (kN/m)	0,060	0,063	0,100
Momento Admissível (kN.m)	1,30	2,02	5,45
Momento de Inércia I (mm ⁴)	158.400	553.300	2.522.800
Módulo de Elasticidade MPa	210.000		

Tabela de dados técnicos perfil SH20 - SH

Momento Admissível	4,90 kN.m
Cortante Máxima	11 kN
Módulo de Elasticidade E	10.493 MPa
Momento de Inércia I	46.730.000 mm ⁴
Altura da Viga	0,20 m
Largura da Viga	0,08 m

CAPÍTULO XI

Tabela de dados técnicos perfis AL - SH

Perfil	AL 15	AL 22
Momento Admissível	5,39 kN.m	21,96 kN.m
Módulo de Elasticidade E	68.646 MPa	68.646 MPa
Momento de Inércia I	3.285.700 mm ⁴	23.170.000 mm ⁴
Altura da viga	0,15 m	0,22 m
Largura da viga	0,07 m	0,10 m
Peso por metro	0,04 kN	0,07 kN

Tabela de dados técnicos perfil W - SH

Perfil	W 200	W 310
Momento Admissível	33,32 kN.m	60,22 kN.m
Módulo de Elasticidade E	210.000 MPa	
Momento de Inércia I	20.290.000 mm ⁴	55.000.000 mm ⁴
Altura da viga	0,20 m	0,31 m
Largura da viga	0,10 m	0,10 m
Força cortante admissível	255,95 kN	322,14 kN
Peso por metro	0,22 kN	0,27 kN

Tabela de dados para cabo de aço

Diâmetro	1/4"	5/16"	3/8"	7/16"	1/2"
Em cm	0,635 cm	0,794 cm	0,952 cm	1,111 cm	1,270 cm
Área da seção	0,316 cm ²	0,495 cm ²	0,718 cm ²	0,967 cm ²	1,267 cm ²

CAPÍTULO XI

Tabela parâmetro de tipos de cimento – NBR 6118

s	Tipo de Cimento
0,38	Cimento CIII e IV
0,25	Cimento CI e II
0,20	Cimento CPV - ARI

Tabela de coeficiente de K_E para madeiras – NBR 7190

Modos de Flambagem						
Valores de Projeto para K_E	0,65	0,8	1,20	1,00	2,10	2,40
Códigos das condições de extremidade		Rotação e translação lateral impedidas, translação vertical livre				
		Rotação e translação vertical livres, translação lateral impedida				
		Rotação livre e translações impedidas				
		Rotação impedida e translações livres				
		Rotação e translações livres				

Tabela – Parâmetro em função da natureza do agregado – cimento (α_E), NBR 6118

α_E	Agregado
1,20	Basalto e Diabásio
1,00	Granito e Gnaisse
0,90	Calcário
0,70	Calcário

CAPÍTULO XI

Tabela de Fator de Rugosidade S_2 – NBR 6123

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,07	1,04	1,02	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,25	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,15	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,21	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,30	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,31	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,33	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300				1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350							1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400										1,34	1,32	1,31	1,29	1,29	1,29
420										1,35	1,33	1,32	1,30	1,30	1,30
450													1,31	1,32	1,31
500													1,33	1,34	1,34

CAPÍTULO XI

Tabela de Classes de edificações ou estruturas – NBR 6123

Classe	Descrição
Classe A	Maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20 metros
Classe B	Maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 metros
Classe C	Maior dimensão da superfície frontal maior que 50 metros

Tabela de parâmetro b_m – NBR 6123

Categoria	Z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b_m	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b_m	1,00	1,00	1,00
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b_m	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b_m	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b_m	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Tabela Fator Rajada – NBR 6123

F_r	Classes		
	A	B	C
	1,00	0,98	0,95

Tabela de Fator Estatístico S_3 – NBR 6123

Grupo	Descrição	S_3	T_p (anos)
1	Estruturas cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, edifícios centrais de controle, etc) Pontes rodoviárias e ferroviárias. Estruturas que abrigam substâncias inflamáveis, tóxicas e/ou explosivas Vedações das Edificações do grupo 1 (telhas, vidros, painéis de vedação)	1,11	100
2	Estruturas cuja ruína represente substancial risco à vida humana, particularmente a pessoas em aglomerações, crianças e jovens incluindo, mas não limitado a: • edificações com capacidade de aglomerações de mais de 300 pessoas em um mesmo ambiente como centros de convenções, ginásios, estádios, etc • creches com capacidade maior do que 150 pessoas; • escolas com capacidade maior do que 250 pessoas; Vedações das edificações do grupo 2 (telhas, vidros, painéis de vedações)	1,06	75
3	Edificações para residências, hotéis, comércio, industriais. Estruturas ou elementos estruturais desmontáveis com vistas a reutilização. Vedações das edificações do grupo 3 (telhas, vidros, painéis de vedação)	1,00	50
4	Edificações não destinadas à ocupação humana (depósitos, silos) e sem circulação de pessoas no entorno Vedações das edificações do grupo 4 (telhas, vidros, painéis de vedação)	0,95	37
5	Edificações temporárias não reutilizáveis. Estruturas dos Grupos 1 ao 4 durante a construção (fator aplicável em um prazo máximo de 2 anos) Vedações das edificações do grupo 5 (telhas, vidros, painéis de vedação)	0,83	15
Nota: Exclusivamente para o projeto das vedações, se permite que a velocidade característica seja calculada com fator (0,92 x S_3) em vez de S_3			

CAPÍTULO XI

Tabela de Classe de Consistência do Concreto – NBR 15696

Classe de Consistência e Aparência		Abatimento ou Espalhamento (mm)
Concreto não Autoadensável		
S10	Rígida	$10 \leq \text{Abatimento} < 50$
S50	Plástica	$20 \leq \text{Abatimento} < 100$
S100	Muito Plástica	$100 \leq \text{Abatimento} < 160$
S160	Quase Fluída	$160 \leq \text{Abatimento} < 220$
S220	Fluída	$220 \leq \text{Abatimento}$
Concreto Autoadensável		
SF1	Fluída	$550 \leq \text{Espalhamento} < 650$
SF2		$660 \leq \text{Espalhamento} < 750$
SF3		$760 \leq \text{Espalhamento} \leq 850$

Tabela de Coeficiente de K1 – Aditivo de Concreto – NBR 15696

Coeficiente K1			
Classes de Consistência	Tempo de Endurecimento		
	≤ 5 horas	10 horas	20 horas
S10	1,00	1,15	1,15
S50	1,00	1,25	1,80
S100	1,00	1,40	2,15
S160 e S220	1,00	1,70	3,10
SF1, SF2, SF3	1,00	2,00	4,00

Tabela de Cargas Limites Barras – SH

Ancoragem	
Barra de Ancoragem	30 kN
Barra CF	60 kN
Cone Tekko® SH	27,5 kN
Cone CF	60 kN
Parafuso L Reforçado	17 kN

CAPÍTULO XI

Tabela de Cargas de Fixações para Andaimes – Complementar

Altura da Fachada	Força perpendicular à Fachada	Força paralela à Fachada
Até 10 metros	9,22 kN	0,88 kN
Até 20 metros	9,80 kN	1,18 kN
Acima de 20 metros	10,20 kN	1,47 kN

Tabela de Dados Técnico Tubos e Braçadeiras – SH

Tubos - Comprimentos de 0,10 m até 6,00 m	Diâmetro Externo	48 mm
	Espessura de Parede do Tubo	3 mm
	Área de seção	424 mm ²
	Peso por metro linear	0,034 kN/m
	Momento de Inércia	110.000 mm ⁴
	Momento de Flexão Admissível	0,60 kN.m
Braçadeira F (para uso de andaime industrial)	Carga admissível da Braçadeira Fixa F (escorregamento)	7,85 kN
	Carga admissível da Braçadeira Móvel F (escorregamento)	5,88 kN

Tabela de momentos de compensados pra faixas de 1 metro – Complementar

(ABIMCI-Associação Brasileira de Indústria de Madeira Processada Mecanicamente - Quadro 4 - Valor médio - ensaiado perpendicularmente)

Espessura do Compensado	Quantidade de lâminas	Momento Admissível
09 mm	05	0,23 kN.m
12 mm	05	0,32 kN.m
15 mm	05	0,43 kN.m
15 mm	07	0,52 kN.m
18 mm	07	0,66 kN.m
18 mm	09	0,70 kN.m
20 mm	07	0,77 kN.m
20 mm	09	0,76 kN.m

CAPÍTULO XI

Tabela Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados- aço, NBR 8800

Modos de Flambagem A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f)
Valores teóricos de K_x e K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,20	1,00	2,10	2,40
Códigos das condições de extremidade		Rotação e translação impedidas				
		Rotação livre, translação impedida.				
		Rotação impedidas translação livre				
		Rotação e translações livres				

Tabela de coeficientes de ponderação de resistência de Estado Limite Último do aço - NBR 8800

Estados Limites Últimos		
Combinações	Escoamento, Flambagem e instabilidade (γ_{al})	Ruptura (γ_{a2})
Normais	1,10	1,35
Especiais ou de Construção	1,10	1,35
Excepcionais	1,00	1,15
Estados Limites de Serviço		
ELS (γ)	1,00	1,00

$M_{adm} = W \sigma_{adm}$	Equação 1
$W = \frac{b h^2}{6}$	Equação 2
$\sigma_{m\acute{a}x} \leq f_d$	Equação 3
$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_w}$	Equação 4
$f_{c0,k} = 0,7 f_{c0}$	Equação 5
$k_{mod} = k_{mod1} \times k_{mod2}$	Equação 6
$M_{atuante} = \frac{q L^2}{8}$	Equação 7
$L_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{8 M_{adm}}{q}}$	Equação 8
$FL_{atuante} = \frac{5 q L^4}{384 E I}$	Equação 9
$I = \frac{b h^3}{12}$	Equação 10
$E_{0,05} = 0,70 E_{c0}$	Equação 11
$E_{c0,ef} = k_{mod} E_{0,05}$	Equação 12
$FL_{adm} = \frac{L}{400}$	Equação 13
$L_{m\acute{a}x} = \sqrt[3]{\frac{384 E I}{2000 q}}$	Equação 14
$Q_{m\ secund\acute{a}rio} = Q_m + Q_{compensado}$	Equação 15
$Q_{m\ secund\acute{a}rio} = Q_{m\ secund\acute{a}rio} \times D_{secund\acute{a}rio}$	Equação 16
$M_{atuante} \leq M_{admiss\acute{i}vel}$	Equação 17

CAPÍTULO XI

$Q_{FL\ secundário} = Q_{FL} + Q_{compensado}$	Equação 18
$Q_{FL\ secundário} = Q_{FL\ secundário} + D_{secundário}$	Equação 19
$Q_m\ primário = Q_m + Q_{compensado}$	Equação 20
$Q_m\ primário = Q_m \times D_{primário}$	Equação 21
$Q_{FL\ primário} = Q_{FL} + Q_{compensado}$	Equação 22
$Q_p = A_i \times Q_{laje}$	Equação 23
$Q_{laje} = Q_m + Q_{compensado} + Q_{secundário} + Q_{primário}$	Equação 24
$Q_{FL\ primário} = Q_{FL} \times D_{primário}$	Equação 25
$Q_{equipamentos} = Q_{taxa} \times A_{i\ poste} \times H_{pd}$	Equação 26
$RA = RB = \frac{q L}{2}$	Equação 27
$M_{atuante} = \frac{9 q L^2}{128}$	Equação 28
$FL_{atuante} = \frac{3 q L^4}{185 E I}$	Equação 29
$RA = RC = 3 \frac{q L}{28}$	Equação 30
$RB = 10 \frac{q L}{8} = RB\ 1,25\ q\ L$	Equação 31
$Q_{laje} = Q_{laje} \times A_{i\ primário}$	Equação 32
$Q_p = 1,25\ Q_p$	Equação 33
$q_{viga} = h_v L_v \gamma_c + L_v SC$	Equação 34
$A_i = \frac{(B+b)h}{2}$	Equação 35

$Ai_1 = B h$	Equação 36
$N_{c,rd} = \frac{\chi_Q A_g f_y}{\gamma_{a1}}$	Equação 37
$A = \frac{4 k d^2}{h l^2}$	Equação 38
$Ai_{escora} = \left(\frac{L1+L2}{2}\right) \times \left(\frac{L3+L4}{2}\right)$	Equação 39
$Q_{atuante} \leq Q_{admissível}$	Equação 40
$Ai_{torre} = \left(\frac{L2+L5}{2}\right) \times \left(\frac{L4+L3}{2}\right)$	Equação 41
$Q = \frac{P_1 b_1 + P_2 b_2}{a_2}$	Equação 42
$d = \sqrt{\frac{2 Q}{1,4}} \quad d = 0,68 Q$	Equação 43
$FL_{adm} = \frac{L}{200}$	Equação 44
$E = \gamma_c h$	Equação 45
$Q_{viga} = Q_{m\ viga} + Q_{m\ laje} + Q_{fôrma\ de\ viga}$	Equação 46
$Q_p = Q_{viga} \times Ai$	Equação 47
<i>Regra de três simples</i>	Equação 48
$C_p = A 2 L$	Equação 49
$L_{máx} = \frac{4 M}{q L}$	Equação 50
$FL_{máx} = \frac{p L^3}{48 E I}$	Equação 51
$q = \frac{P}{2}$	Equação 52

CAPÍTULO XI

$f_{ckj} = f_{ck} \times e^s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right)$	Equação 53
$E_{ci} = aE 5600 \sqrt{f_{ck}}$	Equação 54
$E_{ci} = 21500 aE \sqrt[3]{\frac{f_{ck}}{10} + 1,25}$	Equação 55
$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5} \times E_{ci}$	Equação 56
$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,3} \times E_{ci}$	Equação 57
$S_2 = b_m F_r (z/10)^p$	Equação 58
$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$	Equação 59
$q = 0,613 V_k^2 (N/m^2)$	Equação 60
$C_f q A_{painei}$	Equação 61
$a = \frac{P}{25}$	Equação 62
$h_s = \frac{P_b}{\gamma_c}$	Equação 63
$t = \frac{V_{ol}}{V}$	Equação 64
$V_b = \frac{h}{t}$	Equação 65
$\cos a = \frac{E}{P_{esc}}$	Equação 66
$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$	Equação 67

CAPÍTULO XI

$\lambda = \frac{k L}{r}$	Equação 68
$N_e = \frac{(\pi^2 E I)}{k L_o^2}$	Equação 69
$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}}$	Equação 70
$\lambda_0 > 1,50 \quad x = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$	Equação 71
$\lambda_0 \leq 1,50 \quad x = 0,658(\lambda_0^2)$	Equação 72
$P_d = \frac{h l^2}{4 f_k d^2} \times \frac{1}{3}$	Equação 73
$d^2 = l^2 + h^2$	Equação 74
$L_f = 2H$	Equação 75
$I_c = \frac{S l^2}{2}$	Equação 76
$s = \frac{P}{\sigma_{adm}}$	Equação 77
$P_e = \frac{\pi^2 E I_c}{L_f^2} \times \frac{1}{1 + \frac{A \pi^2 E I_c}{L_f^2}} \times \frac{1}{C_s} \times \frac{1}{2}$	Equação 78
$\sigma_{adm} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_m}$	Equação 79
$y_{cg} = \frac{\sum y \times A}{\sum A}$	Equação 80
$\sum x_{cg} = \frac{\sum x \times A}{\sum A}$	Equação 81
$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{f_{m\acute{a}x}}{A}$	Equação 82

$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{escoamento}}{\text{fator de segurança}}$	Equação 83
$P_{adm} = \sigma_{adm} A$	Equação 84
$P = f_v A$	Equação 85
$A = \frac{\pi d^2}{4}$	Equação 86
$\sigma = \frac{M}{W}$	Equação 87
$W = \frac{\pi (d^4 - d_1^4)}{32 d}$	Equação 88
$A = \frac{(d^2 - d_1^2) \pi}{4}$	Equação 89
$kd = 2k (1 + \tan^2 \theta)$	Equação 90
$A_n = 0,6 f_y$	Equação 91
$F1 = \frac{F1h}{\cos - \hat{a}ngulo}$	Equação 92
$T_{adm} = \frac{(I_p \times f_v)}{d}$	Equação 93
$I_p = \frac{\pi (d^4 - d_1^4)}{32}$	Equação 94
$\cos \beta = N/P \quad N = P \cos \beta \quad \text{sen } \beta = H/P \quad H = P \text{ sen } \beta$	Equação 95
$P_{b,14} = a P_{b,14}$	Equação 96
$\frac{N}{N_y} \geq 0,02 \quad \frac{N}{N_y} + \frac{8M}{9M_p} \leq 1$	Equação 97
$\frac{N}{N_y} < 0,02 \rightarrow \frac{N}{2N_y} + \frac{M}{M_p} \leq 1$	Equação 98



CAPÍTULO XII - BIBLIOGRAFIA E REFERÊNCIAS

12. Bibliografia e Referências

12.1 Observações gerais

A escolha criteriosa das fontes usadas neste livro, reflete o rigor da pesquisa e a diversidade de perspectivas que enriquecem a análise. Ao consultar e referenciar essas obras, buscamos não apenas dar crédito aos autores originais, mas também proporcionar ao leitor um caminho para aprofundar-se nos tópicos abordados. A organização das referências segue as normas estabelecidas pela ABNT NBR 10520 de julho de 2023, assegurando a padronização e a acessibilidade das informações.

12.2 Referências Bibliográficas

PET CIVIL UFJF - E-book Vídeo Ftool – UFJF – 2022. Disponível em: <<https://www2.ufjf.br/petcivil/files/2022/09/MANUAL-DE-UTILIZA%C3%87%C3%83O-DO-FTOOL1.pdf>> - Acesso em: 25/06/2024 às 16h09.

Tipos de Viga na Construção Civil . Celere-ce. 19, Janeiro, 2022. Disponível em: <[https://celere-ce.com.br/construcao-civil/tipos-de-vigas-na-construcao-civil/#:~:text=Viga%20biapoiada%20\(ou%20simplesmente%20apoiada,Vigas%20biengastadas.](https://celere-ce.com.br/construcao-civil/tipos-de-vigas-na-construcao-civil/#:~:text=Viga%20biapoiada%20(ou%20simplesmente%20apoiada,Vigas%20biengastadas.)> - Acesso em: 06/03/2024 às 11h56.

CÍCERO, Ricardo e LIMA, Marco.Viga Invertida: saiba o que é, como calcular e onde utilizar. Blog Obramax, 2024. Disponível em: <<https://blog.obramax.com.br/construcao-civil/viga-invertida/>> - Acesso em 06/03/2024 às 14h13.

FLEURY, Lucas - Vigas pré-moldadas: conheça o material que ajuda na agilidade da obra. Telmec Blog, 2022. Disponível em: <<https://telmec.com.br/blog/vigas-pre-moldadas-conheca-o-material-que-ajuda-na-agilidade-da-obra/>> Acesso em: 07/03/2024 às 8h30.

VIGA BALDRAME: Entenda Por que ela é essencial na sua obra. Viva Decora. Outubro 20, 2020. Disponível em: <<https://www.vivadecora.com.br/pro/viga-baldrame/>> Acesso em 07/03/2024 às 12h50.

VIGAS DE TRANSIÇÃO, O que é Viga de Transição?. Enciclopédia E-Civil. 2022 Disponível em: <<https://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-viga-de-transicao.html>> Acesso em: 07/03/2024 às 16h25.

FÔRMAS PILARES MONOTRILHO SP, Metalúrgica Cardoso. Maio, 19 de 2023 Disponível em: <https://www.facebook.com/photo/?fbid=1293521831375705&set=pb.100021537020964.-2207520000&locale=pt_BR> Acesso em: 27/06/2024 às 14h20.

Pesquisa aponta que sistema construtivo com painéis de PVC tem custo menor que a alvenaria, UPF Universidade de Passo Fundo. Janeiro, 09 de 2017 Disponível em: <<https://www.upf.br/noticia/pesquisa-aponta-que-sistema-construtivo-com-paineis-de-pvc-tem-custo-menor-que-a-alvenaria>> Acesso em: 27/06/2024 às 14h30.

VELOSO, Vinícius. Laje de EPS é indicada para diferentes tipos de construções, AeCWeb. Disponível em: <<https://www.aecweb.com.br/especiais/grupoisorecort/materia/laje-de-eps-e-indicada-para-diferentes-tipos-de-construcoes/18944>> Acesso em: 27/06/2024 às 15h30.

CAPÍTULO XII

Juntas de dilatação com EPS Grupo Isofort®. Disponível em: <<https://www.isoport.com.br/p/juntas-de-dilatacao/>> Acesso em: 27/06/2024 às 15h39.

GEOSSINTÉTICOS, O que são e para que servem. Grupo Goiás Impermeabilizações. Abril, 09 de 2022. Disponível em: <<https://goiasimpermeabilizacoes.com.br/construcao/geossinteticos-o-que-sao-e-para-que-servem/>> Acesso em: 27/06/2024 às 15h52.

Geossintéticos: O

ANDAIMES para Construção Civil. Grupo IW8. Março, 01 de 2023. Disponível em: <[https://andaim.es-andaim.es.com.br/nr-18-andaim.es/](https://andaimes-andaim.es.com.br/nr-18-andaim.es/)> Acesso em: 16/07/2024 às 9h58

OLIVEIRA COSTA, Samuel Isaias; JUSTINO FILHO, Manoel Rodrigues; CARVALHO SANTOS, Sérgio Hampshire; PFEIL, Michèle Schubert. Estudo Comparativo entre a Nova Norma NBR 6123 e Normas Internacionais para o Efeito Dinâmico do Vento em Edifícios Altos. Disponível em <http://abpe.org.br/trabalhos2023/trabalhos/ID_061.pdf> Acesso em: 17/07/2024 às 14h36.

LUCIOH. Produção de Energia segue sem intercorrência na Usina de Itaipu. Janeiro, 10 de 2023. Disponível em: <<https://www.itaipu.gov.br/print/18083>> Acesso em: 19/07/2024 às 15h22.

TAGLIANI, Simone. Concreto Compactado a Rolo ou a Rollcrete? Junho, 16 de 2017. Disponível em: <<https://engenharia360.com/concreto-compactado-rolou-rollcrete/>> Acesso em 22/07/2024 às 10h17.

SANTOS, Breno – Artigos ABRASFE - Critérios de Dimensionamento de Acordo com o ACI 347.2R. Disponível em: <https://abrasfe.org.br/wp-content/uploads/2023/05/reescoramento_aci347-2r.pdf> Acesso em 24/07/2024 às 13h48.

TEIXEIRA, Toth Laio. GUEDES, Dumarco Matheus. Técnicas Construtivas - Fôrmas para Concreto Armado. Confea. 17 de Setembro de 2019. Disponível em: <<https://www.confea.org.br/sites/default/files/uploads-imce/Contecc2019/Civil/TECNICAS%20CONSTRUTIVAS%20-%20FORMAS%20PARA%20CONCRETO%20ARMADO.pdf>> Acesso em 24/07/2024 às 18h11

Great Place To Work. GPTW. 20 de Março de 2024. Disponível em: <<https://gptw.com.br/conteudo/artigos/selo-gptw/>> Acesso em 25/07/2024 às 15h54.

FÔRMAS de Fundação, PH1NZ, Novembro, 30 de 2011. Disponível em: <<https://passivehouse1nz.blogspot.com/2011/11/footing-formwork.html>> Acesso em: 13/08/2024 às 13h41.

CAPÍTULO XII

EQUIPAMENTOS – Sh Fôrmas.

Disponível em: <<https://sh.com.br/pt/>> - Acesso em 25/06/2024 às 16h11

FÔRMA E ESCORAMENTO, Dimensionamento Prático. 2ª Edição. SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos. São Paulo 22 Setembro 2023.

MANUAL SH de Fôrmas para Concreto e Escoramento Metálico, 1ª Edição. SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos. São Paulo Outubro 2008.

12.3 Fontes

MANUAL. Fôrma Tekko® SH. Versão Outubro 2008. SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos.

MANUAL. Fôrma Concreform SH®. Versão Julho 2012. SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos.

APOSTILA. Treinamento Técnico Fôrma Deslizante. Agosto 2022. SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos

TREINAMENTO TÉCNICO. Infra Estrutura. 2024. SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos

MANUAL. Andaime Fachadeiro SH. Versão Agosto 2008. SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos

MANUAL. Andaime Fachadeiro 105 SH. Versão Fevereiro 2013. SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos

MANUAL. Modex SH. Versão Outubro 2008. SH Fôrmas, Andaimos e Escoramentos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Abril de 2025, NBR15696 Fôrmas e Escoramentos para estrutura de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. - Rio de Janeiro – RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Junho de 2020, NBR7190 Projetos de estrutura de Madeira – Parte 1 – Critérios de dimensionamentos – Rio de Janeiro – RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Setembro de 2008, NBR8800 Projetos de estrutura de aço e de estruturas mistas de aço e concretos de edifícios – Rio de Janeiro – RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Abril de 2023, NBR14931 Execução de estruturas de concreto armado, protendido e com fibras – Rio de Janeiro – RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Janeiro de 2024, NBR6118 Projeto de estruturas de concreto – Rio de Janeiro – RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Agosto de 2021, NBR8522 Concreto endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação – Parte 1: Módulos estáticos à compressão – Rio de Janeiro – RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Junho de 2016, NBR5738 Concreto – Procedimentos para moldagem e cura de corpos de prova – Rio de Janeiro – RJ.

ACI 347.2R-05 Guide for Shoring/Reshoring of Concrete Multistory Buildings

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Março de 2015, NBR8953 Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. – Rio de Janeiro – RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Agosto de 2017, NBR15823-1 Concreto autoadensável – Parte 1: Classificação, controle e recebimento no estado fresco. – Rio de Janeiro – RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Dezembro de 2023, NBR6123 Forças devidas ao vento em edificações. – Rio de Janeiro – RJ.

CAPÍTULO XII

PORTARIA SEPRT n. 37.733, 10 de Fevereiro de 2020. NR 18 – Segurança e Saúde no Trabalho na Indústria da Construção.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT, Agosto de 1990, NBR6494 Segurança nos Andaimos – Rio de Janeiro – RJ.

Scaneie e faça o download da versão digital:



Esse livro nasce da necessidade de possuímos um guia acessível e abrangente para as práticas fundamentais da área, ele busca fornecer uma base sólida desde conceitos básicos às estratégias para profissionais que vivenciam no dia-a-dia os desafios de executar uma estrutura segura, eficiente e esteticamente atraente.

