

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO DE LIGAÇÕES EM ELEMENTOS DE CONCRETO
PRÉ-MOLDADO**

VICTOR PADILHA PONTES

ORIENTADOR: RAÚL DARÍO DURAND FARFÁN

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO/2016

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DE LIGAÇÕES EM ELEMENTOS DE CONCRETO
PRÉ-MOLDADO**

VICTOR PADILHA PONTES

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

**RAÚL DARÍO DURAND FARFÁN, DSc. Eng. Civil (UnB)
(ORIENTADOR)**

**MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA, DSc. Eng. Civil (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**PATRÍCIA CÂNDIDA SOUZA DA SILVA, Eng. Civil (Universidade Católica de Brasília)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 09 de DEZEMBRO de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

PONTES, VICTOR PADILHA

Estudo de ligações em elementos de concreto pré-moldado [Distrito Federal] 2016.

ix, 97 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2016)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Concreto pré-moldado

2. Ligações

3. Dentes Gerber

4. Consolos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PONTES, V.P. (2016). Estudo de Ligações em Elementos de Concreto Pré-Moldado. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 97 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Victor Padilha Pontes

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Análise Numérica de Ligações de Concreto Pré-Moldado

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2016

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Victor Padilha Pontes

Brasília/DF - Brasil

RESUMO

Este trabalho é um estudo sobre a natureza das ligações entre elementos construtivos em concreto pré-moldado. As ligações, nesse tipo de estrutura, constituem a parte mais importante de um projeto, influenciando no comportamento global da estrutura e também nos serviços complementares de montagem realizados nos canteiros de obras. Seu correto entendimento é parte fundamental para qualidade final da estrutura. Foi realizada um acompanhamento histórico do uso desses elementos de ligação no Brasil, além de uma introdução teórica aos seus componentes, formas de classificação e funcionamento. Dentro da ampla gama de tipologias de ligação acessada, foram escolhidos quatro tipos principais para análise mais minuciosa: cálices, consolos, dentes Gerber e ligação laje-viga em concreto pré-moldado. Com uso de teoria embasada nas principais normas brasileiras (NBR 6118 (2014) e NBR 9062 (2006)) e internacionais (Eurocode e Precast Concrete Design Guide) ligadas ao assunto, assim como trabalhos acadêmicos diversos, foram apresentadas as metodologias de dimensionamento dos elementos constituintes dessas ligações. Nesse dimensionamento e no entendimento completo, teórico e prático, das ligações de elementos pré-moldados, foi realizado o dimensionamento dos componentes de ligações de uma das edificações do sistema ASTROS do 6º Grupamento de Mísseis e Foguetes do Exército Brasileiro. Com isso uma exemplificação prática da utilização das ligações estudadas foi alcançada. Concluiu-se assim a utilidade prática do estudo realizado, sua aplicabilidade na indústria da construção de pré-moldados de concreto e a convergência entre os dispostos normativos aplicados no Brasil e os que são empregados nos principais centros desenvolvedores das tecnologias de pré-moldado no mundo.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 PROBLEMÁTICA.....	2
1.2 OBJETIVO.....	3
1.2.1 OBJETIVOS GERAIS	3
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3 ESCOPO DO TRABALHO	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 CONCRETO PRÉ-MOLDADO	5
2.2 CLASSIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO ESTRUTURAL	7
2.2.1 MODELOS DE ANÁLISE DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS.....	11
2.2.2 TIPOS DE LIGAÇÃO ESTRUTURAL	14
2.2.3 APARELHOS DE APOIO E CHUMBADORES	17
2.2.4 PRINCIPAIS TIPOS DE LIGAÇÃO ANALISADOS	20
2.3 DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES ESTRUTURAIS	25
2.3.1 GENERALIDADES	25
2.3.2 BLOCO PARCIALMENTE CARREGADO	25
2.3.3 JUNTAS COM E SEM ARGAMASSA.....	27
2.3.4 APARELHOS DE APOIO DE ELASTÔMERO	29
2.3.5 CHUMBADORES SUJEITOS À FORÇA TRANSVERSAL	30
2.3.6 CÁLICE.....	31
2.3.7 CONSOLO	37
2.3.8 DENTE GERBER	40
2.3.9 LIGAÇÃO VIGA LAJE PRÉ-MOLDADA	45
3. ESTUDO DE CASO COM DIMENSIONAMENTO	48
3.1 APRESENTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO	48
3.1.1 LOCALIZAÇÃO E FUNÇÃO DA EDIFICAÇÃO	49
3.1.2 DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO.....	51
3.1.3 HANGAR.....	54
3.1.4 GARAGEM.....	55
3.2 PREMISSAS DE CÁLCULO.....	57
3.3 ELABORAÇÃO DAS PLANILHAS	58
3.4 ENTRADA DE DADOS.....	60
3.4.1 CÁLICES DE FUNDAÇÃO	62
3.4.2 CONSOLOS CURTOS E MUITO CURTOS	65
3.4.3 DENTES GERBER – ARMADURAS TIPO A	67
3.4.4 VIGAS.....	67
3.5 PROJETO DA ESTRUTURA	71
3.6 COMPILAÇÃO DE RESULTADOS	87
4. CONCLUSÕES.....	89
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	92

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	93
ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO E PLANTA DE SITUAÇÃO.....	95
ANEXO B – PLANILHAS ELETRÔNICAS.....	96
ANEXO C – TABELA DE LAJES ALVEOLARES	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1- Escada e parede pré-moldadas. Observar o içamento para posterior encaixe da escada em sua posição final de utilização. (Cimento Itambé, 2008).	7
Figura 2-2- Variação dos momentos fletores de viga em função da deformabilidade ao momento fletor das ligações nos apoios. El Debs (2000).	8
Figura 2-4- Relação momento-rotação na ligação pilar-viga. NBR 9062 (2006).	10
Figura 2-5- Modelo de biela e tirante. El Debs (2000).	12
Figura 2-6- Modelo de atrito-cisalhamento. El Debs (2000).	13
Figura 2-7- Regiões D (áreas sombreadas) com distribuição de deformações não lineares por descontinuidades geométricas ou estáticas. Campos (1996).	14
Figura 2-8- Consolo com pino proeminente (chumbador) destacado pela área circulada (Fábrica Tecron – Luziânia).	15
Figura 2-9- Formas de transmissão de momentos de torção. El Debs (2000).	17
Figura 2-10- Transmissão de esforços em ligação de pilar com consolo e apoio em viga com recorte (El Debs, 2000).	19
Figura 2-11- Representação da ligação viga pilar com dois pinos. Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de Concreto (2007).	19
Figura 2-12- Ligação pilar-fundação por meio de cálice. Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto (2002).	20
Figura 2-13- Ranhuras de base em pilar de fundação (Fábrica Tecron – Luziânia).	21
Figura 2-14 - Ligação viga-pilar com consolo curto de concreto. Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto (2002).	21
Figura 2-15- Ligação dente Gerber-consolo (Galpão Multiuso – Brasília).	22
Figura 2-16- Vigas com dentes Gerber (Fábrica Tecron – Luziânia).	22
Figura 2-17- Ligação laje-viga. Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto (2002).	23
Figura 2-18- Lajes alveolares protendidas (Fábrica Tecron – Luziânia).	24
Figura 2-19- Vigas de seção I com armação exposta para posterior consolidação da união das lajes com as vigas (Fábrica Tecron – Luziânia).	24
Figura 2-20- Bloco parcialmente carregado. El Debs (2000).	26
Figura 2-21- Tensões de cisalhamento devido ao módulo de elasticidade da argamassa ser menor que o do concreto. El Debs (2000).	28
Figura 2-22- Dimensões das almofadas de elastômeros. El Debs (2000).	29
Figura 2-23- Exemplos de chumbadores sem proteção de borda. El Debs (2000).	30
Figura 2-24- Esquema de esforços de um cálice. Manual Munte (2007).	33
Figura 2-25- Detalhes geométricos de um cálice. Manual Munte (2007).	33
Figura 2-26- Corte e planta de um cálice. NBR 9062 (2006).	34
Figura 2-27- Esforços nas paredes de um cálice. Manual Munte (2007).	35
Figura 2-28- Esquema de armação de um cálice. Manual Munte (2007).	36
Figura 2-29- Inserção do pilar no bloco de fundação (Galpão Multiuso – Brasília).	37
Figura 2-30 - Esquema de esforços e armação de um consolo curto. NBR 9062 (2006), modificado.	37
Figura 2-31- Esquema de esforços e armação de um consolo muito curto. Fernandes (2005).	38
Figura 2-32- Altura mínima do consolo. El Debs (2000).	40

Figura 2-33- Esquema de esforços e armação de um dente Gerber. NBR 9062 (2006).	41
Figura 2-34- Formas de ruptura nos dentes de concreto. El Debs (2000).	42
Figura 2-35- Relação h_c/h no comportamento do dente de concreto. Leonhardt (1978).	42
Figura 2-36- Esquema de transmissão das Forças e da armadura nos dentes de concreto. El Debs (2000).	43
Figura 2-37- Esquema de armações de um dente Gerber. NBR 9062 (2006).	45
Figura 2-38- Ancoragem da armadura do tirante dobrando a armadura para baixo em uma ligação viga laje. El Debs (2000), modificado.	47
Figura 3-1 - Viatura lançadora múltipla universal que utilizará a construção como ponto de manutenção e garagem. (Foto cedida pelo 6º GMF)	49
Figura 3-2- Localização do 6º Grupamento de Mísseis e Foguetes em relação ao perímetro urbano da cidade de Formosa. (Imagem cedida pela Vento Sul Engenharia).	50
Figura 3-3 - Fotografia aérea do canteiro de obras mostrando o layout das construções. (Foto cedida pela Vento Sul Engenharia).	50
Figura 3-4 - Armazenamento em canteiro das lajes alveolares pré-moldadas com contra-flecha. (Foto do autor)	51
Figura 3-5 - Disposição geral dos elementos na obra. Pilares com consolos, pinos e apoios de elastômero. Lajes apoiadas nas vigas e vigas com dentes Gerber apoiadas nos pilares. (Foto do autor)	52
Figura 3-6 - Apoio do dente Gerber no consolo com pino e almofada de elastômero. (Foto do autor)	52
Tabela 3-1 - Quantitativo de Tipologias Estruturais	53
Figura 3-7 - Layout da edificação com destaque para os ambientes a serem analisados. (Desenho do autor)	56
Figura 3-8 - Pilar com inserção no cálice de fundação e preenchimento do espaço vazio com graute. Uso de cunhas de madeira para centralização do pilar até completo endurecimento do graute. (Foto do autor)	59
Figura 3-9 - Planilha Explicativa quanto à nomenclatura e função das células nas planilhas. (Imagem do Autor)	61
Tabela 3-2 - Empilhamento máximo de painéis alveolares de concreto armado	71
Tabela 3-3 - Comprimento mínimo de apoio do painel sobre a viga de apoio	72
Figura 3-10 – Representação de recorte em painéis de lajes alveolares próximas a pilares que continuam. (El Debs, 2000)	73
Figura 3-11 –Modulação da laje do ambiente 2 da Garagem com recortes. (Imagem do autor)	74
Figura 3-12 - Elementos para definição do comprimento equivalente. (El Debs, 2000)	75
Figura 3-13 – a) Vista Superior do Ambiente 02. b) Divisão dos esforços das lajes pelas vigas. (Figuras do autor)	78
Figura 3-14 - Diagrama de esforços cortantes e momentos na viga VP02. (Figura feita por meio do software Ftool) ..	80
Figura 3-15 - Diagrama de esforços cortantes e momentos na viga VP04. (Figura feita por meio do software Ftool) ..	81
Figura 3-16 - Diagrama de esforços cortantes e momentos na viga VP08. (Figura feita por meio do software Ftool) ..	81
Figura 3-17 - Dimensões Geométricas da Viga em Vista Lateral, Superior e Corte Transversal (Desenhos do Autor) ..	82
Figura 3-18 - a) Esquema de armação da viga utilizado. b) Esquema de armação da viga calculado (Desenhos do Autor)	83
Figura 3-19 – a) Detalhamento da Armadura dos Dentes Gerber Utilizada desconsiderando a armadura da viga. b) Detalhamento da Armadura do Dente Gerber Calculada desconsiderando a armadura da viga. (Desenhos do autor)	84
Figura 3-20 – a) Armadura do Consolo Utilizada. b) Armadura do Consolo Calculada. (Desenhos do autor)	85
Figura 3-21 – a) Armadura do Cálice Utilizada. b) Armadura do Cálice Calculada. (Desenhos do Autor)	86

LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1 - Quantitativo de Tipologias Estruturais.....	53
Tabela 3-2 - Empilhamento máximo de painéis alveolares de concreto armado.....	71
Tabela 3-3 - Comprimento mínimo de apoio do painel sobre a viga de apoio	72
Tabela 3-4 - Relação entre armaduras previstas e calculadas para Consolos do Pilar PP08	87
Tabela 3-5 - Relação entre armaduras previstas e calculadas para a Viga VP08	87
Tabela 3-6 - Relação entre armaduras previstas e calculadas para Dentes da Viga VP08	88
Tabela 3-7 - Relação entre armaduras previstas e calculadas para Cálice por face	88

1. INTRODUÇÃO

O Brasil vive um cenário de recessão que pode ser exemplificado pelo fechamento de mais de 150.000 postos de trabalho até maio de 2015, segundo dados do Ministério do Trabalho. A mesma entidade, ao mostrar que essa área concentra cerca de 10% da força de trabalho do país, torna ainda mais evidente a força da construção civil como uma das atividades econômicas mais relevantes para a retomada do crescimento da economia e do emprego no Brasil. Dentre as inúmeras alternativas de processos e métodos construtivos existentes no mercado nacional e internacional de construção civil, os pré-moldados têm ganhado cada vez mais espaço. Isso pode ser apontado como a concretização tardia de um fenômeno observado em países industrializados que, após o término da segunda guerra mundial e em meio a uma enorme necessidade de novas construções para substituir as destruídas pelo conflito, desenvolveram novos métodos construtivos. Estes métodos incorporavam os então modernos conceitos de racionalização, modulação e produção em massa com controle de qualidade (FERREIRA, 2003). Assim, eram oferecidas vantagens como garantida qualidade de acabamento, bom desempenho estrutural e redução dos desperdícios de materiais. Esta redução de desperdícios, aliás, foi lição aprendida em meio à escassez da guerra, tendo como consequência elevar a construção civil com pré-moldados de concreto a um patamar já atingido por áreas diversas da engenharia como a mecânica, além de aproximá-la dos níveis de precisão e detalhamento observados nas construções em estruturas metálicas (FERREIRA, 2003).

No Brasil, os pré-moldados foram primeiramente utilizados ainda na década de 20, com a construção do Hipódromo da Gávea no Rio de Janeiro (VASCONCELOS, 2002). Apesar do uso esporádico e descontínuo das soluções em pré-moldados ter sido observado relativamente cedo no país, a preocupação com a racionalização e com a industrialização propriamente dita da construção apareceu de forma sistemática apenas no início da década de 60, conforme dados da Associação Brasileira da Construção Industrializada – ABCI (ABCI, 2015). A normatização das estruturas de concreto pré-moldado, tal qual a conhecemos atualmente, foi feita pela Associação Brasileira de Normas Técnicas somente na década de 80, revelando um atraso até hoje sentido pela ainda restrita utilização de pré-moldados de concreto no Brasil. Principalmente nas normas NBR 6118 (2014) e NBR 9062 (2006) podem ser encontradas orientações para dimensionamento, detalhamento e verificações diversas das estruturas de concreto pré-moldado.

Finalmente, dentro da análise geral de um elemento pré-moldado, mostra-se de especial importância a região de ligação desse elemento com os demais constituintes da estrutura. Isso porque essas regiões de ligação constituem pontos especiais onde ocorrem as transmissões de

esforços entre os diferentes elementos da construção. Tais regiões definem a transmissibilidade, ou não, de momentos fletores, torçores, esforços normais e cortantes, entre os elementos por elas interligados, sendo muito susceptíveis à concentração de tensões. Além disso as ligações representam pontos de especial atenção quanto à execução, já que existe indicação estatística de que muitos dos problemas ligados ao uso dos elementos pré-moldados de concreto armado ocorrem na etapa de montagem da estrutura (EL DEBS, 2000). Tal estatística provavelmente está associada ao fato de que as ligações são, em geral, as partes do elemento pré-moldado que ainda terão que ser trabalhadas *in loco*. Além disso, estão ligadas à fase de montagem da estrutura fatores como: a atuação de cargas não simétricas; a ação do vento; os desvios de execução dos elementos; a não efetivação imediata da ligação após a colocação dos elementos pré-moldados que ocorre em alguns tipos de ligação. Assim, apesar de suas reduzidas dimensões, quando comparadas às dimensões finais de uma peça pré-moldada, os trechos das ligações entre elementos pré-moldados possuem enorme importância no satisfatório comportamento estrutural da obra como será demonstrado ao longo deste trabalho.

1.1 PROBLEMÁTICA

Com o aumento do uso de estruturas pré-moldadas como método construtivo no Brasil tornou-se ainda maior a necessidade de se conhecer melhor o funcionamento desse tipo de solução estrutural. Como há uma variedade de assuntos a serem abordados sobre o tema, buscou-se dar ênfase aos pontos de maior deficiência dentro da realidade construtiva brasileira. Ou seja, quais são os principais gargalos observados na prática do canteiro de obras quanto à utilização dos pré-moldados de concreto?

Essa foi a pergunta motivadora que teve sua resposta apresentada de forma bastante clara, em termos numéricos. Cerca de $\frac{3}{4}$ dos problemas das estruturas de concreto pré-moldado ocorrem na etapa de montagem da estrutura, sendo o trecho de ligações entre os elementos pré-moldados a parte mais importante dessa etapa construtiva (EL DEBS, 2000). Assim, como as ligações entre elementos pré-moldados constituem um dos pontos críticos em termos de problemas construtivos, fica demonstrada e justificada a escolha desse tema de estudo para o Projeto Final em Estruturas.

1.2 OBJETIVO

O presente trabalho tem como objetivo principal realizar um estudo detalhado das soluções de ligações entre elementos pré-moldados dentro de um sistema construtivo aporticado que faz uso de lajes planas, vigas e pilares lineares apoiados sobre blocos de fundação.

1.2.1 OBJETIVOS GERAIS

Entender e classificar as ligações entre elementos pré-moldados de concreto armado para depois dimensioná-las e observar sua aplicabilidade nos canteiros de obras são os principais objetivos desse trabalho. De forma a restringir o escopo de análise em meio à pluralidade de soluções atualmente existentes, quatro formas básicas de ligações serão analisadas: cálices, consolos, dentes Gerber e ligações entre vigas e lajes pré-moldadas. Além destas, os principais aparelhos de ligação utilizados no mercado brasileiro também serão abordados.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho podem se subdividir em:

- Realizar o dimensionamento de uma estrutura montada com uso das ligações entre elementos de concreto pré-moldado tendo como base tabelas desenvolvidas no software Excel versão 2013.
- Comparar os resultados obtidos no dimensionamento aos dados reais da estrutura medidos em canteiro de obras.
- Tirar conclusões das comparações como, por exemplo, grau de tolerância aplicado às dimensões das peças e justificar os resultados de acordo com os dados obtidos.

1.3 ESCOPO DO TRABALHO

O trabalho foi organizado de forma a construir-se uma ordem lógica de encadeamento de ideias para propiciar o cumprimento dos objetivos propostos. A primeira seção apresenta uma revisão bibliográfica a respeito dos sistemas construtivos em concreto pré-moldado. Como não poderia deixar de ser, inicialmente são analisados os constituintes básicos do concreto pré-moldado, o aço e o concreto. Estes são vistos tanto em suas características particulares, como materiais isolados, quanto em suas características gerais, como material homogêneo e solidarizado.

São então abordadas as ligações estruturais com as explicações que possibilitam a classificação e divisão das ligações entre elementos estruturais. Fica, já neste ponto, bastante claro

o interesse prático desse tipo de teoria. Classificar e dividir as ligações é fundamental, em termos econômicos, para as escolhas a serem feitas no detalhamento estrutural da edificação. É feita ainda uma breve explicação teórica sobre os principais modelos de análise de transferência de esforços empregados nas normas NBR 9062 (2006) e NBR 6118 (2014). O objetivo por trás disso é dar ao leitor a abordagem mais completa possível do desenvolvimento conceitual da teoria das ligações.

Posteriormente são descritos os tipos de ligações possíveis entre peças de pré-moldados de concreto. Daí são exemplificados os tipos de estruturas a serem analisadas dentro do esquema construtivo laje-viga-pilar, metodologia construtiva esta desenvolvida modernamente por François Hennebique, com emprego do concreto armado. As lajes se apoiam sobre vigas. Estas, por sua vez, são suportadas pelos pilares que estão ligados aos sistemas de fundação. Em última análise, os sistemas de fundação lançam sua carga sobre o solo. Para realizar a ligação entre todos esses elementos é que são empregados os aparelhos de apoio em conjunto com as diferentes tipologias de recortes das peças (consolos, dentes Gerber) que serão estudados. Seguindo o disposto na NBR 9062 (2006), essa é uma das formas de se garantir a estabilidade global do sistema estrutural, ou seja, usando estruturas em que a estabilidade é proporcionada pela ação de pórtico composto por pilares e vigas, interligados entre si por meio de ligações resistentes a momentos fletores.

As utilidades e aplicações desse esquema construtivo são então mostradas, seguidas da metodologia de dimensionamento de estruturas de acordo com normas brasileiras. São então implementadas planilhas eletrônicas para cálculo dos elementos de ligação consolos, cálices e dentes Gerber. Finalmente é feita a validação das planilhas com dimensionamento de uma edificação para uso do Exército Brasileiro, na qual está em aplicação prática todo o arcabouço teórico previamente estudado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Aqui é apresentado o embasamento teórico para compreensão do concreto pré-moldado. Não somente como um conjunto de elementos previamente moldados e posteriormente encaixados através de suas ligações, mas também seus materiais constituintes, concreto e aço, suas formas, bem como as diversas possibilidades estruturais que esses materiais podem viabilizar. Na segunda parte desta seção, o assunto são as ligações existentes em estruturas de elementos pré-moldados de concreto, que serão estudadas neste trabalho. Por fim, tem-se o dimensionamento destas estruturas de acordo com as normas brasileiras ABNT NBR 6118:2014 (Projetos de estruturas de concreto) e ABNT NBR 9062:2006 (Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado) e demais fontes técnicas encontradas na literatura brasileira e internacional.

2.1 CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Pré-moldagem se define como um processo de construção em que a obra, ou parte dela, é moldada fora do local definitivo de utilização. Já a pré-fabricação é um método industrial de construção em que elementos fabricados, em grandes séries, por métodos de produção em massa e sob condições rigorosas de controle de qualidade, são montados na obra (EL DEBS, 2000).

Outro importante conceito está na definição de industrialização na construção. Esse processo consiste no emprego, de forma racional e mecanizada, de materiais, meios de transporte e técnicas construtivas para se conseguir uma maior produtividade. Daí, pode-se dizer que a pré-moldagem aplicada à produção em grande escala resulta na pré-fabricação que, por sua vez, é uma forma de se buscar a industrialização da construção (EL DEBS, 2000).

Um traço em comum observado em todas as estruturas de concreto pré-moldado está no seu material constituinte: o concreto armado. Para entender o comportamento final desse tipo de material é necessário antes compreender que ele pode ser formado por:

- Associação de concreto com uma armadura passiva de aço em forma de fios, barras ou telas, no caso do concreto armado;
- Associação de concreto a uma armadura ativa de alta resistência, combinada ou não com a armadura passiva, no caso do concreto protendido.

O concreto é obtido pela adequada mistura de cimento, agregado fino, agregado graúdo e água, podendo ou não ter adições incorporadas. As proporções entre cada um desses constituintes serão responsáveis pelas características finais do compósito. Aqui vale ressaltar que a principal característica a ser explorada no concreto é sua resistência aos esforços de compressão que

atualmente chegam facilmente à ordem dos 25 MPa. No entanto, a resistência à tração do concreto é baixa, cerca de 1/10 de sua resistência à compressão. (MELHADO, 1998).

Já o aço define-se como uma liga entre ferro e carbono, com alguns elementos traço adicionais. As diferentes proporções de carbono em relação ao percentual de ferro serão as responsáveis pelas características de resistência do aço. Essa resistência se dá tanto aos esforços de compressão quanto aos de tração, ambos próximos à faixa de 500 MPa, chegando, em aços especiais para concreto protendido, na faixa dos 2000 MPa (MELHADO, 1998). Vale lembrar, no entanto, que, em desejando-se explorar o máximo potencial desses materiais, inclusive no âmbito econômico, faz-se o uso do concreto submetido aos esforços de compressão e prioriza-se o uso do aço para resistir aos esforços de tração. Procura-se trabalhar, assim, no estágio dois de deformação dentro do terceiro domínio de deformação em estado limite-último da seção transversal da peça de concreto pré-moldado.

Um fator fundamental na análise conjunta desses materiais é a aderência entre o concreto e o aço. Isso porque, para que o concreto armado atenda à condição de trabalho como material compósito, o aço e o concreto devem trabalhar em conjunto. A tensão de aderência pode ser definida como a relação entre a força atuante na barra e a superfície da barra aderente ao concreto. Entre os fatores que influenciam no comportamento da aderência estão a resistência mecânica do concreto, a dilatação térmica, o limite de escoamento do aço, a natureza do carregamento, além do posicionamento das barras de aço no concreto.

Um exemplo de estrutura pré-moldada com clara aplicação dos conceitos de pré-moldagem está ilustrado na Figura 2-1. Na figura podem ser observados painéis de vedação e uma escada, ambos pré-moldados. A escada está sendo levada para sua posição final de utilização por meio de içamento, tendo sido moldada fora de seu local final de utilização. Os esforços gerados no ato de transporte da escada são próprios somente a essa fase da vida da estrutura, como será visto nas seções seguintes.



Figura 2-1- Escada e parede pré-moldadas. Observar o içamento para posterior encaixe da escada em sua posição final de utilização. (Cimento Itambé, 2008).

2.2 CLASSIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO ESTRUTURAL

O conceito de ligações é definido na NBR 9062 (2006) como sendo os dispositivos utilizados para compor um conjunto estrutural a partir de seus elementos, com a finalidade de transmitir os esforços solicitantes, em todas as fases de utilização, dentro das condições de projeto. Além disso, as condições de durabilidade ao longo da vida útil da estrutura devem ser mantidas, conforme definido o conceito de vida útil na ABNT NBR 6118 (2014).

É a existência das ligações que diferencia as estruturas pré-fabricadas das estruturas moldadas in loco. As ligações são diretamente proporcionais, em termos de complexidade, aos custos e à eficiência estrutural do sistema concebido. Assim, quanto mais eficiente for a ligação, seu custo e os possíveis cuidados de execução também tenderão a ser maiores (EL DEBS, 2000). Isso demonstra a importância da correta definição do tipo de ligação a ser usada para boa estimativa de custos do empreendimento. Com base no Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de Concreto (2007), quatro tipos básicos de ligações podem ser definidos:

- Isostática: $\alpha_r = 0$;
- Rotulada: $\alpha_r \leq 0,15$;
- Semirrígida: $0,15 \leq \alpha_r \leq 0,85$;
- Engastada: $\alpha_r \geq 0,85$.

A importância desse tipo de classificação reside no fato de que as ligações interferem no modelo da estrutura. Assim, sabendo-se o tipo de ligação a ser utilizada na estrutura, estima-se a transferência de esforços entre suas partes. A Figura 2-2 a seguir é bem elucidativa nesse quesito,

demonstrando as diferentes distribuições de esforços para um modelo de pórtico de acordo com a ligação existente entre a viga e o pilar, por exemplo.

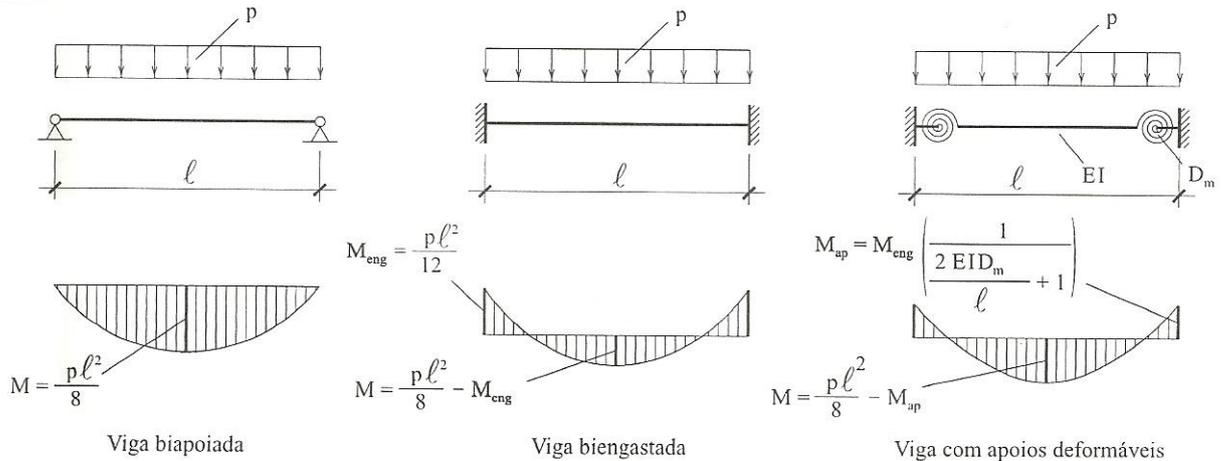


Figura 2-2- Variação dos momentos fletores de viga em função da deformabilidade ao momento fletor das ligações nos apoios. El Debs (2000).

Onde:

- EI – Rigidez à flexão da barra;
- l – Vão da viga;
- D_m – Deformabilidade da ligação no apoio elástico;
- M_{ap} e M_{eng} – Momento no apoio e no engastamento respectivamente;
- p – Carregamento linearmente distribuído.

Quanto aos parâmetros estéticos e arquitetônicos as diferenças entre os tipos de ligação podem ser mínimas, principalmente em quesitos visuais. Passam a ter importância, porém, quanto à versatilidade da estrutura, no sentido de que o aumento de complexidade da ligação pode limitar a flexibilidade de alterações de uso da estrutura após sua execução final, engessando seu uso e o espaço físico do ambiente.

Conforme a ABNT NBR 9062 (2006), de modo geral, as regras e processos de cálculo relativos às estruturas moldadas no local, estas por sua vez regidas pela ABNT NBR 6118 (2014), aplicam-se às estruturas de concreto pré-moldado. Deve-se, porém, respeitar algumas peculiaridades deste tipo de estrutura como:

- A capacidade das estruturas pré-moldadas deve ser governada pelo esgotamento da capacidade de resistência dos elementos estruturais e não pelo esgotamento da capacidade de resistência das ligações. A influência desfavorável do comportamento efetivo das ligações deve ser levada em conta na análise de estabilidade;

- A estrutura deve ser analisada, em relação à estabilidade, em todas suas fases, considerando o comportamento das ligações na época da montagem, que podem ser diferentes daquelas da estrutura concluída;
- No caso de sistemas estruturais onde a estabilidade é proporcionada pela ação de pilares engastados na fundação com vigas articuladas, em que o fator de restrição à rotação α_R , definido a seguir, é menor ou igual a 0,15, é obrigatória a verificação dos efeitos de 2ª ordem, considerando a não linearidade física.

O fator de restrição à rotação, acima citado, define a rigidez relativa de cada ligação da extremidade do elemento conectado. Para ser melhor entendido, o fator de restrição à rotação relaciona a rotação θ_1 da extremidade do elemento em relação à combinação da rotação do elemento e da ligação devido ao momento de extremidade, θ_2 , conforme indicado pela Equação 2.1 abaixo e Figura 2-3.

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}}} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (2.1)$$

Onde:

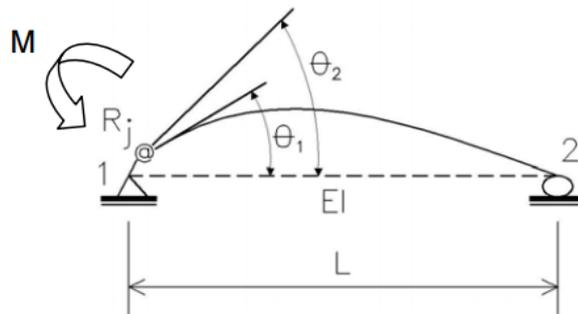


Figura 2-3- Fator de restrição à rotação. NBR 9062 (2006).

- $(EI)_{sec}$ é a rigidez secante da viga conforme a ABNT NBR 6118 (2014);
- L_{ef} é o vão efetivo entre os apoios, ou seja, a distância entre os centros de giro nos apoios;
- R_{sec} é a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar (matriz de rigidez do elemento).

A rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar é definida pela relação momento-rotação, representada na Figura 2-4 a seguir.

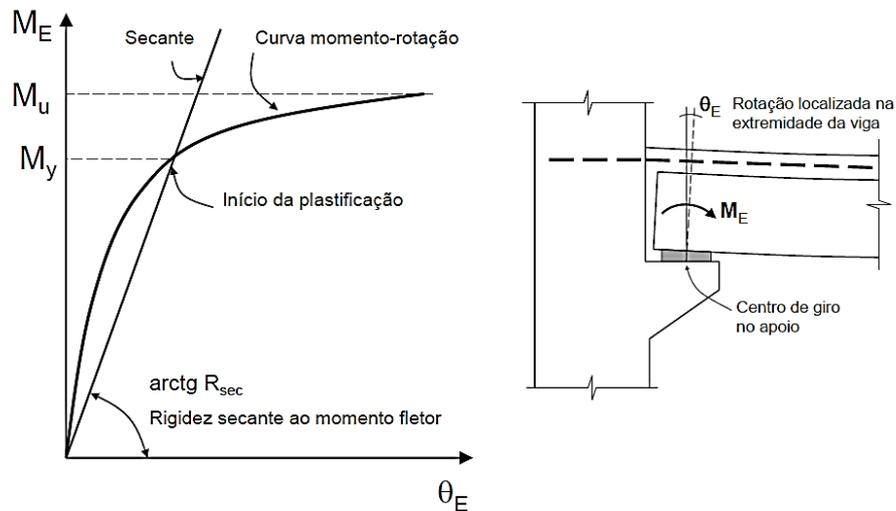


Figura 2-4- Relação momento-rotação na ligação pilar-viga. NBR 9062 (2006).

Sendo:

- θ_E é a rotação na ligação na extremidade da viga;
- M_u e M_y são, respectivamente, o momento último e de plastificação da ligação na extremidade da viga;
- M_E é o momento fletor mobilizado na extremidade da viga.

Assim, o valor de α_r pode variar de 0 a 1, sendo 0 o valor indicativo de ligação totalmente livre à rotação e 1 para engastamento perfeito. Daí, a título de exemplo, para uma ligação qualquer que transmita 35% do momento de engastamento perfeito, o valor de α_r será de 0,35. O fator de restrição à rotação da ligação é um importante parâmetro para definição do comportamento da ligação no apoio que poderá ser classificado como isostático, articulado (rotulado), semirrígido e rígido (engastado).

Resumindo o até aqui exposto, a deformabilidade de uma ligação pode ser definida como a relação do deslocamento relativo entre os elementos que compõem a ligação com o esforço solicitante na direção deste deslocamento. Acima foi estudado o caso da deformabilidade ao momento fletor. De forma análoga, a deformabilidade à força normal da viga em relação ao pilar está associada ao seu deslocamento horizontal em relação ao nó em sua posição original.

Conclui-se ainda que, em geral, as ligações mais simples geram estruturas mais solicitadas aos momentos fletores. Já ligações que mais se aproximam às das estruturas de concreto moldado in loco, têm melhor transmissão desses momentos. Estruturas com as ligações rígidas, porém, acabam por exigir maior trabalho de execução, reduzindo em grande parte a vantagem do uso do

pré-moldado como solução construtiva. Este é um grande exemplo da importância do conhecimento e classificação das ligações a serem utilizadas entre elementos construtivos.

2.2.1 MODELOS DE ANÁLISE DE TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS

No projeto de elementos pré-moldados, os componentes da estrutura de concreto armado, para os quais se aplica a hipótese de Bernoulli da distribuição linear de deformações, são normalmente projetados com grande precisão. Outras partes, porém, onde ocorrem descontinuidades de natureza estática ou geométrica, como pontos de aplicação de cargas concentradas, nós de pórticos, aberturas, etc., são projetadas por regras empíricas, baseadas na experiência. Estes “detalhes”, contudo, têm a mesma importância para o comportamento e a segurança das estruturas que o restante dela. A qualidade do projeto fica assim limitada pela pouca precisão com que são projetadas estas partes da estrutura e pela validade da teoria na qual seu projeto se sustenta. Daí a necessidade de se aplicar um conceito de projeto que seja consistente e válido para todos os tipos de estruturas e todas as suas partes (CAMPOS, 1996). Surge então a necessidade de busca por modelos de análise de transferência de esforços entre os elementos pré-moldados.

Existem alguns modelos de análise largamente empregados na atualidade e descritos na norma brasileira e em normativas internacionais. Dois deles serão aqui abordados por sua maior utilização observada na ABNT NBR 6118 (2014) e nas normas norte americanas referentes a pré-moldados de concreto. São os modelos das bielas e tirantes (strut-and-ties) e o modelo de atrito-cisalhamento.

O primeiro modelo, das bielas e tirantes, consiste em idealizar o comportamento do concreto, em trechos de descontinuidade, por meio de elementos comprimidos (bielas), e de elementos tracionados (tirantes). Esses elementos se conectam nos nós, resultando na formação de uma treliça idealizada conforme pode ser observado na Figura 2-5.

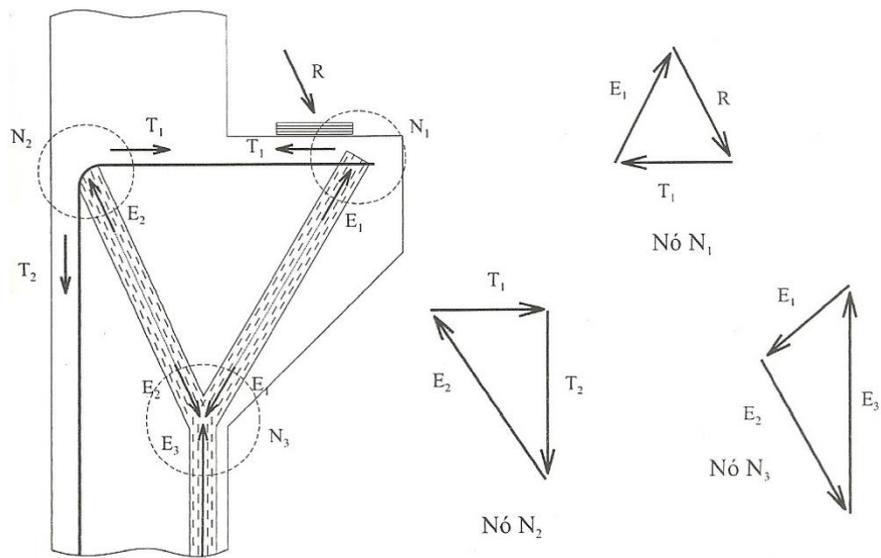


Figura 2-5- Modelo de biela e tirante. El Debs (2000).

Os esforços nos elementos comprimidos são resistidos pelo concreto, com a capacidade resistente da peça limitada à resistência à compressão do concreto e da seção fictícia da biela. Já os esforços nos tirantes são de responsabilidade das armaduras e sua capacidade resistente função da área da armadura e da tensão de escoamento do aço.

Já o modelo de atrito-cisalhamento assume como ideia básica o fato do concreto, quando submetido a tensões de cisalhamento (V), desenvolver uma fissura no plano dessas tensões. Essa tendência de separação das partes se dá em um plano definido, o plano da fissura potencial, com atuação de esforço normal (F_n) a esse plano. Essa força normal mobiliza a força de atrito (F_{at}) de modo a equilibrar o cisalhamento atuante. São então previstas armaduras perpendiculares a esse plano de secção e, com a utilização da teoria de atrito de Coulomb, pode-se determinar a armadura necessária para garantir a resistência ao cisalhamento. A Figura 2-6 a seguir auxilia na visualização do acima descrito.

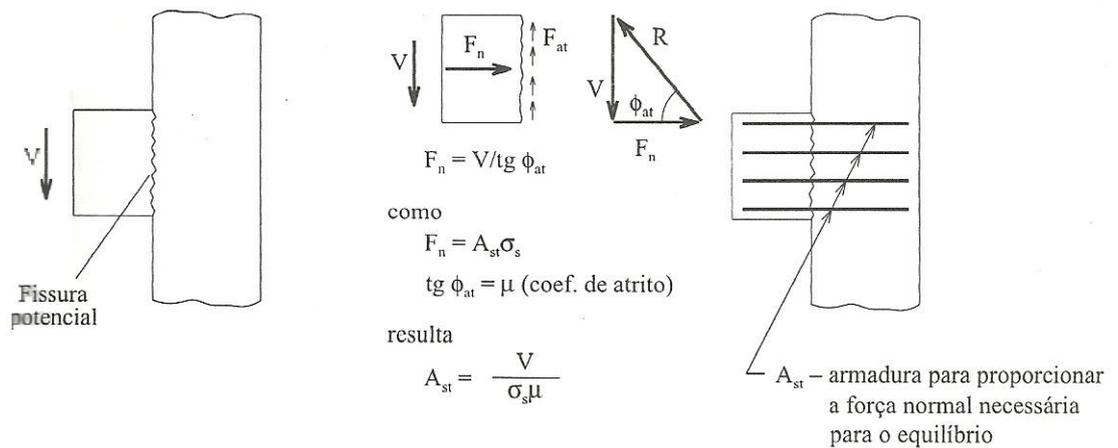


Figura 2-6- Modelo de atrito-cisalhamento. El Debs (2000).

Levando-se em conta o modelo inicialmente descrito das bielas e tirantes, ao se observar mais de perto os diferentes elementos constitutivos das estruturas de concreto pré-moldado, uma discretização das peças pode ser realizada. Assim pode-se falar genericamente de um elemento pré-moldado, dividindo-o em zonas B e D (CAMPOS, 1996). Por exemplo, uma viga pré-moldada pode ser avaliada quanto ao seu comportamento nas suas infinitas partes constituintes. Pode-se, no entanto, agrupar essas partes em áreas de igual comportamento, já que, em média, determinadas partes da peça irão apresentar comportamento comum entre si, porém, significativamente diferente de outros trechos. O trecho da ligação entre a viga e o pilar, por exemplo, é um trecho que pode ser classificado como zona D, de comportamento totalmente singular, particular. Essa singularidade pode ser melhor percebida quando a peça é analisada sob a ótica da distribuição dos esforços solicitantes. Observe os casos da Figura 2-7.

Tal subdivisão em zonas tem sua importância estabelecida quando se observa o fato dos procedimentos de projeto para as regiões B já estarem bem estabelecidos. Com isso torna-se necessário analisar e desenvolver o método de bielas e tirantes para as regiões D, diminuindo-se assim o trabalho de análise.

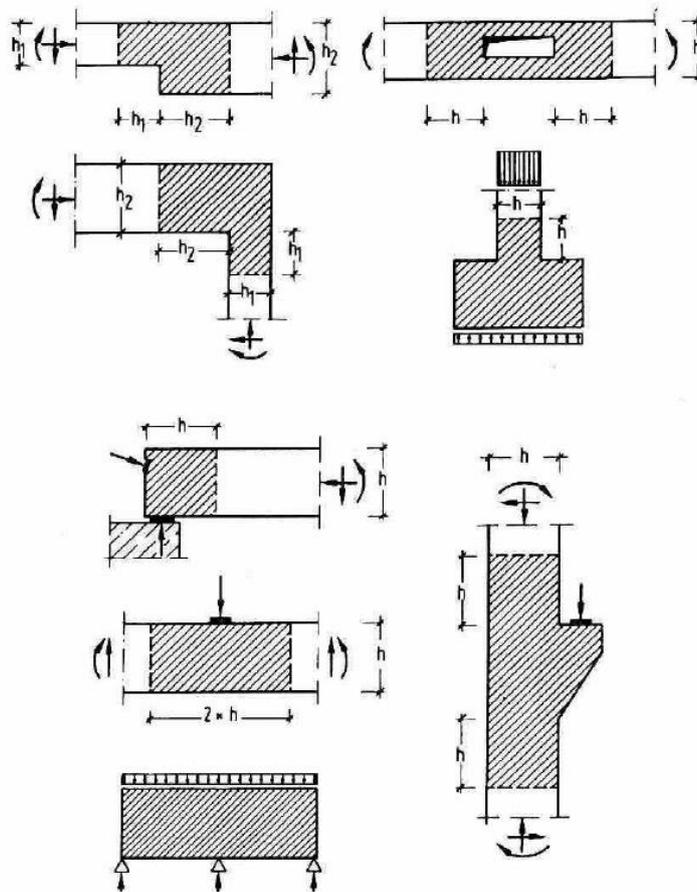


Figura 2-7- Regiões D (áreas sombreadas) com distribuição de deformações não lineares por discontinuidades geométricas ou estáticas. Campos (1996).

2.2.2 TIPOS DE LIGAÇÃO ESTRUTURAL

Considerando as diversas linhas de pesquisa no campo das estruturas de concreto pré-moldado, podem ser citados diferentes tipos de ligação entre os elementos componentes de uma estrutura. Essa variedade de classificações se dá, porque há grande interesse no comportamento das ligações, que são as responsáveis por fazer a estrutura se comunicar internamente. Assim, as ligações têm, como uma de suas funções, realizar a transmissão de esforços internos e externos de seu ponto original de aplicação para o solo ou para um subsistema de estabilização, como núcleos rígidos ou paredes de contraventamento. Para isso é necessário o conhecimento do fluxo de forças, dado pelos modelos de transferência já apresentados, ao longo da estrutura, quando esta é submetida

às ações de solicitação. Também é necessário entender como as ligações interagem com os elementos dentro do sistema estrutural como um todo (VAN ACKER, 2002).

Como já citado, uma das classificações a que as ligações podem ser submetidas, se dá em quatro tipos: isostática, rotulada, semirrígida e engastada. No primeiro tipo de ligação, a isostática, tem-se um caso praticamente teórico, quase não observado na prática para elementos pré-moldados. Isso ocorre porque os procedimentos padrão de montagem não utilizam argamassa para preenchimento dos pinos de montagem. No caso específico de análise que será aqui abordado, o das almofadas de Neoprene como aparelho de apoio, há ainda a transmissão de esforços horizontais. Com isso não é efetivada uma ligação isostática que, por definição, se caracteriza pela não transmissão de momentos fletores e esforços horizontais entre as peças ligadas. Caso ocorresse uma ligação isostática, não se observaria o efeito de pórtico na estrutura, já que as peças trabalham de forma isolada. Para que esse tipo de ligação trabalhe de forma adequada, os deslocamentos não podem ser muito grandes, já que o contato físico entre as peças (e.g. pilar e viga) pode causar uma transmissão de esforços, dando início ao efeito de pórtico não previsto.

As ligações rotuladas por sua vez, transmitem esforços horizontais e verticais entre as peças. No caso de ligação pilar e viga, a hipótese básica é a da transmissão dos esforços pela resistência ao cisalhamento do Neoprene. Por definição apresentada em Manual Munte (2007), essa ligação possui fator de restrição à rotação abaixo de 0,15, devendo, segundo a NBR 9062 (2006), ser realizados estudos de segunda ordem, como a não linearidade física dos elementos. Um claro exemplo desse tipo de ligação está na ligação pelo pino preenchido por graute, que é caracterizada pela transmissão de esforços pelo cisalhamento puro do pino de chumbamento entre pilar e viga, como pode ser observado no destaque da Figura 2-8, com o consolo com pino proeminente.



Figura 2-8- Consolo com pino proeminente (chumbador) destacado pela área circulada (Fábrica Tecron – Luziânia).

No terceiro caso de ligações, o das ligações semirrígidas, há um aprimoramento técnico em relação às ligações anteriores. Ainda segundo Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de Concreto (2007), na verdade, todas as ligações apresentam alguma capacidade de restrição ao momento e poderiam ser, com isso, classificadas como ligações semirrígidas. Para receber essa classificação, o fator de restrição à rotação deve estar entre 15% e 85%. A principal consideração desse tipo de ligação está no fato dela resistir a parte do momento fletor de engastamento das peças, sendo que a consideração das forças horizontais segue o mesmo modelo de análise das ligações rotuladas. Isso pode ser obtido através de uma série de soluções construtivas, como a ligação por dois pinos, a ligação por concretagem vertical, ligação por solda, entre outras soluções.

Finalmente as ligações engastadas são aquelas que possuem fator de restrição à rotação superior a 0,85, podendo ser considerada uma ligação igual àquela realizada por concretagem in loco. O exemplo clássico desse tipo de ligação no sistema viga pilar está na concretagem do nó entre a viga e o pilar. Pode-se deixar os arranques nas vigas e também nos pilares, e com a consolidação após a montagem das peças, a ligação passará a ser considerada engastada. Cabe aqui fazer a observação que, as ligações são classificadas e consideradas no modelo estrutural conforme as suas respostas às solicitações e não conforme a sua execução, ou seja, qualquer ligação, independentemente de ser soldada, com furos passantes, ou mesmo concretada, pode ser considerada como engastada caso apresente coeficiente de engastamento superior a 0,85, o mesmo sendo válido para os demais tipos de classificação.

2.2.3 APARELHOS DE APOIO E CHUMBADORES

Antes de se abordar as ligações, que justificam a realização desse trabalho, faz-se necessário tratar do tema da ligação entre peças pré-moldadas por meio de elastômeros (geralmente o Neoprene) e chumbadores (em geral metálicos). Isso porque, como será mostrado, essas são partes constituintes das ligações e estão presentes na maioria dos casos abordados, sendo o uso desse tipo de ligação bastante disseminado no Brasil, conforme dados da Associação Brasileira da Construção Industrializada (ABCI, 2015). A Figura 2-9 exemplifica o que são esses elementos para o caso de uma ligação entre pilares.

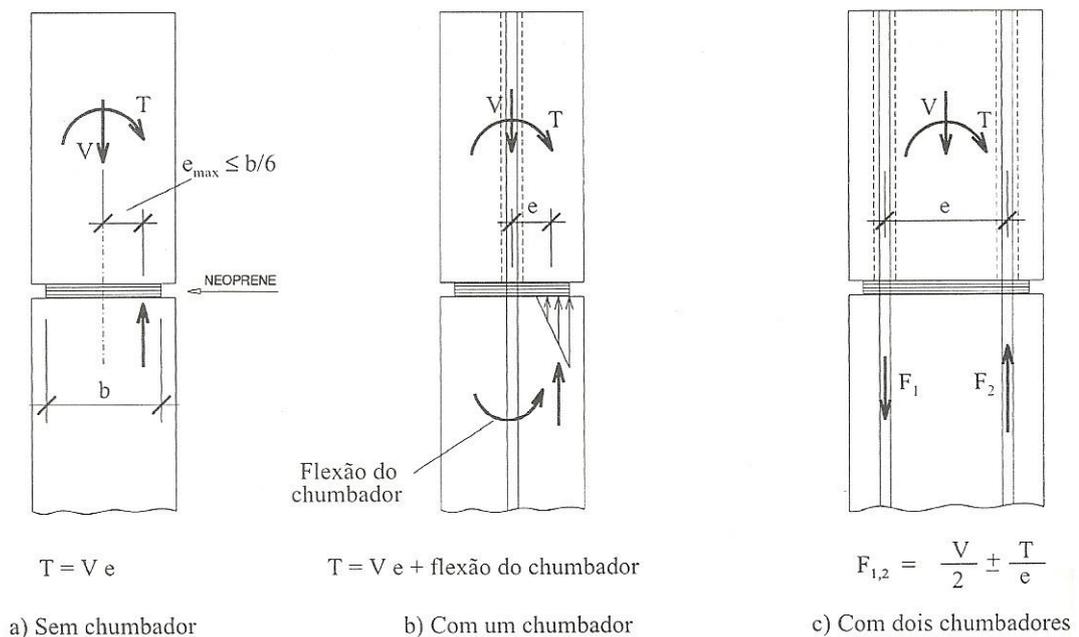


Figura 2-9- Formas de transmissão de momentos de torção. El Debs (2000).

Em uma primeira aproximação pode-se dizer que, enquanto as almofadas de elastômeros têm a função de transmissão das forças de compressão, com homogeneização da área de transmissão de esforços, os chumbadores teriam a finalidade de assegurar o equilíbrio inicial da viga contra tombamento e instabilidade lateral. Em uma análise mais minuciosa observa-se que, quando um pilar tende a transmitir forças horizontais para outro, através das vigas, e não há chumbamento, apenas elastômero na ligação, as forças horizontais transmitidas são pequenas. Assim o comportamento básico para análise dos pilares é de elemento isolado, com prejuízo no comportamento conjunto em relação à estabilidade da estrutura.

Com o chumbamento e ainda com o preenchimento com graute ligando o chumbador à viga de concreto, ocorre transmissão de forças, havendo um melhor comportamento da estrutura como

um todo em relação à estabilização. Já o preenchimento do furo com materiais plásticos, como asfalto ou mastique, produz uma menor transmissão de esforços, sendo geralmente considerados se as ações forem de aplicação rápida, como é o caso do vento (EL DEBS, 2000). Vale lembrar que a transmissão dos esforços horizontais é proporcional à rigidez dos apoios.

Observa-se que a transmissão de momento fletor pela ligação com almofada de elastômero e chumbamento, é pequena. Devido ao binário que ocorre entre o Neoprene e o chumbador, a resistência à rotação é reduzida para cargas de serviço em razão da grande capacidade de deformação do elastômero. Já a transmissão de momentos de torção, devido aos efeitos que tendem a girar a extremidade da viga junto ao apoio, é feita de diferentes formas, como mostrado na Figura 2-9, a saber:

- Apenas com ação da placa de elastômero;
- Com placa de elastômero e um único chumbador preenchido com graute;
- Com placa de elastômero e dois chumbadores preenchidos com graute.

É aqui interessante destacar a ação dos chamados efeitos transitórios. É o caso, por exemplo, da execução de uma ligação entre a viga e um pilar, em sua fase de montagem, quando ainda não há o preenchimento do furo do chumbador com graute ou mesmo quando a resistência da ligação ainda está se elevando. Assim, qualquer efeito de torção que possa aparecer no apoio, por efeito de tombamento ou instabilidade lateral, por exemplo, devem ser resistidos pelo peso próprio da viga que produz momentos estabilizantes quando o apoio é feito acima do centro de gravidade da viga. Esse é um dos aspectos favoráveis ao uso de apoios com recorte, ou dentes Gerber.

O esquema base para dimensionamento desses tipos de ligações e das outras que serão mais detalhadamente apresentadas a seguir pode ser observado na Figura 2-10. Observa-se que as forças vertical e horizontal, além do momento de torção, são transferidas da viga para o dente Gerber, e daí para o consolo por ação do elastômero e do chumbador. Basicamente o consolo e o dente Gerber estão submetidos às forças vertical e horizontal e ao momento de torção, o chumbador às forças vertical e horizontal e, finalmente, o elastômero submetido às forças vertical, horizontal e de rotação.

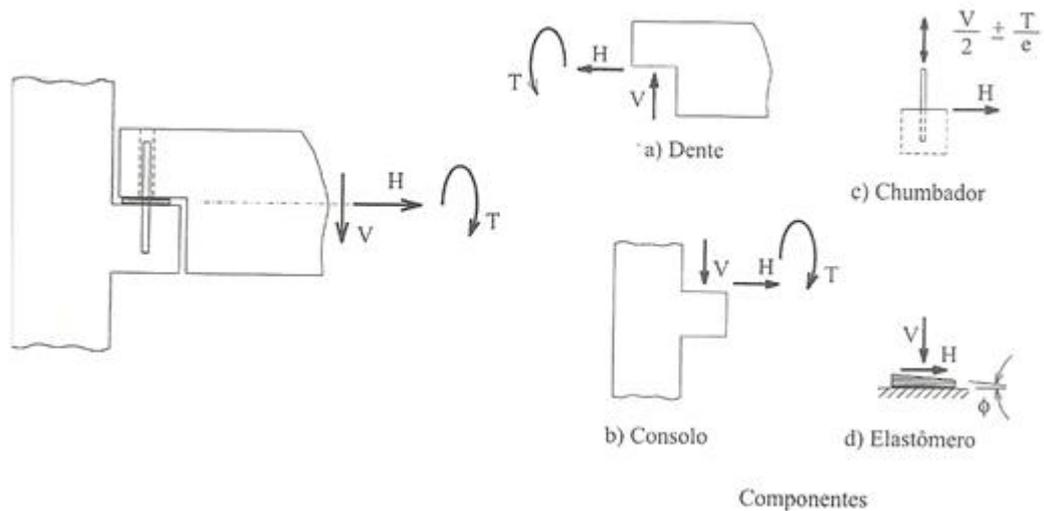


Figura 2-10- Transmissão de esforços em ligação de pilar com consolo e apoio em viga com recorte (El Debs, 2000).

Como pode ser observado na Figura 2-11 a seguir, as ligações viga pilar com dois pinos, comumente utilizadas em coberturas metálicas de galpões por exemplo, são, em geral, sustentadas por ligações semirrígidas na região de encontro da viga e do pilar, equilibrada pelo binário dos pinos passantes.

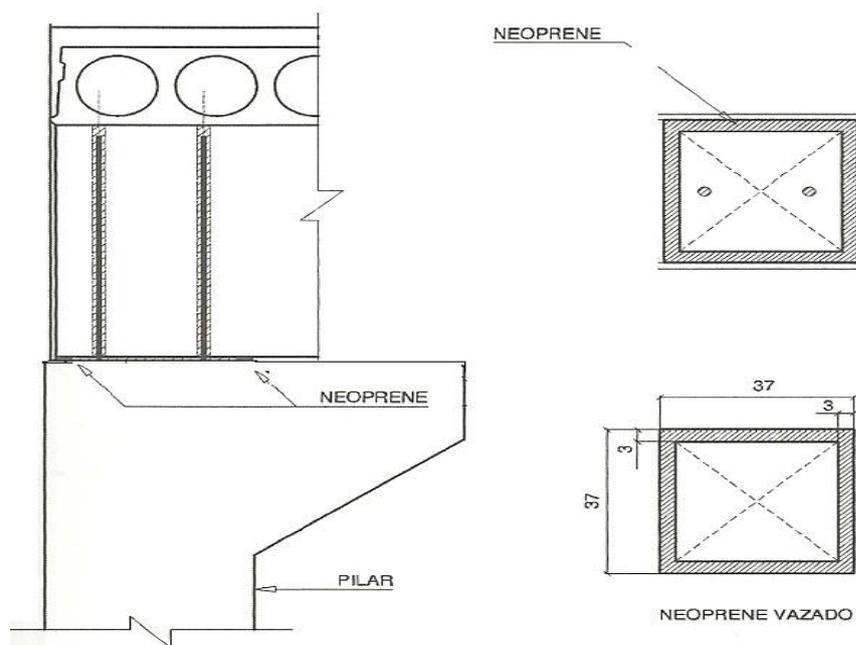


Figura 2-11- Representação da ligação viga pilar com dois pinos. Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de Concreto (2007).

2.2.4 PRINCIPAIS TIPOS DE LIGAÇÃO ANALISADOS

Neste trabalho foi utilizado o recurso de classificação das diferentes ligações de modo a concentrar a análise para quatro casos específicos de ligações. Além das classificações em ligações isostáticas, rotuladas, semirrígidas e engastadas, já vistas no início da seção 2.2, as ligações são ainda divididas em dois tipos básicos, seguindo classificação proposta por El Debs (2000). As ligações entre elementos tipo barra, que inclui as ligações típicas de vigas e pilares e as ligações entre elementos tipo folha, englobando as ligações de lajes e paredes. Mais especificamente as ligações que iremos analisar são:

- Ligação pilar bloco de fundação, aqui restrito ao estudo da ligação por meio de cálice;
- Ligação viga pilar por meio de consolos de concreto com almofadas de elastômeros;
- Ligações entre viga e pilar por meio de Dentes Gerber;
- Ligações entre as lajes e as vigas. Deve-se aqui ficar mais uma vez esclarecido que essas não são todas as opções de ligações existentes entre elementos pré-moldados de concreto.

As definições dos quatro tipos de ligação estrutural acima referidos, conforme as normas ABNT NBR 9062 (2006) e a ABNT NBR 6118 (2014) são:

Cálice: cavidade para encaixe do pilar pré-fabricado por penetração dentro da base do elemento de fundação (Figura 2-12). O caso específico de análise é o de um cálice denominado colarinho, sendo composto por paredes salientes do elemento de fundação, contornando a cavidade destinada ao encaixe dos pilares.

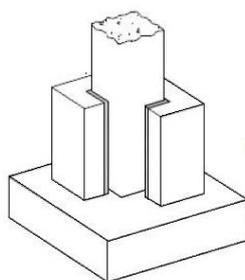


Figura 2-12- Ligação pilar-fundação por meio de cálice. Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto (2002).

O cálice consiste no embutimento de certo trecho da base do pilar no interior de um nicho (colarinho) executado sobre um bloco de fundação. O espaço necessário para a execução da ligação é então preenchido com grante ou concreto em quantidade e tamanho determinados pelo projetista estrutural (MONTEIRO, 2011). Pode-se observar que algumas das principais vantagens no uso desse tipo de ligação consistem na boa transmissibilidade dos esforços normais entre o pilar e a

fundação, a simplicidade executiva com boa margem de folga dimensional para encaixe do pilar pré-moldado, além da boa transmissão de esforços normais advindos dos momentos fletores transmitidos pelo pilar.

A Figura 2-13 ilustra, em primeiro plano, o uso de regiões com diferentes espessuras de concreto, conhecidas como ranhuras de base, de modo a garantir melhor engastamento do pilar na região interna ao colarinho do bloco de fundação. Nesses casos, obrigatoriamente o bloco também tem a superfície do colarinho rugosa, de modo a ocorrer encruamento físico entre pilar e bloco (Manual Munte, 2007).



Figura 2-13- Ranhuras de base em pilar de fundação (Fábrica Tecron – Luziânia).

Consolo: elemento em balanço no qual a distância do ponto de aplicação da carga à face do apoio é menor ou igual à sua altura útil (Figura 2-14);

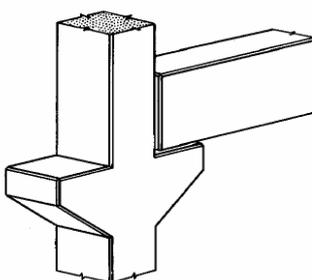


Figura 2-14 - Ligação viga-pilar com consolo curto de concreto. Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto (2002).

Neste caso faz-se a ligação entre a viga e o pilar por meio de prolongamentos de concreto que se projetam para fora do pilar na região de apoio das vigas. Estes elementos devem ser inicialmente classificados em consolos muito curtos, curtos ou longos. Essa diferenciação se dá geometricamente e implica em modelos de cálculo diferentes para cada um desses elementos. Assim

a relação entre o comprimento (a) e a altura (h) é menor ou igual a 0,5 para consolo muito curto, entre 0,5 e 1 para consolos curtos e, quando essa relação é superior a 1 tem-se os consolos longos. Seu dimensionamento deve levar em conta os diversos esforços observados nesse tipo de ligação, sendo o esforço cortante muito importante. No ponto de ligação entre a viga e o pilar, faz-se ainda a previsão de uso de almofadas de elastômeros ou uma camada de argamassa de modo a melhor distribuir os esforços entre as superfícies de contato.

Dente Gerber: saliência que se projeta na parte superior da extremidade de uma viga, com o objetivo de apoiá-la em consolo criado na face de um pilar ou na região inferior da extremidade de outra viga (Figura 2-15).



Figura 2-15- Ligação dente Gerber-consolo (Galpão Multiuso – Brasília).

Finalmente, na Figura 2-16, são observadas duas vigas com dentes Gerber como sistema de ligação. Nesse caso pode-se ainda observar o furo para inserção do pino metálico, ou chumbador, ficando a consideração do tipo de ligação, se isostática, rotulada ou semirrígida em função da escolha dos materiais de preenchimento do pino e do resultado final da construção do elemento construtivo.

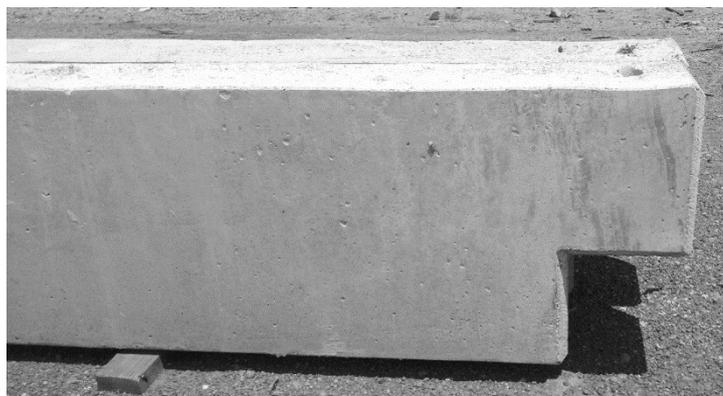


Figura 2-16- Vigas com dentes Gerber (Fábrica Tecron – Luziânia).

Ligação Laje-Viga: não possui definição formal como as demais ligações acima citadas mas pode ser compreendida como um consolo contínuo, muito largo, ao longo da viga que servirá de apoio ao elemento de laje pré-moldado (Figura 2-17).

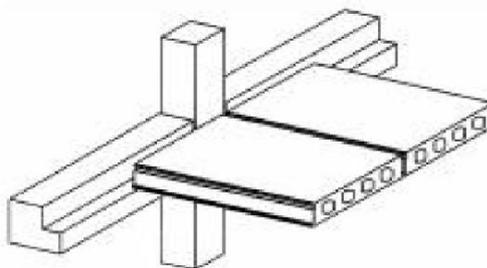


Figura 2-17- Ligação laje-viga. Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto (2002).

Nesse tipo de ligação diversos casos podem ser estudados. Contudo, a consideração de formação de uma superfície de contato que seja a mais rugosa possível, de modo a garantir a boa ligação entre os elementos, é comum às diversas soluções. A análise aqui se restringe ao caso de vigas que possuem apoios salientes ou esperas para ligação entre a laje e a viga, conforme mostrado na Figura 2-17.

Muitas vezes, quando da utilização de lajes alveolares como solução construtiva, não há um perfeito alinhamento das placas de laje alveolar, o que exige um recobrimento com camada de concreto para alinhamento e regularização da superfície. Segundo o Manual Munte (2007), as lajes, em muitos projetos que utilizam a redistribuição de esforços nos pilares ou mesmo a transmissão de esforços para as estruturas de contraventamento, o fazem através do chamado efeito de diafragma rígido. A consideração desse efeito é fundamental para que o projeto esteja adequado à realidade. É a capa estrutural de concreto sobre a laje alveolar que irá conferir o correto funcionamento do efeito de diafragma, juntamente com a ligação grauteada dos espaços entre as lajes.

A Figura 2-18 mostra lajes alveolares pré tensionadas e pré-moldadas, valendo ressaltar a existência do detalhe lateral com espaço para inserção de graute entre as peças, de modo a realizar-se a união entre lajes. Com isso garante-se a comunicação entre elas e a correta distribuição dos esforços de cisalhamento. Tal transferência de forças horizontais é conhecida como efeito diafragma, tendo importante papel na estrutura frente às ações laterais e na segurança desta quanto à ocorrência de colapso progressivo, funcionando como um sistema de redistribuição de esforços. Observa-se, nesses casos o comportamento de chapa da estrutura com ação dos esforços no plano do pavimento.



Figura 2-18- Lajes alveolares protendidas (Fábrica Tecron – Luziânia).

Na Figura 2-19 abaixo vê-se pilares de seção I com armação de espera exposta, para concretagem com as lajes. Seu objetivo é possibilitar um sistema misto de construção, com concretagem de uma camada de concreto de união entre a laje e a viga. Tem-se assim garantido o funcionamento conjunto dos sistemas com engastamento da laje na viga e atuação do efeito diafragma.



Figura 2-19- Vigas de seção I com armação exposta para posterior consolidação da união das lajes com as vigas (Fábrica Tecron – Luziânia).

Para consolidar o raciocínio em torno das ligações e métodos construtivos até aqui tratados tem-se que:

- As ligações são definidas pelo projetista estrutural de acordo com o sistema construtivo a ser empregado, decisão essa que deve ser embasada nos argumentos tanto estruturais, de uso da edificação, da engenharia de custos e das concepções arquitetônicas;

- Uma vez definidos os tipos de ligação estarão definidos os graus de liberdade da estrutura e a transmissão de esforços. Assim, em caso de uma ligação viga-pilar com uso de consolos e dentes de concreto, pode-se ter uma ligação isostática, rotulada, semirrígida ou engastada. A escolha dos materiais, como graute, almofadas de elastômero, argamassa seca, argamassa úmida, chumbadores, placas soldadas, etc., é que vai determinar qual é o tipo de ligação, bem como o resultado construtivo final da estrutura;
- Como consequência diferentes padrões de transmissão de esforços serão obtidos, elevando, ou não, o grau de segurança da estrutura.

2.3 DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES ESTRUTURAIS

2.3.1 GENERALIDADES

Como vem sendo esclarecido ao longo do texto, as ligações podem ser analisadas por meio da decomposição em seus diversos componentes. Situam-se neste caso os apoios de elementos pré-moldados entre si, ou de elementos pré-moldados sobre os outros elementos de concreto moldado no local. Os elementos pré-moldados podem ser assentados nos seus apoios definitivos por meio das seguintes técnicas construtivas:

- Junta a seco;
- Camada de argamassa;
- Concretagem local;
- Dispositivos metálicos;
- Almofadas de elastômero.

São aqui apresentadas as principais indicações para dimensionamento de alguns desses elementos de ligação e ligações de componentes seguindo recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), da ABNT NBR 9062 (2006), do Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto (2007), de El Debs (2000), de Rangel (2010) e Leonhardt & Mönnig (1978).

2.3.2 BLOCO PARCIALMENTE CARREGADO

Antes de dar início propriamente dito ao dimensionamento das ligações estruturais, é fundamental apresentar o conceito de bloco parcialmente carregado. Ele aparece no caso de ligações

entre elementos pré-moldados em que há transmissão de forças em áreas reduzidas. É essa, aliás, a origem da terminologia técnica e genérica de bloco parcialmente carregado.

Essa aplicação concentrada de forças, geralmente normais à superfície, introduz um estado tridimensional de tensões nos elementos, dando origem a tensões de tração e de compressão (EL DEBS, 2000). A determinação dessas tensões pode ser realizada por diferentes formas, como por exemplo por métodos analíticos baseados na teoria da elasticidade ou por métodos numéricos como o método dos elementos finitos. A Figura 2-20 apresenta os principais parâmetros para o entendimento do conceito dos blocos parcialmente carregados.

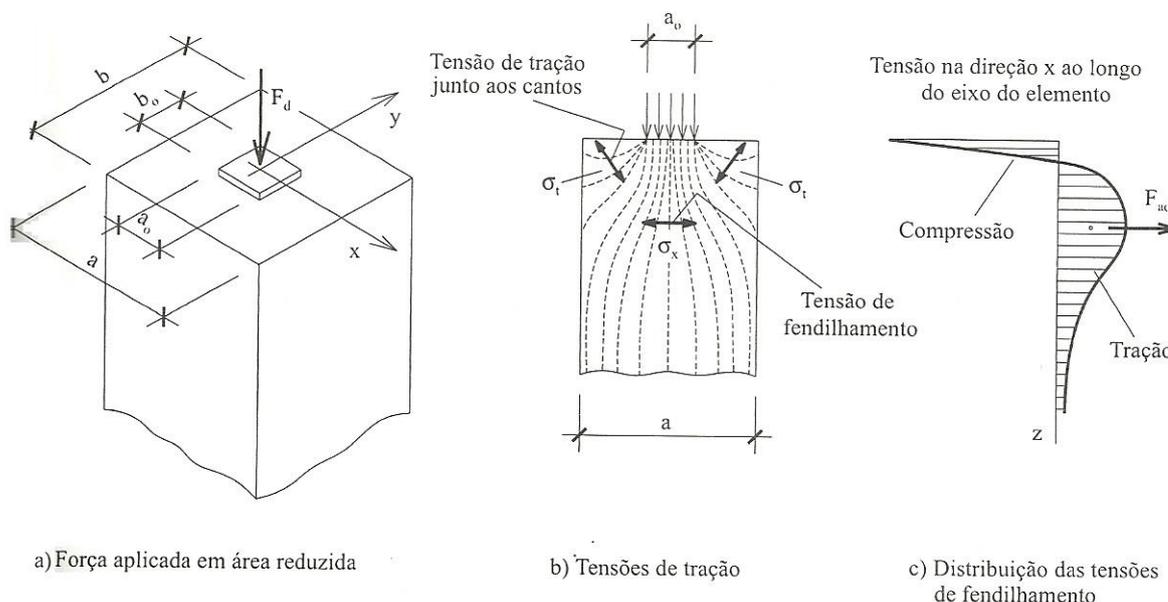


Figura 2-20- Bloco parcialmente carregado. El Debs (2000).

Esse estado de tensões introduz tensões de tração transversais à direção de aplicação da força. Estas são conhecidas como tensões de fendilhamento. Além delas, tensões de tração junto aos cantos da peça que suporta a compressão também são observadas, podendo ser evitadas caso a peça seja chanfrada. Observa-se ainda que, a intensidade e distribuição das tensões, dependem da relação das dimensões da área de aplicação da força e das dimensões do elemento. Com isso verifica-se que o dimensionamento dos blocos parcialmente carregados engloba a verificação das tensões de compressão no concreto e o cálculo da armadura que irá combater as tensões de fendilhamento, chamada de armadura de cintamento.

2.3.3 JUNTAS COM E SEM ARGAMASSA

O emprego de camada de argamassa no contato entre peças pré-moldadas que serão ligadas é uma solução que possui dois principais objetivos:

- Promover o nivelamento das superfícies de contato;
- Distribuir as tensões de contato.

A espessura das juntas deve ser a menor possível, dentro de limites de execução e tolerância, não devendo ser superior a 10% da menor dimensão da seção transversal dos elementos a serem conectados. Isso ocorre porque as juntas estão submetidas, principalmente, a esforços de compressão que podem ainda ser acompanhados de cisalhamento. Assim a transferência de forças de compressão é governada, como já visto, pela deformabilidade relativa da argamassa e pela ocorrência de estrangulamento da seção na junta. Se a espessura da junta for muito grande podem ocorrer problemas de perda de alinhamento da ligação, já que a argamassa apresenta baixo módulo de elasticidade em relação ao concreto dos elementos pré-moldados, sofrendo, conseqüentemente, maior deformação. O dimensionamento de uma junta, em relação aos esforços de compressão, consiste basicamente em verificar as tensões de compressão na junta e verificar os elementos pré-moldados considerando as tensões de tração provenientes do comportamento de bloco parcialmente carregado.

Já as juntas sem argamassa podem ser empregadas somente em casos específicos, quando a tensão de contato for baixa, além de haver grande precisão de execução e montagem (Hanai et al., 2000).

O preenchimento com argamassa da região de ligação entre as vigas e a sua região de contato com as lajes pré-moldadas é uma prática usual que tem sido observada nas obras visitadas. Tal ligação está sujeita principalmente à transferência das forças de compressão, que podem ser acompanhadas pelos esforços de cisalhamento. Assim, a deformabilidade relativa da argamassa da junta, em relação à do concreto do elemento pré-moldado, governa o sistema de transferência das forças de compressão. Isso porque, a argamassa, apresenta módulo de elasticidade inferior ao do concreto dos elementos pré-moldados, deformando-se conforme o ilustrado na Figura 2-21, gerando tensões de cisalhamento.

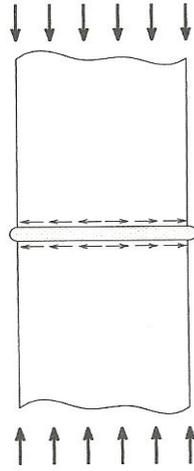


Figura 2-21- Tensões de cisalhamento devido ao módulo de elasticidade da argamassa ser menor que o do concreto.
El Debs (2000).

2.3.4 APARELHOS DE APOIO DE ELASTÔMERO

A utilização dos aparelhos de apoio de elastômero como material de amortecimento nas ligações apresenta grandes vantagens. Promovendo uma distribuição mais uniforme das tensões de contato, esses aparelhos também permitem movimentos de translação e rotação. O material mais comumente utilizado nas ligações entre elementos de concreto pré-moldado é o policloropreno, comercializado como Neoprene. Suas vantagens são inúmeras enquanto suas desvantagens ficam por conta de seu ainda elevado custo e necessidade de manutenção periódica (Siqueira, 2007).

A análise das tensões e deformações do Neoprene não é simples, principalmente em função de sua grande deformabilidade (seu módulo de elasticidade transversal é da ordem de 10^{-4} vezes o do concreto) o que gera deslocamentos da mesma ordem de grandeza das dimensões iniciais. A geometria da almofada tem uma influência direta no comportamento global da ligação. Aumentando a área do apoio, aumenta-se o atrito na interface da ligação.

No dimensionamento desse tipo de aparelho de apoio as ações não são fatoradas, sendo usados seus valores característicos. Deve-se, no entanto, realizar uma diferenciação entre ações de curta (vento, frenagem, etc.) e de longa duração (fluência, cargas permanentes, etc.). Esse dimensionamento consiste basicamente na determinação das dimensões em planta do comprimento, largura e espessura da almofada de elastômero, conforme mostrado na Figura 2-22. Estas dimensões são função da tensão de compressão suportada com uma área A tal que:

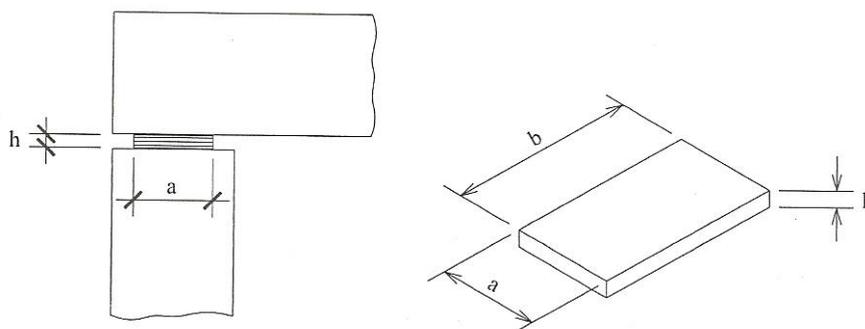


Figura 2-22- Dimensões das almofadas de elastômeros. El Debs (2000).

$$A = ab \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{adm}} \quad (2.2)$$

Sendo :

- N_{max} – Máxima força normal de compressão;
- a e b – Dimensões conforme Figura 5.16;
- σ_{adm} – Tensão admissível, valor de 7 MPa para elastômero simples.

Em geral o valor de b é fixado pela largura da viga, sendo então determinado o valor de a . Já a espessura da camada (h) é estimada com:

$$h = 2a_{h,lon} \quad (2.3)$$

- $a_{h,lon}$ – deslocamento horizontal devido às ações de longa duração (fluência, retração, etc.).

2.3.5 CHUMBADORES SUJEITOS À FORÇA TRANSVERSAL

A análise dos chumbadores sujeitos à ação transversal se baseia na disposição de forças mostrada na Figura 2-23. Seu cálculo se dá em função da força de ruptura do aço, sendo esta obtida com base em ensaios experimentais para dois casos: sem proteção de borda e com proteção de borda. Essa proteção de borda faz referência ao confinamento do chumbador na peça. Sem proteção de borda seria sem confinamento e com proteção de borda, com confinamento.

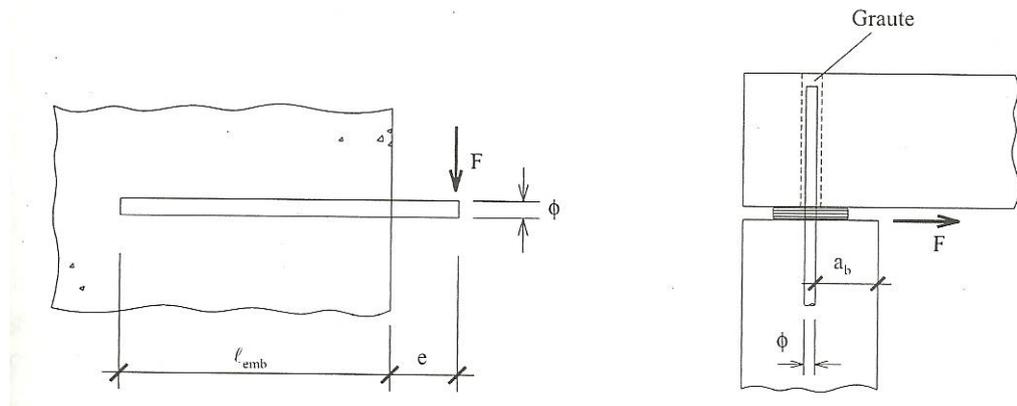


Figura 2-23- Exemplos de chumbadores sujeitos à ação vertical com confinamento. El Debs (2000).

- **Sem proteção na borda**

$$F_{rup} = 1,27(\sqrt{1 - 1,69 \epsilon^2} - 1,3 \epsilon) \Phi^2 \sqrt{f_{ck} f_{yk}} \quad (2.4)$$

em que

- F_{rup} – Força de ruptura do aço;
- $\epsilon = 2,86 \frac{e f_{ck}}{\Phi f_{yk}}$;
- f_{ck} – Resistência característica do concreto;
- f_{yk} – Resistência característica do aço à tração.
- Φ e e – Indicados na figura 2-23.

sendo que, caso e tenda a zero, resulta:

$$F_{rup} = 1,27 \Phi^2 \sqrt{f_{ck} f_{yk}} \quad (2.5)$$

- **Com proteção na borda**

$$F_{rup} = 2,44 \Phi^2 \sqrt{f_{ck} f_{yk}} \quad (2.6)$$

Essas expressões foram obtidas de Leonhardt & Mönning (1978) levando em conta a relação de resistências medidas em corpos de prova prismáticos e cilíndricos. Existe ainda a indicação para que a força de serviço seja de 1/5 da força de ruptura avaliada nesses ensaios.

2.3.6 CÁLICE

As superfícies das paredes dos elementos a serem unidos são inicialmente classificadas em lisas ou rugosas. Seguindo o disposto na ABNT NBR 9062 (2006), as características das paredes internas do encaixe devem ter ao menos a mesma característica superficial que a do pilar. Assim, para superfícies de contato lisas, o comprimento de embutimento (L_{emb}) do pilar na fundação é dado por:

$$\begin{aligned} L_{emb} &\geq 1,5h \text{ para } \frac{M_k}{N_k h} \leq 0,15 \\ L_{emb} &\geq 2,0h \text{ para } \frac{M_k}{N_k h} \geq 2,00 \\ L_{emb} &\geq 40 \text{ cm} \end{aligned} \quad (2.7)$$

- M_k é o momento no pilar;
- N_k é a força normal no pilar;

- h é a dimensão paralela ao plano de ação do momento M_k ;
- Observar que, para valores intermediários de $M_k/N_k h$, interpola-se linearmente para encontrar valores de L_{emb} ;
- Para superfícies de contato com rugosidade mínima de 1 cm em 10 cm tanto no pilar quanto no cálice, os valores calculados em (2.7) podem ser multiplicados por 0,8;
- Para o caso de tração no pilar deve-se seguir a mesma metodologia para determinação de L_{emb} multiplicando o resultado por 1,15;
- Destaca-se ainda que os valores indicados são, em geral, inferiores aos da referência Leonhardt & Monnig (1978): $1,68h$ e $2,8h$ no caso de paredes lisas.

Para melhor consolidação da ligação produzida com o preenchimento dos vazios de encaixe com concreto, é recomendável o uso de ranhuras no colarinho, tanto no pilar quanto no bloco. Com isso, segundo recomendações do Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto (2007), os comprimentos de embutimento de pilares de paredes rugosas passam a ser:

$$\begin{aligned}
 L_{emb} &\geq 1,2h \text{ para } \frac{M_k}{N_k h} \leq 0,15 \\
 L_{emb} &\geq 1,6h \text{ para } \frac{M_k}{N_k h} \geq 2,00 \\
 L_{emb} &\geq 40 \text{ cm}
 \end{aligned}
 \tag{2.8}$$

- Destaca-se ainda que os valores indicados são, em geral, inferiores aos da referência Leonhardt & Monnig (1978): $1,2h$ e $2,0h$ no caso de paredes rugosas.

Quando um momento M_{sd} e força horizontal H_{sd} atuam no elemento de fundação com cálice, permite-se o cálculo deste como um consolo que está ligado à parte inferior do elemento, considerando ainda a atuação de uma força H_{od} distante a da face superior da fundação (Figura 2-24), seguindo recomendações de dimensionamento da ABNT NBR 9062 (2006):

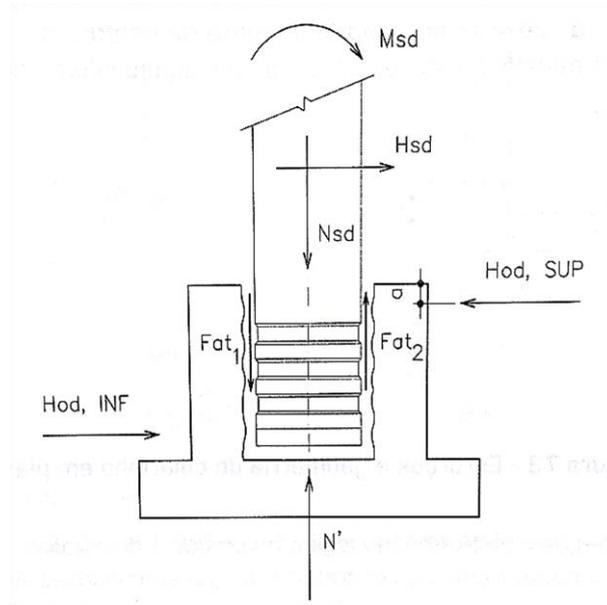


Figura 2-24- Esquema de esforços de um cálice. Manual Munte (2007).

$$\begin{aligned} \text{Interface lisa: } H_{od,SUP} &= \frac{M_d}{0,67L_{emb}} + 1,25H_{sd}; a = h_1 - 0,167L_{emb} \\ \text{Interface rugosa: } H_{od,SUP} &= \frac{M_d}{0,85L_{emb}} + 1,2H_{sd}; a = h_1 - 0,15L_{emb} \end{aligned} \quad (2.9)$$

A dimensão h_1 está indicada na Figura 2-25:

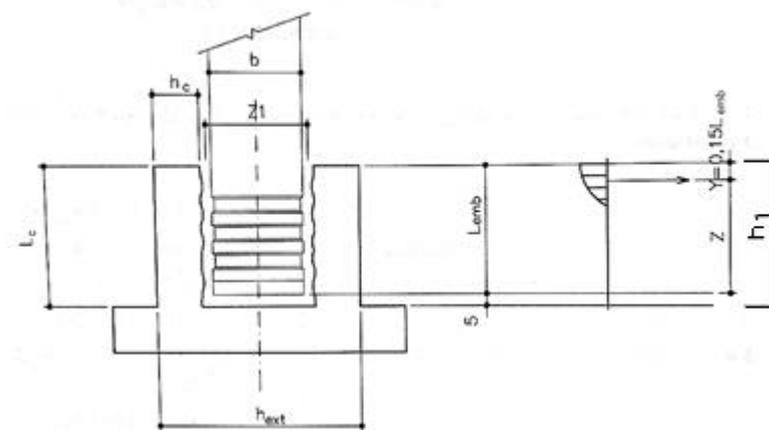


Figura 2-25- Detalhes geométricos de um cálice. Manual Munte (2007).

- Quando as paredes da interface entre o pilar e o cálice tiverem rugosidade mínima de 1cm em 10cm, o elemento de fundação é calculado como sendo monolítico, podendo ser

considerada a força de atrito de 90% da resultante combinada de N_d e M_d/Z_1 aplicada na distância média entre o cálice e o pilar;

- Quando as paredes da interface forem lisas, permite-se considerar o valor de $0,7N_d$ transmitida pela interface, desde que exista armadura de suspensão $A_s = 0,7N_d/f_{yd}$.

A reação vertical F_{vd} , representada na Figura 2-26, é calculada por:

$$F_{vd} = \frac{\frac{H_{od}}{2} (L_c - Y)}{0,85h_{ext} - \frac{h_c}{2}} + F_{at} \quad (2.10)$$

$$F_{at} \geq 0$$

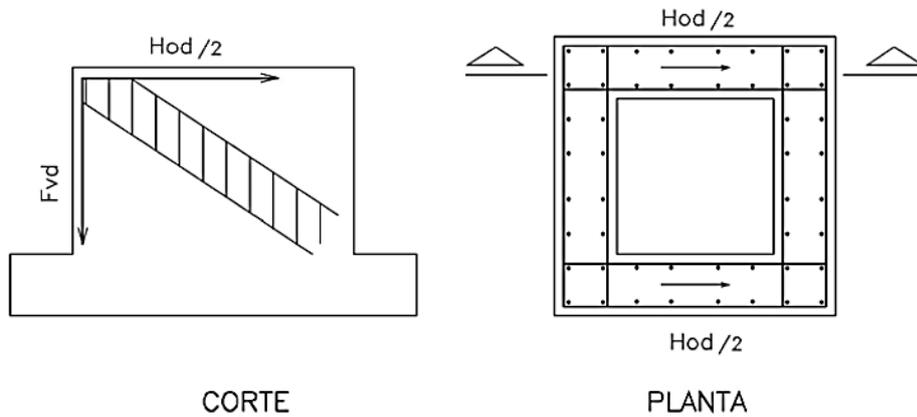


Figura 2-26- Corte e planta de um cálice. NBR 9062 (2006).

As dimensões L_c , Y , h_{ext} e h_c estão representadas na Figura 2-25. Já a Figura 2-27 a seguir esquematiza os esforços do cálice em planta e associa a parede 1 a uma viga engastada em suas extremidades com momentos positivo e negativo de $pl^2/18$, ao considerar a plastificação do momento engastado. Uma armadura horizontal A_{sl} é calculada para estes esforços considerando que a carga é aplicada ao longo de uma altura de $0,3L_{emb}$. A força H_{od} é transmitida para as paredes 3 e 4 através de um tirante horizontal, com armadura A_{shp} :

$$A_{shp} = \frac{H_{od}}{2f_{yd}} \quad (2.11)$$

$$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$$

Pelo fato de as armaduras A_{sl} e A_{shp} estarem na mesma posição (Figura 2-28), adota-se a maior entre elas.

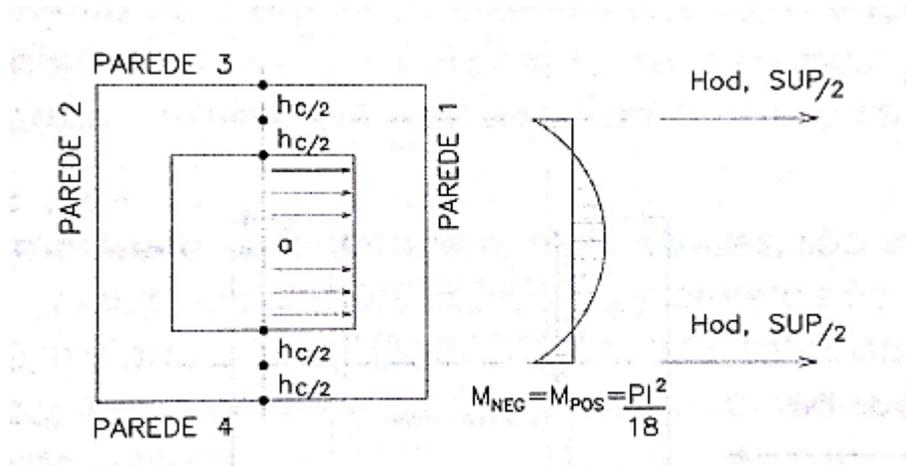


Figura 2-27- Esforços nas paredes de um cálice. Manual Munte (2007).

A armadura vertical A_{svp} para resistir à tração transmitida pela força de atrito, indicada na Figura 2-28, deve ser distribuída nas extremidades das paredes 1 e 2 em uma largura de $1,5h_c$ e é calculada da seguinte forma:

$$A_{svp} = \frac{F_{vd}}{f_{yd}} \geq 0,15h_cL_c \quad (2.12)$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

As armaduras das malhas vertical A_{sv} e horizontal A_{sh} , indicadas F são calculadas da seguinte forma, para $F_{at} > 0$:

$$A_{sh} = A_{sv} = \frac{0,7F_{at}}{f_{yd}} \geq 0,25A_{svp} \quad (2.13)$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Deve ser realizado o cálculo nas duas direções e sempre usar a maior armadura de modo a torná-la toda simétrica (Manual Munte, 2007).

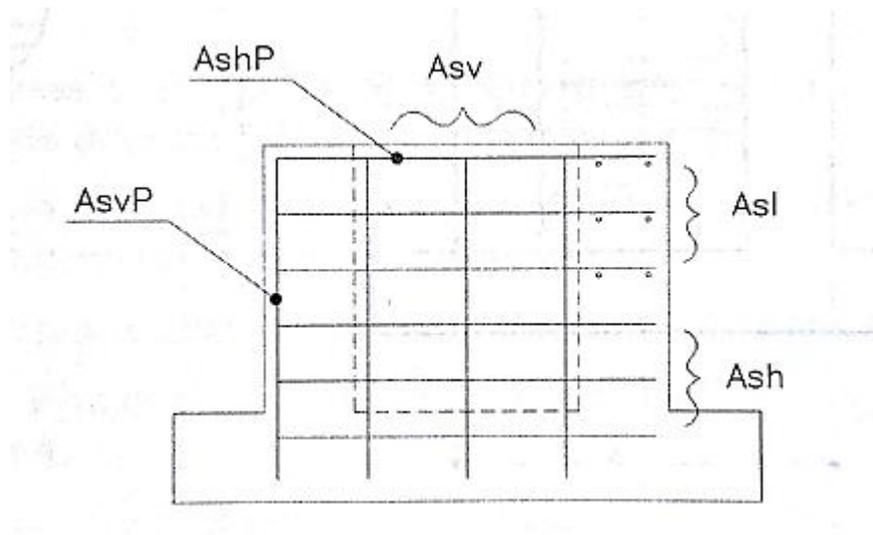


Figura 2-28- Esquema de armadura de um cálice. Manual Munte (2007).

A parte inferior do elemento de fundação deve ser verificada a punção para:

- Peso próprio do pilar antes de ser efetuada a ligação entre pilar e bloco;
- N_d se a interface for lisa e não houver armadura de suspensão mínima;
- $0,3N_d$ se a interface for lisa e houver armadura de suspensão mínima;
- $0,1N_d$ se a interface tiver rugosidade mínima de 1cm em 10cm.

Observa-se a inserção do pilar no bloco de fundação (Figura 2-29). Conforme indicado pelo construtor, nesse caso foram trazidos da fábrica blocos pré-moldados com nichos suficientemente grandes para comportar o pilar com ranhuras de base. Após o pilar ser corretamente encaixado e apurado no nicho, o restante do espaço é preenchido por graute, promovendo o engastamento do pilar na fundação, com grande rigidez e transmissão de esforços como demonstrado no dimensionamento do cálice.

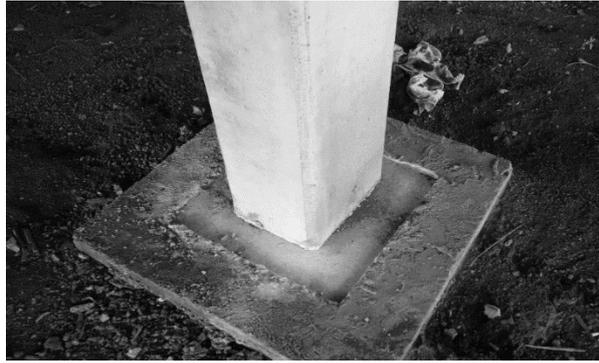


Figura 2-29- Inserção do pilar no bloco de fundação (Galpão Multiuso – Brasília).

2.3.7 CONSOLO

Os consolos são classificados e calculados de acordo com a relação a/d (Figura 2-30), onde a é a distância do ponto de aplicação da força até a face do pilar e d é a altura útil do consolo.

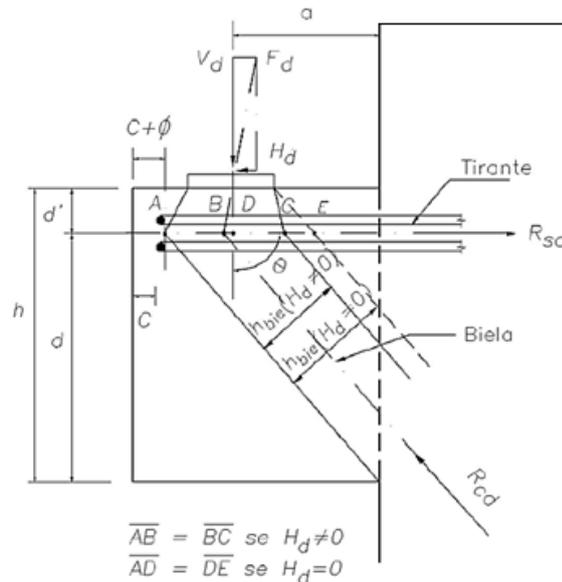


Figura 2-30 - Esquema de esforços e armação de um consolo curto. NBR 9062 (2006), modificado.

Seguindo disposições construtivas dispostas na ABNT NBR 9062 (2006), também utilizadas na referência El Debs (2000):

- $\frac{a}{d} \leq 0,5$: Consolos muito curtos, cálculo com modelo de atrito-cisalhamento;
- $0,5 < \frac{a}{d} \leq 1,0$: Consolos curtos, cálculo com modelo de biela e tirante;
- $1,0 < \frac{a}{d} \leq 2,0$: Consolos longos, cálculo como viga, segundo ABNT NBR 6118 (2014);
- Aqui as análises serão limitadas aos dois primeiros tipos de consolos.

O modelo de atrito-cisalhamento utilizado no embasamento teórico em consolos muito curtos supõe que ocorra uma ruptura por cisalhamento na interface consolo-pilar. Admite-se também que, através de fissuras, ocorra inicialmente um deslocamento relativo vertical entre consolo e pilar e, como a superfície é irregular, ocorre, por consequência, um deslocamento relativo, que ocasiona solicitações normais de tração na armadura distribuída, que atravessa a interface, e de compressão no concreto (Figura 2-31).

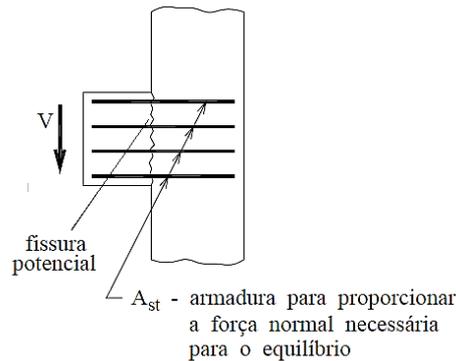


Figura 2-31- Esquema de esforços e armação de um consolo muito curto. Fernandes (2005).

A verificação do esmagamento do concreto é feita em termos da tensão de cisalhamento τ_{wd} :

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq \tau_{wu} \leq \begin{cases} 3,0 + 0,9\rho f_{yd} \\ 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} \\ 8 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.14)$$

- A título de comparação, a referência El Debs (2000) apresenta o valor final de 6 MPa e não 8 MPa como sugerido na ABNT NBR 9062 (2006), valor este superior, refletindo uma maior confiança na qualidade dos projetos e materiais empregados.
- Sendo ρ a taxa geométrica de armadura do tirante, armadura dada por $A_{s,tir}$ e definida da seguinte forma:

$$A_{s,tir} = \frac{A_{sv}}{f_{yd}\mu} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (2.15)$$

Onde:

- $\mu = 1,4$ para concreto lançado monoliticamente;
- $\mu = 1,0$ para concreto lançado sobre concreto endurecido com rugosidade mínima de 0,5cm em 3cm;
- $\mu = 0,6$ para concreto lançado sobre concreto endurecido liso.
- f_{yd} – resistência de projeto do aço à tração ≤ 435 MPa

A armadura de costura deve ser distribuída em $2/3 d$, adjacente ao tirante, completando o restante com armadura mínima. Ela é dada por:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{cost} \geq 0,5 \left(\frac{A_{sv}}{d}\right) \quad (2.16)$$

- A_s é a área da armadura de costura;
- s é o espaçamento da armadura A_s ;
- A_{sv} é calculado como mostrado na Eq. 2.15;
- d é a altura útil do consolo.

Já o modelo teórico da biela e tirante utilizado para consolos curtos consiste na idealização do comportamento do concreto através de bielas (zonas comprimidas) e tirantes (zonas tracionadas). Estes elementos são interconectados e resultam na formação de uma treliça idealizada originalmente por Morsch (Figura 2-30).

A verificação da tensão de compressão na biela de concreto σ_{cd} é feita da seguinte forma:

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cd}}{0,2bd} = \frac{V_d}{0,18bd} \sqrt{0,9^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2} \leq \begin{cases} f_{cd} & \text{para carga direta} \\ 0,85f_{cd} & \text{para carga indireta} \end{cases} \quad (2.17)$$

A armadura total do tirante $A_{s,tir}$ segundo a ABNT NBR 9062 (2006) é dada por:

$$A_{s,tir} = \frac{\overbrace{\left(0,1 + \frac{a}{d}\right) F_d}^{A_{sv}}}{f_{yd}} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (2.18)$$

Tal formulação, como indicado na própria referência, deve ser melhorada por aproximações sucessivas com verificações sobre o modelo matemático que a originou. Assim El Debs (2000) sugere o seguinte valor para a fórmula:

$$A_{s,tir} = \frac{V_d}{0,9f_{yd}} \frac{a}{d} + 1,2 \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (2.19)$$

A armadura de costura deve ser distribuída em $2/3 d$, adjacente ao tirante, e é dada por:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{cost} \geq 0,4 \left(\frac{A_{sv}}{d}\right) \quad (2.20)$$

Recomenda-se que a área de armadura para consolo muito curto, não seja menor que aquela calculada com a expressão para consolo curto.

Como consideração final fica o indicativo normativo de que a altura mínima do consolo na face oposta ao pilar não deve ser menor que a metade da altura do consolo no engastamento, menos o afastamento da almofada de apoio à borda externa, como mostrado na Figura 2-32.

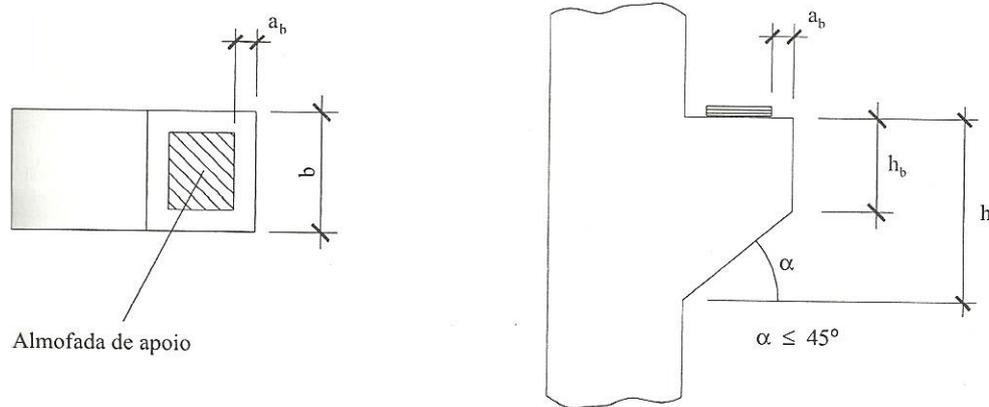


Figura 2-32- Altura mínima do consolo. El Debs (2000).

2.3.8 DENTE GERBER

A ABNT NBR 9062 (2006), permite-se assemelhar o dente Gerber de apoio a um consolo (Figura 2-33), complementando com o especificado pela ABNT NBR 6118 (2014).

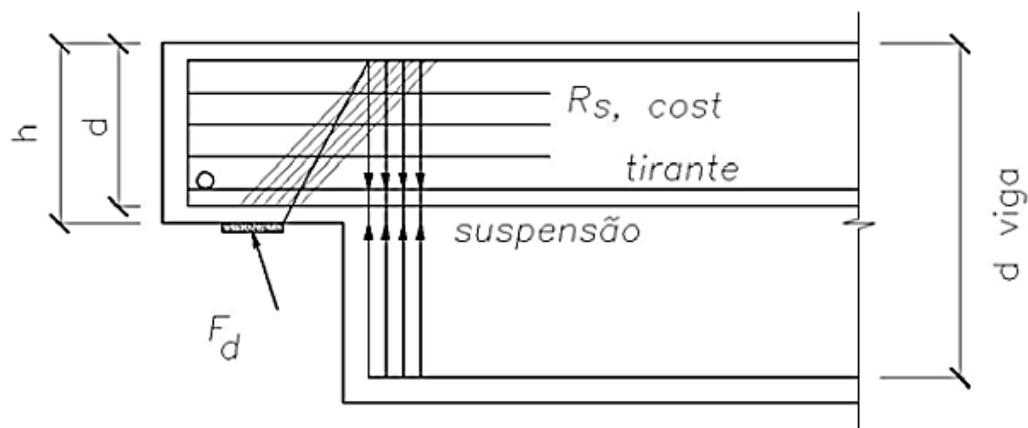


Figura 2-33- Esquema de esforços e armadura de um dente Gerber. NBR 9062 (2006).

Nos dentes Gerber ocorrem elevadas tensões de cisalhamento devida à redução da altura do elemento na região de apoio, com um mecanismo complexo de transferência de esforços e conseqüentemente elevada concentração de armadura. Daí, apesar da semelhança de abordagem do dente Gerber e do consolo, o apoio da biela de compressão, que sai da posição da força, é menos rígido se comparado com o do consolo. Assim, para uma primeira aproximação, o comportamento dos dentes pode ser considerado, como o dos consolos somado à parte de transferência dos esforços nas proximidades da extremidade da viga.

As possibilidades de ruína, segundo a análise experimental, são basicamente aquelas do consolo mais aquelas na extremidade da viga. Os tipos de ruptura na extremidade da viga são a fissura que sai do canto reentrante e a fissura que sai do canto inferior, causada por falta ou

deficiência de ancoragem das armaduras que chegam no canto inferior. Essas situações são representadas respectivamente pelos casos a e b da Figura 2-34.

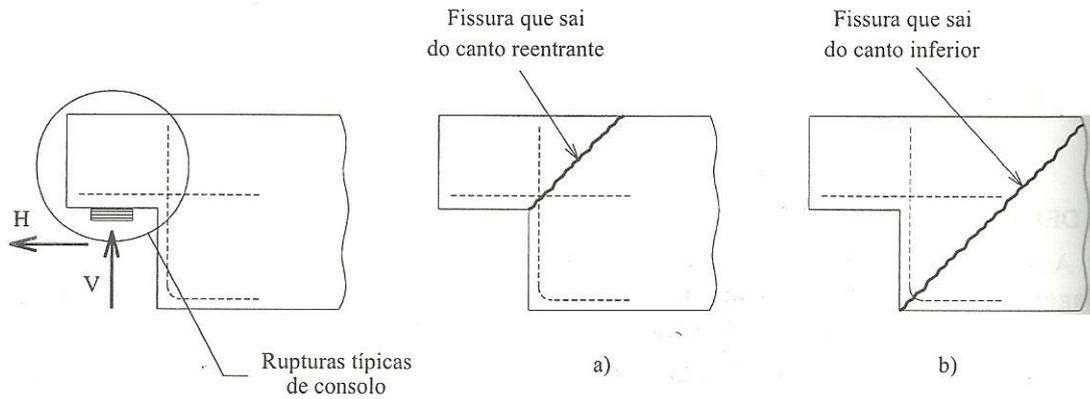


Figura 2-34- Formas de ruptura nos dentes de concreto. El Debs (2000).

Assim, a inclinação dessas fissuras depende da relação entre a altura do consolo (h_c) e altura da viga (h). Quanto menor for a relação h_c/h , mais horizontais serão as fissuras. Daí a utilização de chanfros nos cantos reentrantes, responsável pelo retardamento da fissuração como um todo e evitando a formação da fissura principal que sai do canto. Tais situações são exemplificadas na Figura 2-35.



Figura 2-35- Relação h_c/h no comportamento do dente de concreto. Leonhardt (1978).

Existem assim, segundo El Debs (2000), duas situações básicas de disposição de armadura. Estas estão ligadas às formas de transmissão dos esforços nos dentes Gerber e podem ser visualizadas na Figura 2-36.

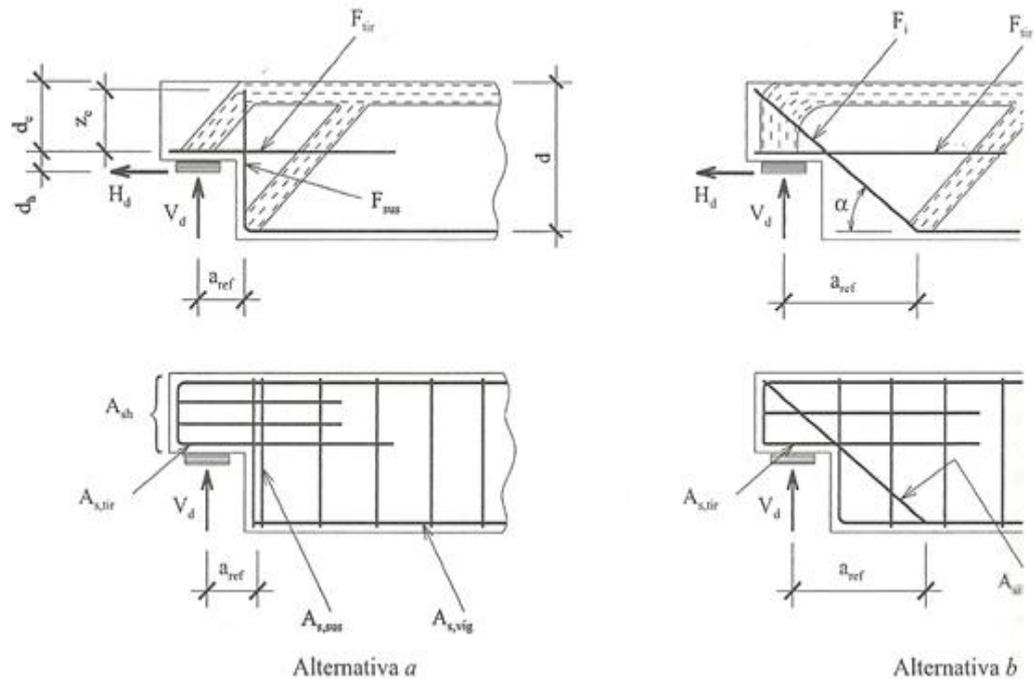


Figura 2-36- Esquema de transmissão das Forças e da armadura nos dentes de concreto. El Debs (2000).

a) Disposição da armadura tipo a

- A verificação do concreto se dá como para o consolo, havendo uma limitação da tensão de compressão da biela em $0,85.f_{cd}$, o que equivale, considerando a formulação que apresentamos para o consolo muito curto, a $\tau_{wu}=0,149.f_{cd}$;
- As áreas das armaduras principais são então calculadas:

$$A_{s,sus} = \frac{V_d}{f_{yd}} \quad (2.21)$$

- $A_{s,tir}$ = cálculo como consolo.

b) Disposição da armadura tipo b

- A verificação da tensão no concreto pode ser realizada como no consolo, com a consideração de aplicação indireta da força, multiplicando-se as equações para consolo já apresentadas por um fator de 0,85;

- As áreas das armaduras principais são então calculadas:

$$A_{si} = \frac{V_d}{\text{sen}\alpha f_{yd}} \quad (2.22)$$

$$A_{s,tir} = \frac{F_{tir}}{f_{yd}} \quad (2.23)$$

- Fazendo $z_c = 0,85.d_c$ e $d_h = 0,2.d_c$, tem-se

$$F_{tir} = 0,3 \frac{V_d d a_{ref}}{d_c^2} + 1,2 H_d \quad (2.24)$$

Segundo Rangel (2010), são necessários estribos no dente com uma área de aço correspondente a 20% da área de aço do tirante distribuídos em um comprimento igual a $2a$, sendo a a distância entre o ponto de aplicação de F_d e a face interna do dente Gerber, além de armadura de costura com um valor de 40% da área de aço do tirante. Deve existir armadura de suspensão A_{ssus} capaz de resistir à totalidade das cargas verticais F_d aplicadas no dente (Figura 2-37) e deve ser distribuída em uma faixa de $d/4$ na extremidade da viga:

$$A_{ssus} = \frac{F_d}{f_{yd}} \quad (2.25)$$

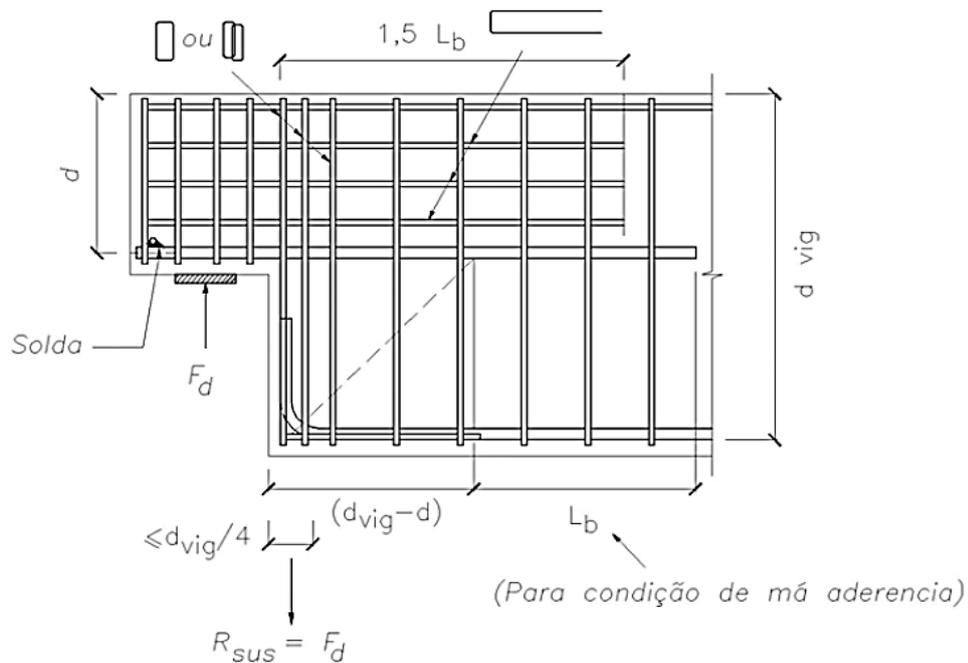


Figura 2-37- Esquema de armações de um dente Gerber. NBR 9062 (2006).

2.3.9 LIGAÇÃO VIGA LAJE PRÉ-MOLDADA

Nos modelos mais comuns, a laje alveolar pré-fabricada pode ser aproximada a um grande plano rígido que se desloca como um todo, funcionando como um diafragma. Como o seu apoio sobre a viga ocorre em grandes áreas, há bastante atuação de forças de atrito, o que torna a aproximação aceitável. Assim, acaba-se por não haver discretização da laje, que, atuando como um pano rígido sem deslocamento relativo em relação à viga, tem sua ligação com a viga dimensionada em função da distribuição dos esforços atuantes no ponto de contato entre os elementos.

As ligações entre as lajes pré-moldadas e as vigas podem ser analisadas e dimensionadas como consolos. A diferença agora é o comprimento longitudinal da peça que será maior. Mais uma vez porém as peças serão classificadas e calculadas de acordo com a relação a/d , onde a é a distância do ponto de aplicação da força até a face da viga e d é a altura útil do consolo, seguindo disposições construtivas dispostas na ABNT NBR 9062 (2006).

Foi observado, em geral, o uso de vigas com consolos curtos, havendo indicação na referência Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto (2007), apoio mínimo das lajes alveolares sobre as vigas de:

- Laje de 20 cm – apoio ≥ 10 cm;

- Laje de 25,5 e 26,5 cm – apoio ≥ 10 cm;
- Laje de 29,5 cm – apoio ≥ 13 cm.
- O apoio das lajes sobre as vigas deve ser realizado sem Neoprene, com junta seca.

Seguindo a mesma nomenclatura adotada na seção 5.3.6, a verificação da tensão de compressão na biela de concreto σ_{cd} é feita da seguinte forma:

$$\sigma_{cd} = \frac{R_{cd}}{0,2bd} = \frac{V_d}{0,18bd} \sqrt{0,9^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2} \leq \begin{cases} f_{cd} \text{ para carga direta} \\ 0,85f_{cd} \text{ para carga indireta} \end{cases} \quad (2.26)$$

A armadura total do tirante $A_{s,tir}$ é dada por:

$$A_{s,tir} = \frac{\overbrace{\left(0,1 + \frac{a}{d}\right) F_d}^{A_{sv}}}{f_{yd}} + \frac{H_d}{f_{yd}} \quad (2.27)$$

A armadura de costura deve ser distribuída em $2/3 d$, adjacente ao tirante, e é dada por:

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{cost} \geq 0,4 \left(\frac{A_{sv}}{d}\right) \quad (2.28)$$

Uma importante observação deve ser feita quanto à ancoragem das barras do tirante para consolos muito largos, onde estas barras podem ser dobradas para baixo. Segundo a NBR 9062 (2006) isso é permitido para l , largura do consolo, quatro vezes maior que o comprimento b do consolo. Ainda assim esse esquema só se aplica para as situações em que não houver forças horizontais de grande magnitude, para evitar o lascamento das extremidades do consolo, como pode ser visto na Figura 2-38.

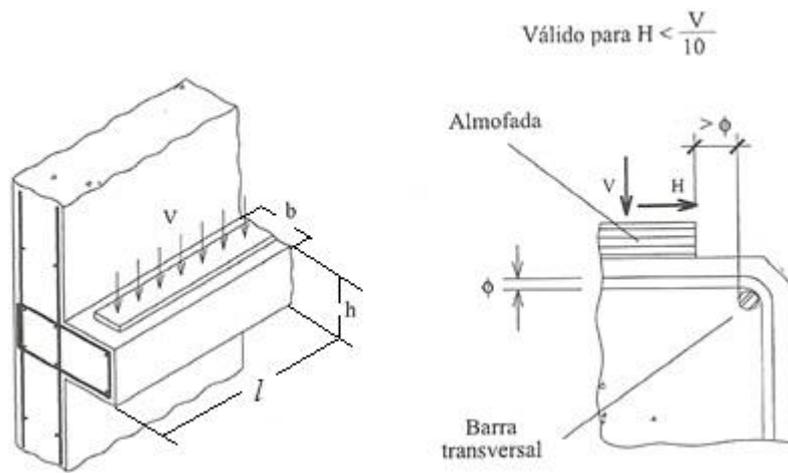


Figura 2-38- Ancoragem da armadura do tirante dobrando a armadura para baixo em uma ligação viga laje. El Debs (2000), modificado.

3. ESTUDO DE CASO COM DIMENSIONAMENTO

Como passo seguinte para continuidade do projeto, será realizado o estudo de uma edificação com emprego de peças pré-moldadas de concreto. Esta edificação já se encontra em fase de construção. Para análise da edificação foram obtidos os parâmetros e dados base utilizados para seu dimensionamento estrutural. Foram também obtidas as medidas finais adotadas para construção de cada um dos elementos estruturais de ligação estudados. Suas premissas de cálculo e os aspectos arquitetônicos que influenciaram no dimensionamento foram analisados. A partir daí um novo dimensionamento independente foi então realizado com base na teoria normativa estudada. Assim, esforços e solicitações típicos desse tipo de estrutura, bem como as particularidades da obra analisada, permitiram um dimensionamento detalhado das ligações das peças em concreto pré-moldado utilizadas. Assim, o resultado final foi a comparação dos resultados obtidos com os valores efetivamente empregados na construção.

Para automatizar e sistematizar os principais cálculos realizados, planilhas eletrônicas foram montadas e calibradas com base nos dados de entrada obtidos pelo acompanhamento da obra. As dimensões e taxas de armadura apresentadas pelas planilhas eletrônicas foram então comparadas àquelas efetivamente utilizadas na obra dentro de um projeto elaborado por uma empresa já inserida no mercado. Busca-se com isso uma validação prática da teoria desenvolvida ao longo do trabalho. Tenta-se também descobrir possíveis discrepâncias entre um dimensionamento totalmente baseado nas normativas técnicas consultadas daquele aplicado por uma empresa que busca um posicionamento competitivo de mercado.

3.1 APRESENTAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A obra escolhida para acompanhamento e elaboração do trabalho foi a construção do Centro de Tecnologia e Logística Astros, do Exército Brasileiro. Este está localizado no 6º Grupamento de Mísseis e Foguetes (GMF), dentro do Forte Santa Bárbara, na cidade goiana de Formosa. O Campo de Instrução de Formosa do 6º GMF, com sua área de quase 1200 km², é a maior área para exercícios de tiro de artilharia e foguetes que o Exército Brasileiro possui, segundo dados da Agência de Notícias do Exército Brasileiro (Agência de Notícias do Exército Brasileiro, 2014).

3.1.1 LOCALIZAÇÃO E FUNÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A função dessa nova edificação que está sendo erguida será a de servir como base para o desenvolvimento do sistema Astros 2020. Astros é a sigla em inglês para sistema de foguetes de artilharia para saturação de área, e o número 2020 faz referência ao ano no qual esperasse que o sistema esteja em plena operação. O sistema ASTROS 2020 foi desenvolvido em parceria com a empresa AVIBRAS e deve possibilitar a realização de lançamento, partindo da plataforma da viatura lançadora múltipla universal, versão MK-6, de vários modelos de foguetes e também de míssil táctico de cruzeiro, conforme mostrado na Figura 3-1.



Figura 3-1 - Viatura lançadora múltipla universal que utilizará a construção como ponto de manutenção e garagem.

(Foto cedida pelo 6º GMF)

Assim, esse novo prédio abrigará toda a área de desenvolvimento do programa ASTROS, tendo alojamentos para os profissionais envolvidos, salas de estudo, auditório, salas de trabalho, refeitórios, garagem de manutenção dos veículos e demais áreas afins. A Figura 3-2 ilustra a disposição do prédio no interior do complexo militar e sua localização em relação ao perímetro urbano, enquanto a Figura 3-3 mostra o layout geral do canteiro de obras da futura edificação.



Figura 3-2- Localização do 6º Grupamento de Mísseis e Foguetes em relação ao perímetro urbano da cidade de Formosa. (Imagem cedida pela Vento Sul Engenharia).



Figura 3-3 - Fotografia aérea do canteiro de obras mostrando o layout das construções. (Foto cedida pela Vento Sul Engenharia).

Posicionada em uma das extremidades do complexo militar, a construção do centro de logística se deu dentro do âmbito do PAC, Programa de Aceleração do Crescimento, do Governo Federal. Devido a problemas relacionados a recursos financeiros do programa, no entanto, a obra foi suspensa apenas 2 meses depois de seu início, no ano de 2014. Após cerca de oito meses completamente paralisada, nova leva de recursos foi disponibilizada, permitindo a retomada da obra. Como já havia ocorrido grande atraso em relação ao cronograma original da obra, com o intuito de acelerar seu andamento, algumas alterações de projeto e concepção da obra foram então feitas.

A mais importante das alterações realizadas foi a reelaboração da metodologia construtiva da obra. Inicialmente concebida como moldada no local com métodos construtivos bastante

tradicionais, uso de alvenarias cerâmicas de vedação e elementos estruturais em concreto armado também moldados no local, a obra foi repensada para utilização de pré-moldados de concreto armado. Assim, adaptações foram feitas, compatibilizando-se o projeto original com o novo projeto executivo, este, por sua vez, levando em conta o uso de pré-moldados de concreto armado. Como foi posteriormente verificado, a compatibilização de projetos não foi completa, existindo alguns problemas conceituais e de integração dos projetos, o que exigiu a realização de concretagens in loco de alguns elementos da obra em detrimento do uso de pré-moldados.

Os pontos de maior problemática nessa integração e adaptação de projetos que merecem citação foram: fundações de toda a estrutura e a questão dos pilares da região dos elevadores. Os pilares, inicialmente dimensionados pensando-se a obra como moldada no local, foram projetados com pequena seção. Como se trata de uma dimensão muito reduzida e bem particular à obra, não há justificativa comercial para fabricação dessas peças pela fábrica de pré-moldados, o que exigirá a concretagem in loco destes elementos estruturais. Já no caso das fundações, foi realizado um novo projeto com elevação do volume de concreto utilizado para suportar a carga dos elementos da estrutura pré-moldada, que ficou ligeiramente mais elevada em comparação à estrutura original. A nova solução de fundação aplicada ao projeto foram blocos de fundação sobre estacas escavadas. Cada um desses blocos utilizou ainda cálices com colarinho para inserção dos pilares.

3.1.2 DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A construção em si pode ser generalizada como uma construção em pré-moldados de concreto que faz uso da metodologia construtiva aporticada estudada, com emprego de lajes, vigas e pilares. Em cada uma dessas partes da construção é verificada a presença dos elementos de ligação abordados, desde consolos de concreto e dentes Gerber até a ligação das lajes nas vigas e a ligação dos pilares com as estruturas de fundação por meio de cálices com colarinho.

O levantamento das peças utilizadas na construção da edificação mostra que as lajes são todas pré-moldadas e protendidas, possuindo ainda contra-flecha como é visível na Figura 3-4.



Figura 3-4 - Armazenamento em canteiro das lajes alveolares pré-moldadas com contra-flecha. (Foto do autor)

As vigas, por sua vez, são pré-moldadas com dentes Gerber e furos para fixação do chumbamento por meio dos pinos metálicos. Já os pilares possuem os consolos com pinos para inserção nos dentes Gerber. Elementos típicos utilizados na obra são exemplificados na Figura 3-5 a seguir. É também bastante interessante observar como a figura é capaz de exemplificar a relação de interação de maneira geral entre cada um dos elementos componentes do pórtico estrutural que forma a edificação.



Figura 3-5 - Disposição geral dos elementos na obra. Pilares com consolos, pinos e apoios de elastômero. Lajes apoiadas nas vigas e vigas com dentes Gerber apoiadas nos pilares. (Foto do autor)

Finalmente, analisando a ligação viga pilar de forma mais específica, observa-se que a ligação das vigas nos pilares por meio dos consolos pode ser classificada como uma ligação rotulada. A Figura 3-6 a seguir demonstra esse conceito de rotulação com uso de almofadas de elastômero e vergalhão metálico que será então preenchido com graute para consolidação da ligação entre o pilar e a respectiva viga.



Figura 3-6 - Apoio do dente Gerber no consolo com pino e almofada de elastômero. (Foto do autor)

A construção é então dividida em dois blocos, como pode ser observado em seu projeto arquitetônico disponibilizado no ANEXO A. Os blocos são, por sua vez, fisicamente separados por

uma área de circulação de veículos com entrada e saída pelo mesmo portão. Este portão é referenciado como entrada principal de veículos do complexo. O bloco um, a partir de agora denominado Hangar, possui um pavimento além do térreo e é localizado à esquerda do observador que entra no complexo pelo portão principal.

Há ainda o segundo bloco localizado à direita do observador que adentre o prédio pelo portão principal e que é basicamente um bloco de garagem para caminhões com algumas áreas de apoio: sanitários, depósitos e arquivos, além de salas para o pessoal da área de transportes e para os motoristas. A partir de agora esse bloco será referido como Garagem. Nenhum dos blocos possui áreas de subsolo.

A Tabela 3-1 a seguir mostra o levantamento total dos diferentes tipos de elementos estruturais utilizados na construção. Eles foram agrupados em número total de tipologias dos elementos. Assim há 11 diferentes tipos de blocos de fundação no Hangar e 11 também na Garagem, 63 tipologias de pilares no Hangar e 20 na Garagem, e assim sucessivamente. Essa tipologia refere-se a diversos fatores como geometria, dimensões, posição dos consolos e qualquer outra característica singular do elemento que impeça seu agrupamento, tornando sua individualização necessária para encomenda da peça junto à fábrica de pré-moldados.

Tabela 3-1 - Quantitativo de Tipologias Estruturais

Quantitativo dos Diferentes Tipos de Elementos Estruturais		
	Hangar	Garagem
Fundações	11	11
Pilares	63	20
Vigas	65	13
Lajes	222	18

3.1.3 HANGAR

O Hangar é dividido em dois pavimentos. No primeiro andar, estão localizadas as salas de trabalho, alojamentos e auditório. No térreo estão a garagem de manutenção dos veículos, laboratório de elétrica e eletrônica, vestiários, e todas as áreas de mecânica para funcionamento do sistema ASTROS 2020.

A garagem principal de manutenção está em um grande pátio no centro do hangar, com área aproximada de 3550 m², possuindo pé direito bastante elevado. Aliás, todas as áreas de garagem e manutenção de veículos do hangar apresentam essa particularidade de um pé direito da ordem de 7 metros de altura já que os veículos lançadores, que fazem parte do sistema ASTROS, têm quase 4 metros de altura e possuem sua unidade lançadora dotada de pistões. Esses pistões promovem a elevação da unidade lançadora, tendo a função de permitir lançamento inclinado dos mísseis e foguetes, atingindo, quando elevadas, alturas da ordem de 6,5 m.

Assim, fazendo-se uma descrição geral do pavimento térreo do Hangar em função de um observador que entre pelo portão principal de entrada dos veículos e, olhando para a esquerda, siga a forma em U do prédio, este é composto por: garagem de pintura e de lanternagem, área de preparação para pintura e lanternagem, área de recreação e sanitários, depósitos de tintas e metais, áreas de escadas, depósitos de componentes eletrônicos, seção de eletrônica, seção de optometria, seção de elétrica e pneumática, biblioteca, sala de espera, sala de relações públicas, sala do servidor, hall principal de entrada de pedestres, sanitários e escadas, depósitos da AVIBRAS, capotaria, ferramental, usinagem, sala da subtenência, banheiros e alojamento da guarda, borracharia, seção de motores e sala de lavagem de peças. Finalmente, na última ponta do U, está a seção de hidráulica e de lubrificação.

Já o pavimento superior ou primeiro pavimento, abriga, seguindo a forma em U do prédio, os seguintes ambientes: auditório, áreas auxiliares como copa, vestiários e banheiros, salas de reunião, sala dos auxiliares, áreas administrativas como salas de processo e aquisição, salas de desenvolvimento de pesquisas, sala de computadores do sistema ASTROS, alojamentos, banheiros, salas de apoio, sala de logística e alguns banheiros e vestiários que são fisicamente divididos de acordo com a patente do oficial a utilizar a instalação.

Há ainda, no primeiro pavimento, áreas de varanda margeando a edificação em sua porção interna. Estas varandas permitem acesso ao público, exigindo, pelo projeto arquitetônico, que partes das vigas pré-moldadas ficassem em balanço. Esse detalhe do balanço da varanda constitui uma

observação importante no projeto já que representa uma diferenciação estrutural à monotonia das demais estruturas que constituem a construção. Como nas varandas existe parapeito, haverá a aplicação da carga permanente relativa ao carregamento dos parapeitos. Segundo a norma NBR 6120 (1980) a carga atuante, relativa à ação do parapeito, deve ter tanto uma componente vertical mínima de 2 kN/m como uma componente horizontal da ordem de 0,8 kN/m na altura relativa a cerca de 1,5m. Essas áreas de varanda estão voltadas para a garagem principal de manutenção dos veículos já descrita, sendo uma área de circulação importante por dar acesso aos diversos ambiente do primeiro pavimento. Todo o hangar é ainda coberto por cobertura em telhas metálicas.

Esse uso misto do prédio como área de garagem e manutenção de veículos, assim como área de alojamento, estudo e desenvolvimento dos sistemas, configura uma outra peculiaridade do projeto. Isso por que, para que o bom convívio dessas atividades tão distintas seja possível, um bom isolamento acústico é essencial. Também essencial é uma boa ventilação, muitas vezes por meio de equipamentos exaustores, já que há uma elevada concentração de gás carbônico que pode ser observada nos ambientes de garagem e manutenção dos veículos e que deve ser adequadamente retirada do ambiente interno.

3.1.4 GARAGEM

O segundo grande bloco construído constitui-se de uma área de garagem. Assim como foi realizado para o Hangar, a descrição dos ambientes dessa edificação pode ser feita a partir de um observador que, adentrando o complexo pelo portão principal para veículos e olhando para a direita, percorra a edificação em forma de U.

Inicialmente tem-se uma ampla área coberta de garagem para caminhões convencionais com carreta. Segue-se então uma instalação em pré-moldados e coberta por lajes pré-moldadas que serve como depósito externo, a partir de agora denominada ambiente 01. Ela está ao lado de uma ampla área de garagem coberta com quase 2000 m² de área com cobertura metálica que serve de abrigo para as viaturas lançadoras, que, a pesar de altas, possuem menor comprimento longitudinal.

Finalmente segue-se nova instalação em pré-moldados de concreto com cobertura por lajes pré-moldadas. Esta abriga sala dos motoristas, sala da seção dos transportes, sala de arquivos e sanitários. Tal construção em pré-moldados será, a partir de agora, denominada ambiente 02. O ambiente 02 é então sucedido por nova área de garagem, definindo uma simetria à edificação.

Constata-se assim que a edificação da Garagem possui um padrão de simetria construtiva bem explícito e do qual lançar-se-á mão para realização de um dimensionamento simplificado da

estrutura. O ambiente 02 foi escolhido. O objetivo final é confirmar a validade do modelo empregado. Como não há grandes diferenças especiais no uso das edificações, diferenças de carregamentos ou mesmo de métodos construtivos, basicamente em estrutura metálica e em pré-moldados de concreto armado, trata-se de um bom objeto inicial de análise.

A Figura 3-7 a seguir descreve o layout geral das duas edificações descritas, tanto a Garagem como o Hangar, mostrando ainda em destaque a posição dos ambientes 01 e 02 que compõem a Garagem.

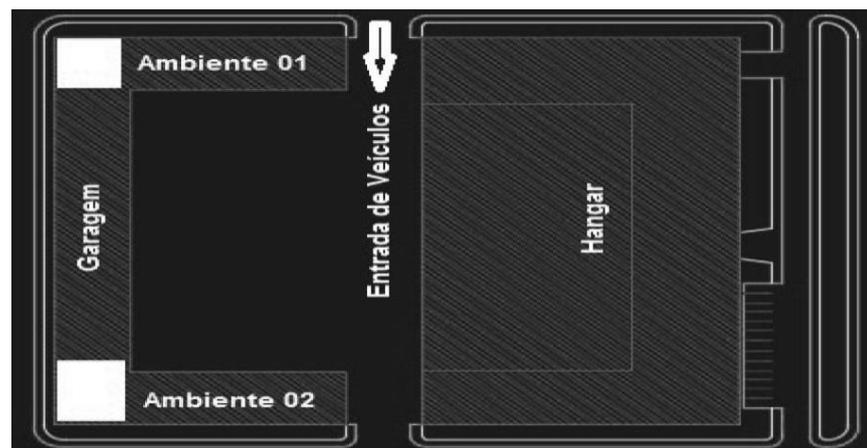


Figura 3-7 - Layout da edificação com destaque para os ambientes a serem analisados. (Desenho do autor)

3.2 PREMISSAS DE CÁLCULO

O dimensionamento estrutural dos elementos de ligação associados aos elementos pré-moldados utilizados na edificação da Garagem, ambiente 2, foi realizado seguindo-se as Normas NBR 6118 (2014), NBR 9062 (2006) e NBR 6120 (1980). Com base nos dados da arquitetura descritos nos projetos estruturais relativos a cada um dos prédios, e com as orientações do engenheiro calculista responsável pelo dimensionamento dos elementos estruturais, foram dimensionados os carregamentos aos quais esses elementos estruturais estariam sujeitos.

Uma das premissas de cálculo mais importantes estabelecidas foi a de que não há alterações em relação a um dimensionamento padrão segundo a norma NBR 6120 (1980) para os carregamentos aplicados à estrutura. Configura-se, portanto, um projeto bastante tradicional, com suas funções e utilizações totalmente convencionais e condizentes com o disposto normativo NBR 6120 (1980). Isso por que, a pesar de se destinar à manutenção e desenvolvimento de um sistema bastante peculiar e singular como é o caso de um sistema de lançadores de mísseis e foguetes, a estrutura em si da edificação não está sujeita a grandes esforços, constituindo-se em uma estrutura padrão de uso, o que tornou o dimensionamento dos seus elementos estruturais também ordinário.

São então descritas a seguir, as principais premissas de cálculo adotadas para a estrutura:

- Exigência relativa aos cobrimentos dos elementos estruturais, bem como a indicação de que deve ser adotado controle rigoroso de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas dos elementos durante a execução.
- Embora trate-se de uma edificação em geral voltada para manutenção de caminhões e veículos com altas taxas de combustão de seus motores e ampla liberação de gás carbônico, não foram observadas medidas específicas como a adoção de cobrimentos mais espessos para as peças das paredes dos ambientes de maior exposição a esse gás. Como se sabe o gás carbônico é um importante agente deletério ao concreto armado gerando, quando não propriamente evitado, patologias como a carbonatação e diminuição da vida útil das peças.
- Adoção dos coeficientes usuais de majoração de cargas e minoração das resistências.
- Atuação da rugosidade nos elementos de fundação com relação mínima de 1 cm de rugosidade a cada 10 cm de comprimento longitudinal da peça considerada.
- Definição da ação das cargas como sendo indiretas uma vez que as cargas acidentais superam as cargas permanentes atuantes nos elementos estruturais.

3.3 ELABORAÇÃO DAS PLANILHAS

Uma vez analisadas as exigências do projeto e suas particularidades, o dimensionamento teve início. O projeto em si, como constatado, seguiu um modelo de dimensionamento bastante tradicional, ficando por conta das elevadas cargas acidentais a principal observação a ser feita. As cargas acidentais atuantes sobre a laje são o dobro das cargas permanentes ao longo de toda a estrutura. A utilização de valores elevados de cargas acidentais seguiu uma premissa de aumento do coeficiente de segurança geral da estrutura. Segundo a NBR 6120 (1980), em suas tabelas de cargas acidentais e relação de pesos específicos de materiais para determinação de cargas permanentes, características para cada tipo de estrutura, cargas acidentais da ordem de 3 kN/m² são aplicadas em ambientes públicos e de grande circulação de pessoas, fato não observado nas estruturas que irão compor o ambiente 2 da Garagem.

Os diversos elementos estruturais foram então divididos e analisados, com suas características geométricas, de elevação e inclinação, conexão com os demais elementos e carregamentos aos quais estão submetidos. Como os modelos de cálculo seguem as normativas estudadas, o trabalho foi basicamente o de transferir as equações, e as diversas condições de verificação existentes na norma quanto à validade das equações, para as planilhas eletrônicas. Dessa forma o trabalho braçal de dimensionamento e verificação de conformidade com a norma fica sensivelmente reduzido. Conforme indicado pelas figuras do Anexo A, foram elaboradas planilhas relativas aos seguintes elementos: cálices de fundação, consolos – curtos e muito curtos - e dentes Gerber, com sua alternativa de armação estudada, Tipo A. Adicionalmente foi elaborada uma planilha para cálculo de vigas com o intuito de dar continuidade ao dimensionamento do elemento Dente Gerber, já que este nada mais é que uma continuação existente dentro do elemento estrutural da Viga. É muito importante a demonstração da forma de ligação e comunicação das armaduras dos elementos.

Vale lembrar ainda que, dentro de cada elemento de ligação foram identificados os tipos de materiais e técnicas utilizados para conexão entre eles. Os tipos de ligação observados: almofadas de Neoprene como o elastômero para ligação entre os consolos e os dentes Gerber, graute nos cálices de fundação para efetivação da ligação entre o pilar e a fundação e juntas secas na ligação entre as vigas e as lajes pré-moldadas. A utilização de graute como material de enchimento e para fixação dos pilares em sua posição final, após os ajustes de posicionamento com os encunhamentos de madeira, pode ser observada na Figura 3-8 a seguir.



Figura 3-8 - Pilar com inserção no cálice de fundação e preenchimento do espaço vazio com graute. Uso de cunhas de madeira para centralização do pilar até completo endurecimento do graute. (Foto do autor)

3.4 ENTRADA DE DADOS

As planilhas eletrônicas, que estão apresentadas no ANEXO B foram preparadas pensando-se na facilidade de utilização por parte do usuário. Assim, em cada uma das células há comentários pertinentes ao conteúdo das mesmas, bem como as fórmulas utilizadas para cada uma das células. Para que o leitor que não acompanhou desde o início a formulação e desenvolvimento das células e que não disponha de computador para acessar a formulação contida em cada uma das células, foi pensada essa solução de disponibilizar células explicativas.

A entrada de dados se dá com uso de células especificadas na cor azul. Fica, dessa forma, por conta do usuário a inserção dos dados relativos aos carregamentos aos quais a estrutura está submetida, dados relativos aos coeficientes de majoração e minoração, além das dimensões iniciais estimadas para os elementos de ligação sob análise. Células em amarelo indicam a entrada de dados pelo usuário levando-se em conta, porém, valores previamente calculados. Tal prática poderia mostrar-se arriscada quanto à possibilidade de erros comuns quando se deixa a inserção de dados totalmente por conta do operador. Foram então elaboradas uma série de verificações para cada uma dessas células que apresentarão a cor verde em caso de compatibilidade do resultado ou vermelha, que podem tanto indicar uma necessidade de modificação de valores por parte do usuário quanto indicar a necessidade de cálculo de alguns elementos adicionais. Como foram quatro diferentes elementos a serem dimensionados, contando ainda com os subtipos de alguns desses elementos, há particularidades para o dimensionamento de cada um deles. A Figura 3-9 a seguir auxiliará o leitor no entendimento das células existentes nas planilhas e sua forma de funcionamento. Além disso uma explicação detalhada da utilização de cada uma das planilhas será realizada nos subitens a seguir.

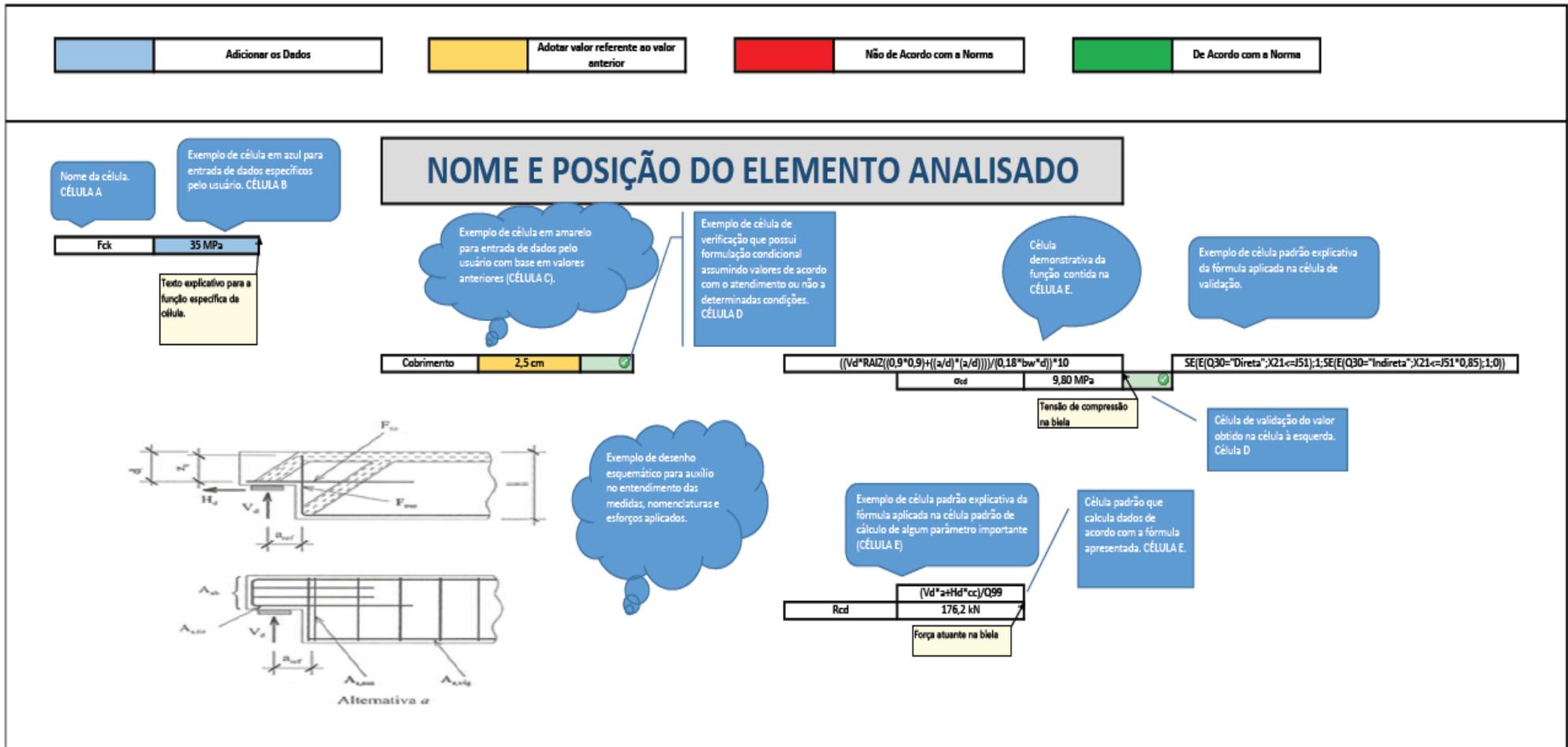


Figura 3-9 - Planilha Explicativa quanto à nomenclatura e função das células nas planilhas. (Imagem do Autor)

3.4.1 CÁLICES DE FUNDAÇÃO

Na planilha relativa aos cálices de fundação, a primeira célula (B14) para entrada de dados do usuário é a relativa à rugosidade ou não das paredes, tanto do cálice de fundação quanto do pilar que será inserido no cálice. Como na obra em análise foram adotadas as rugosidades mínimas exigidas, escolhe-se a opção rugosa. Essa rugosidade pode assumir, ainda, diferentes ordens de grandeza. Esse dado, que deve ser obtido junto ao construtor e fabricante das peças pré-moldadas, assume valor limite entre 1 cm de rugosidade para cada 10 cm de comprimento longitudinal da peça em análise. Esse valor, definido em norma, foi atendido na obra, sendo importante para a posterior definição do comprimento de embutimento do pilar (L_{emb}) no cálice de fundação, estando em última análise, ligado ao tamanho do elemento e consumo de material para enchimento do cálice.

Segue-se a célula (B25) intitulada Fator 0,8 que representa uma alternativa dada pela norma NBR 9062 (2006) para o calculista escolher a adoção, ou não, de um coeficiente de redução de 20% no valor do comprimento de engastamento. Pede-se então, na célula seguinte, para definição quanto a existência ou não de esforços de tração no elemento de fundação. A definição dessa grandeza se dá pois, ao se considerar o atrito como resistente no bloco, deve-se levar em consideração a relação entre a força de atrito proveniente do momento e a força de atrito gerada pela força normal, definindo-se qual é maior. Caso a força de atrito do momento seja maior que a força de atrito resultante da atuação da força normal, a resultante será uma força de tração (MANUAL MUNTE, 2007).

Há então uma sequência de seis células com inserção de dados pelo usuário totalmente convencionais e de ampla abordagem na literatura, não sendo aqui pormenorizadas. A única exceção fica por conta do coeficiente μ que representa um coeficiente de atrito conforme o caso de utilização do concreto e sua interação com o ambiente ao seu redor. Vale lembrar ainda, que, como dito na apresentação das planilhas, estas foram elaborados pensando-se na facilidade de uso por parte do usuário de modo a conter comentários relativos ao conteúdo de cada uma de suas células. Tem-se então a definição do comprimento de embutimento e definição do valor final do comprimento de embutimento a ser adotado em função da escolha do usuário quanto ao valor da célula Fator 0,8 acima mencionada. As células seguintes são então referentes aos esforços aos

quais o elemento estará submetido. Forças verticais, forças horizontais e momentos fletores.

Define-se então uma largura para o pilar e uma altura externa para o colarinho, conforme as figuras que acompanham a planilha. Na verdade, essas são as mesmas Figuras 2-28 e 2-29 da página 35 do presente trabalho, acompanhando a planilha como forma de facilitar a visualização do operador. Nela estão indicadas uma série de medidas que deverão ser determinadas pelo usuário e que correspondem aos valores das células h , h_1 , a , Z_1 , L_c , Y , h_c e h_{ext} . Entre essas células aparecem ainda as relativas a $H_{od,sup}$ que refere-se à força horizontal atuante na parte superior do cálice e F_{at} , força de atrito resultante nas paredes do colarinho.

Em seguida estão as células do coeficiente de ajustamento para elementos pré-fabricados, aplicável com valor unitário para o presente estudo de caso. Tem-se ainda a célula referente ao controle rigoroso de qualidade da obra que aborda o tema da qualidade de execução das peças. Esta foi uma das premissas básicas do projeto. Posteriormente estão as células relativas à classe de agressividade a que estará sujeita a peça dimensionada e que será a responsável pela definição parcial dos valores de cobrimento, já que a definição final desse valor se dá em função da escolha do usuário.

A célula $f_{yw,k}$ se refere à resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal, resistência essa que não deve assumir valores superiores a 500 MPa. A célula L refere-se à espessura do pilar em planta. É então definida a reação vertical atuante no cálice. As células seguintes são as relativas à área de contato entre o pilar e o cálice e a tensão normal de atrito existente nesse contato. Estas células são de preenchimento automático de acordo com os dados de entrada fornecidos pelo usuário anteriormente. A célula seguinte faz referência a uma observação transcrita do Manual Munte (2007). Embasado em resultados práticos não considerados na NBR 9062 (2006), o Manual Munte propõe que sejam utilizadas tensões de atrito inferiores às obtidas pelo estrito cumprimento das proposições da norma, já que, segundo o Manual, os valores decorrentes da norma têm levado ao dimensionamento de armaduras verticais exageradas. Se escolhida a opção “Sim” para essa célula a norma é obedecida, caso contrário adotam-se tensões de atrito com valores de $0,1f_{cd}$, conforme indicação do Manual Munte (2007).

As duas células seguintes são referentes à resistência de design a compressão do concreto e à resistência de design a tração do aço. Com isso está finalizada a parte

referente à planilha de cálices de fundação. Entra-se então na parte de cálculo em que serão dadas as áreas de armaduras dimensionadas para o cálice. A primeira é a armadura A_{shp} , armadura para resistir ao tirante horizontal. A_{sl} é a armadura dimensionada para resistir à flexão no pilar. A_{sl} e A_{shp} são armaduras concorrentes, uma vez que estão na mesma posição na estrutura. Deve então ser adotada a maior entre elas, a favor da segurança, o que está garantido na planilha pela verificação à direita de cada uma dessas armaduras que irá dizer se a armadura é ou não necessária. É então dimensionada a armadura A_{svp} , armadura vertical para resistir à tração transmitida pela força de atrito. A_{sh} , armadura da malha horizontal vem depois, seguida por sua vez de A_{sv} , armadura da malha vertical. Finalmente aparece a armadura A_s , com o valor referente à armadura de suspensão.

3.4.2 CONSOLOS CURTOS E MUITO CURTOS

A planilha dos consolos é dividida nos dois principais casos de consolos observados, curtos e muito curtos, ficando, com isso, excluído o estudo dos consolos longos. Esses dois casos estudados possuem muitos pontos em comum, fato que se reflete nas respectivas planilhas. As planilhas, por sua vez, também possuem diversos parâmetros já apresentados na planilha de cálices de fundação. Essa repetição de parâmetros aparecerá, mais uma vez, nos parâmetros contidos nas células das planilhas de dimensionamento dos dentes Gerber.

Devido à essa repetição de diversos parâmetros utilizados, as descrições das planilhas se limitarão, a partir daqui, aos elementos específicos ao funcionamento da respectiva planilha. Havendo qualquer necessidade de melhor entendimento de alguma célula com parâmetro já abordado, fica a sugestão de retornar-se ao item 3.4.1 para consulta.

O preenchimento da planilha de consolos curtos tem então início com uma série de dados já abordados. Vale lembrar, no entanto, que as figuras às quais se associa a planilha são diferentes, o que altera o significado de alguns dos parâmetros. Para evitar qualquer confusão basta seguir o texto comentário associado a cada célula bem como a imagem de cada figura presente na respectiva planilha. O dado de f_{ctm} , resistência média à tração do concreto, é o primeiro ainda não abordado. Ele é importante para a definição do parâmetro seguinte, taxa geométrica mínima de armadura do tirante. Este parâmetro relaciona a área da seção transversal da armadura a suas características geométricas de distribuição espacial das armaduras.

Os parâmetros seguintes são referências às medidas a e d específicas dos consolos. Sua razão é fundamental para classificação do tipo de consolo: curto ou muito curto. A célula A_c informa a área da seção da viga de apoio. A célula seguinte, α , dá os valores do ângulo de inclinação da biela do tirante em radianos e sua correspondência em graus. Depois há a célula referente ao comprimento da almofada de elastômero a ser utilizada, a célula referente à espessura da biela de compressão e finalmente uma célula para caracterização do tipo de carga, se direta ou indireta, parâmetro este fundamental na definição do valor da tensão de compressão admitida na biela de concreto.

Entra-se então na seção relativa ao cálculo das armaduras que, para ser realizado, exige a definição anterior de uma série de parâmetros. Iniciando pela relação entre o comprimento do consolo e sua altura total, tem-se uma verificação quanto à ordem de grandeza dessa medida, uma vez que uma relação muito desproporcional não é admitida pela norma NBR 9062 (2006). A célula seguinte apresenta então um valor mínimo de distância da borda do consolo até o ponto de aplicação da carga. São, a partir daí, calculadas as forças de desenho, tanto horizontais quanto verticais, assim como os momentos. Segue-se então uma célula relativa à pressão de contato entre o elemento a se apoiar sobre o consolo e o próprio consolo. As células seguintes fazem referência à teoria das bielas e tirantes com cálculo de seus valores associados a células já preenchidas. Assim, calcula-se uma tensão de compressão na biela com valores a serem verificados conforme a definição do tipo de carga aplicada, se direta ou indireta. Calculam-se então as armaduras.

Seguindo então para a planilha de consolos muito curtos, é importante lembrar as diferenças conceituais que baseiam o dimensionamento desse tipo de elemento em comparação aos consolos curtos. Aqui, o parâmetro fundamental para definição da tensão de esmagamento do concreto é a tensão de cisalhamento, célula Q85, seguindo o modelo de atrito-cisalhamento. Altera-se também, o modelo de cálculo para as armaduras, segundo a formulação apresentada nas páginas 30 e 31 do presente trabalho, Equações 5.15 e 5.16. Com isso, uma vez que somente o caso dos consolos muito curtos foi observado para o detalhamento no ambiente 2 da Garagem, tem-se o detalhamento dessa planilha.

3.4.3 DENTES GERBER – ARMADURAS TIPO A

A planilha dos dentes Gerber é focada no caso de armação do Tipo A. Mais uma vez essa planilha apresenta diversos parâmetros em comum com as planilhas anteriores.

Assim, a descrição das células das planilha sobre dentes Gerber, seguindo a própria teoria aplicada aos dentes Gerber, está embasada na teoria dos consolos. A diferença fica por conta, como já mencionado, da parte relativa à armação. Seguindo as diretrizes apresentadas nas páginas 35 e 36 do presente trabalho, as armaduras de suspensão e as armaduras dos tirantes são então calculadas. Para o caso específico em análise, dos Dentes Gerber com armadura tipo A, a planilha foi detalhada e explicada.

3.4.4 VIGAS

O cálculo das vigas no presente trabalho visa permitir uma integração maior dos diversos elementos estruturais, dando ao leitor uma noção mais geral do detalhamento da armadura do Dente Gerber dentro de seu elemento de inserção, a viga. Com isso foi elaborada uma planilha de cálculo simplificado para o caso geral de uma viga. O termo simplificado é aqui utilizado em referência ao fato de que a planilha intitulada Vigas calcula uma viga com ação de flexão normal simples não pura, que só possui armadura tracionada e que pode, ou não, apresentar armadura de pele. Uma vez definidas essas premissas e conseqüentes limitações iniciais da planilha, a descrição de seu funcionamento é então abordada.

Como nos demais casos anteriormente estudados, na planilha de vigas as células iniciais fazem referência aos parâmetros caracterizadores do concreto e do aço, bem como aos parâmetros geométricos das peças a serem dimensionadas. Tensão característica de compressão do concreto (F_{ck}), tensão característica de tração do aço e largura da viga são os três valores a serem usados para preenchimento das células iniciais. A quarta e a quinta célula são referentes ao tipo de brita a ser utilizada na mistura do concreto com seu diâmetro respectivo. Tem-se então a célula com o valor do vão a ser vencido pela viga em metros. As células seguintes são referentes, nessa ordem, aos fatores de módulo de elasticidade do aço, coeficientes de majoração das cargas, coeficiente de redução da resistência do aço e coeficiente de majoração do momento atuante. Todos esses parâmetros foram definidos com base na referência CARVALHO & FIGUEIREDO (2015).

As células K16 a K19 fazem referência ao parâmetro da altura da viga. Elas são células relativas às verificações das condições de norma previstas para definição de uma altura final, escolhida pelo usuário, a ser utilizada para a viga. A altura final da viga tem ainda uma relação direta com a existência da chamada armadura de pele, indicada na célula M19 como necessária ou não. Para vigas de altura superior a 60 cm, tal armadura é muito importante por minimizar os problemas relativos a fissuração, retração e variação térmica além dos problemas associados à abertura de fissuras de flexão na alma das vigas (CARVALHO & FIGUEIREDO, 2015). São então seguidas pelas células relativas ao controle rigoroso ou não de qualidade da obra. A classe de agressividade já discutida também é definida, chegando-se a um valor de cobrimento que possui célula para sua verificação. São então definidas as resistências de design do concreto e do aço com suas fórmulas específicas que consistem na divisão das células de tensão característica do concreto e do aço respectivamente por seus coeficientes de majoração e de redução respectivos.

A célula seguinte faz então referência à deformação de fluência do aço, sendo definida condicionalmente em função do valor de f_{yk} . Seguindo-se a lógica até aqui definida, estão as células de entrada de valores por parte do usuário, em azul, referentes aos valores de momentos máximos e esforços cortantes atuantes na viga, em suas diferentes posições. Com eles é definido ainda um valor de altura útil a ser adotado. Finalmente essa altura útil é utilizada para cálculo de uma área de concreto representativa da seção da viga estudada.

A seção seguinte é relativa ao cálculo da armadura tracionada. Inicialmente é calculada a posição da linha neutra por meio da formulação vinculada por meio de figura à tabela e exposta a seguir:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \quad (3.1)$$

- x – posição da linha neutra;
- d – altura útil de concreto da peça adotada;
- M_{sd} – momento máximo de design atuante na seção;
- b_w – largura da viga;

- f_{cd} – resistência de design a compressão do concreto.

Esta equação, baseada no equilíbrio das forças atuantes nas seções de concreto e de aço no interior da peça, juntamente com os conjuntos de deformações específicas do concreto e do aço ao longo de uma seção transversal retangular com armadura simples submetida a ações normais, como é o caso em análise, definem os domínios de deformação. Esses domínios, que representam as diversas possibilidades de ruína da seção, estão separados por valores limites de posição da linha neutra. E são justamente esses valores que são calculados e apresentados nas células seguintes. Posição da linha neutra para limite superior do domínio 2 e 3, respectivamente.

A célula D97 mostra então o valor do coeficiente adimensional K_x que representa uma relação entre a posição da linha neutra e a altura útil do concreto. Esse mesmo coeficiente pode ser calculado para a situação específica do limite superior do domínio 3 de deformação, importante por representar um limite superior requerido pela norma ABNT NBR 6118 (2014). A partir desses valores, da comparação do K_x obtido para a peça em dimensionamento em relação àquele calculado como sendo o limite superior do domínio de deformação 3, tem-se o domínio em que atua a peça para o carregamento inicialmente previsto. Há aí associada, uma célula de verificação à condição requerida pela ABNT NBR 6118 (2014) de que o domínio no qual a peça de aço trabalhe seja ou o 2 ou o 3. As células seguintes representam então os valores das máximas deformações no concreto e no aço, bem como a tensão de deformação do aço.

As células D122 a D131 representam então valores de áreas. D122 representa a área de aço em tração ($A_{s,calc}$) para equilíbrio com a área de concreto em compressão. D126 a área de aço mínima ($A_{s,min}$) necessária para esse equilíbrio e, finalmente, escolhendo-se a maior área entre as duas citadas, na célula D131 consta a área de aço em tração efetivamente empregada (A_s). Pode-se então definir a taxa geométrica de armadura longitudinal (ρ_{min}) como a relação a seguir:

$$\rho_{min} = (A_s + A_{s,min}) / (b_w \cdot h) \quad (3.2)$$

- A taxa geométrica de armadura longitudinal não deve ser superior a 4%.
- b_w – Largura da Viga ; h – Altura da Viga.

Assim, definidas as áreas de armadura a serem usadas, inicia-se o processo de desbitolagem que consiste na definição das armaduras a serem empregadas na construção da peça, com base nas escolhas do usuário e em uma série de recomendações previstas em norma. Dois pontos não abordados até aqui devem ser ainda devidamente comentados. O primeiro diz respeito à célula M19, já detalhada como sendo a verificação da condição de existência, ou não, da armadura de pele. Esta armadura deve ser utilizada para o caso de vigas com altura superior a 60 cm. Nessa situação passa-se para o trecho da planilha relativo à armadura de pele, iniciado a partir da célula R93. O segundo faz referência ao fato da peça de concreto possuir armadura longitudinal, de flexão, mas também estar submetida a esforços cortantes que deverão ser suportados por meio de armadura de cisalhamento.

A armadura de pele tem poucas condições pré-definidas para seu dimensionamento. Entre elas estão sua condição de existência, altura da viga superior a 60 cm, e os tipos de aço, CA 50 ou CA 60 a serem utilizados em suas barras. Afora essas condições, existem apenas afastamentos mínimos aplicados à armadura e previstos em norma entre os valores limites de 20 cm ou $d/3$, ou seja, altura útil da viga dividida por 3. Cada uma dessas condições está atrelada a uma das células da seção de Armadura de Pele. São então definidas as quantidades de armadura por face da viga e sua distribuição nessa respectiva face.

O trecho final da planilha, relativo à armadura de cisalhamento se inicia com a célula B148 que dá o valor da força cortante máxima de cálculo como valor de entrada. Lembrando que esse valor foi baseado no valor de entrada da força cortante fornecido pela modelagem dos esforços atuantes na viga e inicialmente inserido na célula S56. A célula seguinte refere-se então ao número de pernas do estribo, o que indica, em última análise, a densidade de aço utilizada em cada trecho da armadura de cisalhamento. Depois de definir ainda a espessura, em milímetros, das barras de aço dos estribos, a célula seguinte faz o cálculo da área de aço da seção transversal da barra.

3.5 PROJETO DA ESTRUTURA

Uma vez elaboradas as planilhas, passou-se ao cálculo dos elementos de ligação. Foi escolhido como área de modelagem o prédio da Garagem, mais especificamente a construção com pré-moldados de concreto armado anteriormente apresentada e definida como ambiente 02. Assim, o objetivo é aplicar o dimensionamento ao ambiente já construído e comparar os resultados obtidos com uso das planilhas aos resultados realmente observados em ambiente de obra. O dimensionamento, para ser aplicado, requer uma série de dados inicialmente arbitrados pelo projetista, como já visto na seção anterior, explicativa dos elementos de cada célula. Assim, seguindo-se recomendações práticas e regras de cálculo apresentadas especificamente pelo fabricante das lajes utilizadas no projeto, bem como limitações observadas em ambiente de fábrica, os cálculos e as metodologias de cálculo e trabalho seguidas são descritos a seguir.

- A descrição do dimensionamento da obra tem início pelo elemento laje, que descarregará seus esforços sobre as vigas, estas apoiando-se nos consolos dos pilares e estes transmitindo de maneira final os esforços para as fundações por meio dos cálices de fundação.
- Armazenamento: quando armazenados na obra, os painéis alveolares que formarão as lajes deverão ser apoiados em terreno firme sobre calços de madeira macia. O local deve estar previamente preparado, deve ser plano e, se não for pavimentado, deve ser preparado com uma camada de pedra britada sobre o terreno, para manter as placas limpas. A Figura 3-4 já apresentada anteriormente demonstra como se deu esse armazenamento no canteiro.
- Empilhamento: o empilhamento máximo de painéis alveolares é indicado na Tabela 3-2 abaixo, sendo uma recomendação do fabricante:

Tabela 3-2 - Empilhamento máximo de painéis alveolares de concreto armado (AIDEPLA, 1997)

Altura do Painel (cm)	Número de Placas por Pilha
9	8 placas
12	7 placas
16	6 placas
20	5 placas
25	4 placas
30	4 placas

- Montagem: observados os cuidados para içamento e armazenamento, na fase de montagem os painéis deverão ser içados individualmente até sua posição na estrutura. Eles são então colocados sobre os apoios, de modo que as placas fiquem posicionadas corretamente, garantindo-se um comprimento de apoio mínimo em cada extremidade. Assim, para receber os painéis alveolares na posição de colocação, deve haver um montador em cada extremidade da placa. Cada nova placa é apoiada sobre a estrutura com um pequeno afastamento em relação à anterior, para permitir a retirada dos cabos de içamento. Uma vez posicionada a placa, a anterior é deslocada para sua posição final pelos montadores com auxílio de pé-de-cabra.
- Comprimento de Apoio dos Painéis: dentre os cuidados que devem ser tomados na montagem dos painéis alveolares está a manutenção de um comprimento mínimo de apoio das placas sobre a estrutura. Este comprimento mínimo de apoio equivale à metade da altura do painel. Por exemplo, para uma placa com 16 cm de altura, o comprimento de apoio deverá ser de 8 cm (no mínimo) sobre a estrutura, em cada extremidade, conforme determinação do fabricante (AIDEPLA, 1997). A Tabela 3-3 abaixo traz as relações de altura e comprimentos de apoio mínimo.

Tabela 3-3 - Comprimento mínimo de apoio do painel sobre a viga de apoio (AIDEPLA, 1997)

Altura do Painel (cm)	Comprimento Mínimo de Apoio
9	4,5 cm
12	6,0 cm
16	8,0 cm
20	10,0 cm
25	12,5 cm
30	15,0 cm

- Recorte dos Painéis Alveolares: os painéis alveolares são fabricados com 121 cm de largura e para ajustar a modulação das lajes é preciso recortar algumas placas. Estes recortes devem ser feitos na fábrica e somente onde realmente necessário uma vez que elevam o custo de fabricação das placas, bem como seu tempo de produção.
- Através do projeto de forma da estrutura, será elaborado um desenho de modulação da laje com detalhe das placas que serão recortadas durante a fabricação. A Figura 3-10 e a Figura 3-11 mostram, respectivamente, as situações de recorte das lajes e a modulação adotada em projeto para estas.

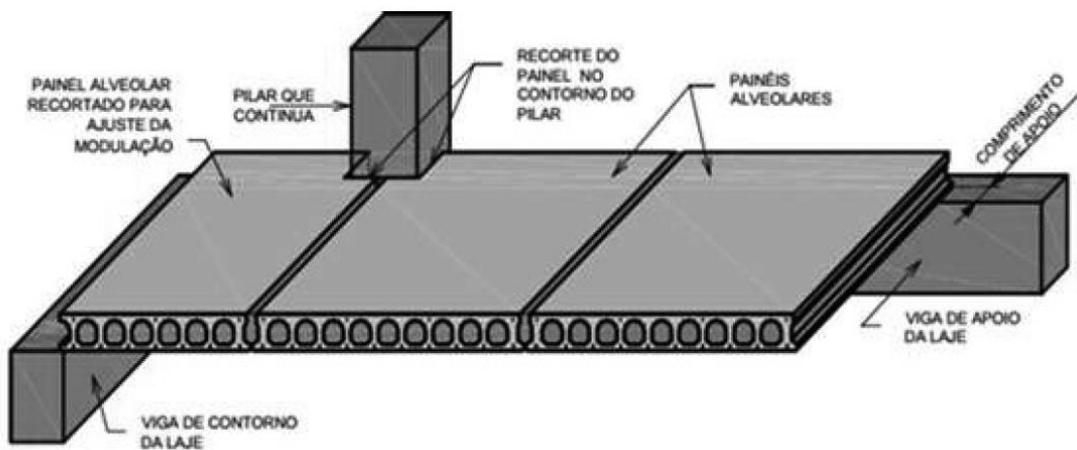


Figura 3-10 – Representação de recorte em painéis de lajes alveolares próximas a pilares que continuam.

(El Debs, 2000)

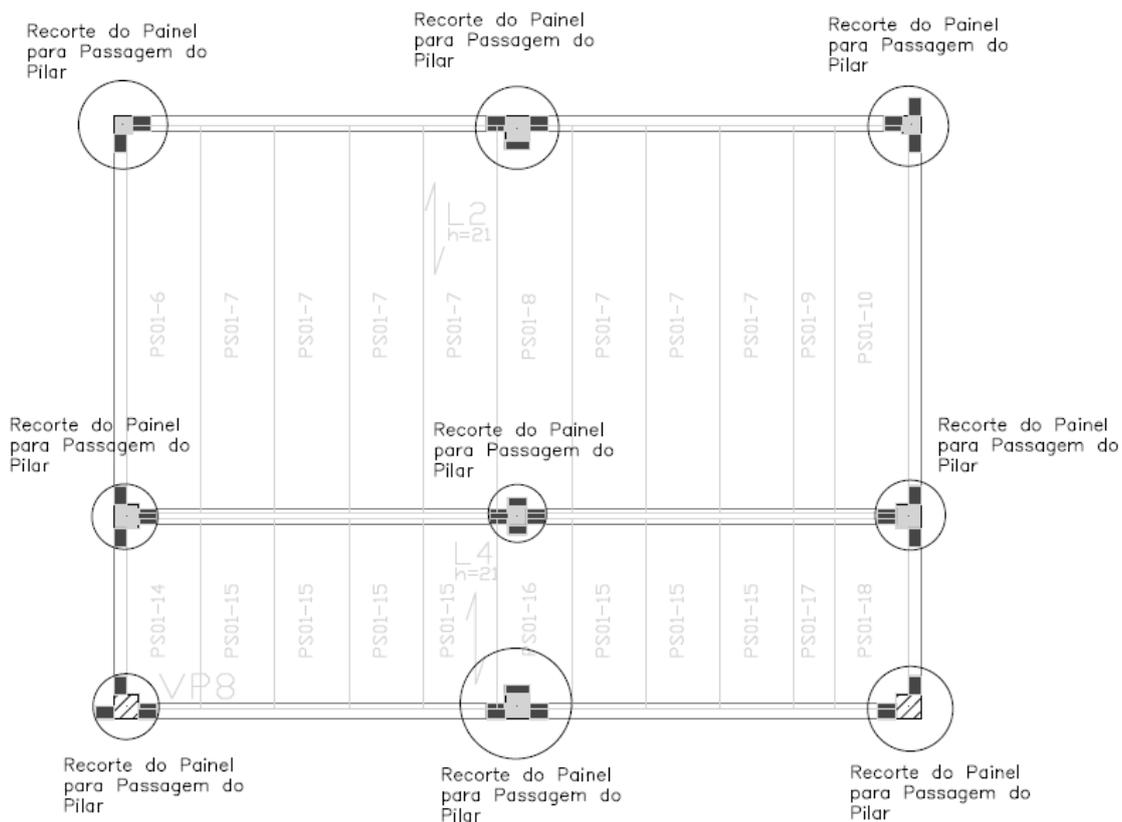


Figura 3-11 –Modulação da laje do ambiente 2 da Garagem com recortes. (Imagem do autor)

- Algumas definições são importantes para o cálculo das lajes alveolares a serem utilizadas, bem como para o detalhamento dos demais elementos estruturais.
 - Vão livre (L_0): Distância entre as faces internas dos apoios de um tramo.
 - Vão efetivo (L_{ef}): O vão efetivo ou teórico, que será utilizado para o dimensionamento das lajes pré-fabricadas protendidas pode ser calculado pela expressão:

$$L_{ef} = L_0 + a_1 + a_2 \quad (3.1)$$

- a_1 : menor valor entre $t_1/2$ e $0,3 H_t$; a_2 : menor valor entre $t_2/2$ e $0,3 H_t$

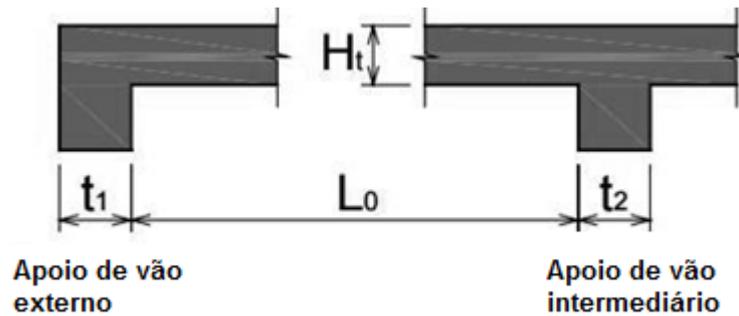


Figura 3-12 - Elementos para definição do comprimento equivalente. (El Debs, 2000)

- H_t : altura total da laje.
- Para os cálculos das lajes alveolares, o vão efetivo (L_{ef}) calculado pela Equação 3.1 não deve ultrapassar o vão máximo apresentado na tabela de pré-dimensionamento apresentada no Anexo C. No caso em estudo, duas regiões diferentes podem ser observadas. Região das lajes L2 e região das lajes L4.

L2: $L_0 = 620\text{cm}$; $a_1 = H_t 0,3 = 16.0,3 = 4,8\text{cm}$; $a_2 = H_t 0,3 = 16.0,3 = 4,8\text{cm}$; $L_{ef} = 629,6\text{cm}$.

L4: $L_0 = 295\text{cm}$; $a_1 = H_t 0,3 = 16.0,3 = 4,8\text{m}$; $a_2 = H_t 0,3 = 16.0,3 = 4,8\text{m}$; $L_{ef} = 304,6\text{cm}$.

- Cargas nas Lajes:
 - Cargas Acidentais: são cargas distribuídas sobre a laje, decorrentes da sua utilização. Cada edificação tem uma característica própria de ocupação de ambientes que resultam em carregamentos das lajes. A ABNT NBR 6120 (1980), sugere as cargas acidentais mínimas que devem ser adotadas para diferentes edificações e seus ambientes. No caso da edificação em estudo a carga acidental definida foi de 3 kN/m^2 .
 - Cargas Permanentes: são cargas devido ao peso-próprio da estrutura, revestimentos, enchimentos, paredes, etc. Eventualmente, estas cargas podem ser concentradas, como é o caso das cargas de paredes apoiadas diretamente sobre a laje. Não é o caso observado no estudo, o que restringiu os valores das cargas permanentes aplicadas na estrutura para $1,5\text{ kN/m}^2$.
- Definição da Altura da Laje: uma vez definidos vãos e cargas atuantes na laje, o passo seguinte no dimensionamento é a determinação da altura adequada para a

laje alveolar. Além de garantir que suporte às solicitações dos carregamentos estabelecidos no projeto, a laje também deverá apresentar deformações compatíveis com a aplicação a que se destina. Quando, no dimensionamento das lajes alveolares, impõe-se alturas muito baixas, a taxa de armadura protendida tem que ser elevada, o que resulta em painéis com grandes contra-flechas. Este problema é maior em lajes de piso, porque o capeamento de concreto é nivelado e nos apoios do painel sua espessura será maior que no meio do vão, uma das consequências do uso de contra-flechas. Em decorrência deste problema, há um aumento do consumo de concreto para o capeamento, além de um acréscimo da altura real da laje medida no meio do vão, em relação aos apoios. Outro problema que poderá ocorrer é o de vibração excessiva da laje, principalmente em áreas destinadas ao trânsito constante de pessoas ou operação de equipamentos. Para prevenir este problema, é comum indicar-se a altura mínima da laje alveolar em função do vão e do carregamento total aplicado (peso-próprio + carga permanente + carga accidental). Esta altura mínima engloba a espessura dos painéis e o capeamento, quando este existir, sendo definidas tabelas de dimensionamento que relacionam esses valores e reduzem o trabalho braçal de cálculo. No caso em estudo a tabela de dimensionamento para as lajes alveolares empregadas encontra-se no Anexo C, resultando em uma laje sem capeamento com altura de 16 cm. Segundo a tabela essa altura é suficiente para vencer o vão de aproximadamente 7 metros que a laje deve cobrir. Com esse valor para altura da laje o carregamento total aplicado pode enfim ser calculado.

$$\begin{aligned} \text{Carregamento total (CT)} &= \text{Peso Próprio} + \text{Carga Perm.} + \text{Carga Acid.} \\ &= 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{aligned} \quad (3.2)$$

- Em busca do Painel Alveolar que atenda ao vão de 6,3 m com uma sobrecarga de 6,5 kN/m², mais uma vez as tabelas do Anexo C são consultadas. A partir da tabela PA 16 obtém-se um valor compatível para uma laje de Painel Alveolar PA 16, classe 3, sem capeamento. A altura da laje será de 16 cm no meio do vão e a estimativa da contra-flecha é de (L/300) 2,1 cm. A altura total da laje, medida do

nível do apoio até o nível superior da capa, no meio do vão da laje, será de 18,1 cm.

- Para cargas acidentais \leq a 3 kN/m², não há a necessidade de verificação dos esforços atuantes na região das juntas dos elementos pré-moldados de lajes se a tensão de referência τ_{wd} não exceder a 0,15 f_{ctdj} . Neste caso, a ligação pode ser realizada pelo rejuntamento das folgas entre as bordas dos elementos pré-moldados, com argamassa de cimento ou concreto. As folgas devem apresentar geometria adequada para garantir a transmissão da força cortante, sem levar em conta a aderência da argamassa de cimento ou concreto com os demais elementos.
- Uma vez definida a altura da laje e seus esforços característicos, o cálculo passa à reação das lajes nas vigas. Pode-se dizer que essa reação das lajes nas vigas, no estado elástico, ocorre por meio de carregamento de intensidade variável ao longo do seu comprimento, dependendo das condições de apoio e da relação entre vãos da laje e àqueles vencidos pelas vigas (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2015). Além disso, esse carregamento é não uniforme, o que adiciona uma dificuldade de cálculo. Com a função de simplificar a análise, no entanto, considerar-se-á que a ação das lajes nas vigas se faça de maneira uniforme. Todas as lajes são consideradas ainda, simplesmente apoiadas nas vigas, simplificação essa justificada pela natureza da ligação entre a laje pré-moldada de concreto armado e a viga. Não será realizada uma análise plástica através da teoria das charneiras plásticas, havendo, em contrapartida, uma aproximação das charneiras por meio de retas inclinadas, a partir dos vértices, com os seguintes ângulos:
 - 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
 - 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
 - 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.
- Assim, o resultado em termos práticos para a situação em análise, é que a laje é dimensionada como uma viga e, cada placa da laje distribui seu carregamento seguindo a relação de metade do carregamento para cada viga em que se apoia. Assim a laje ficará dividida em regiões e cada uma dessas regiões carregará a viga correspondente com carregamento admitido uniforme, de acordo com sua área de influência. Para facilitar o trabalho de dimensionamento as regiões serão divididas

conforme sua influência sobre as vigas correspondentes. A Figura 3-13 a seguir ilustra essa divisão.

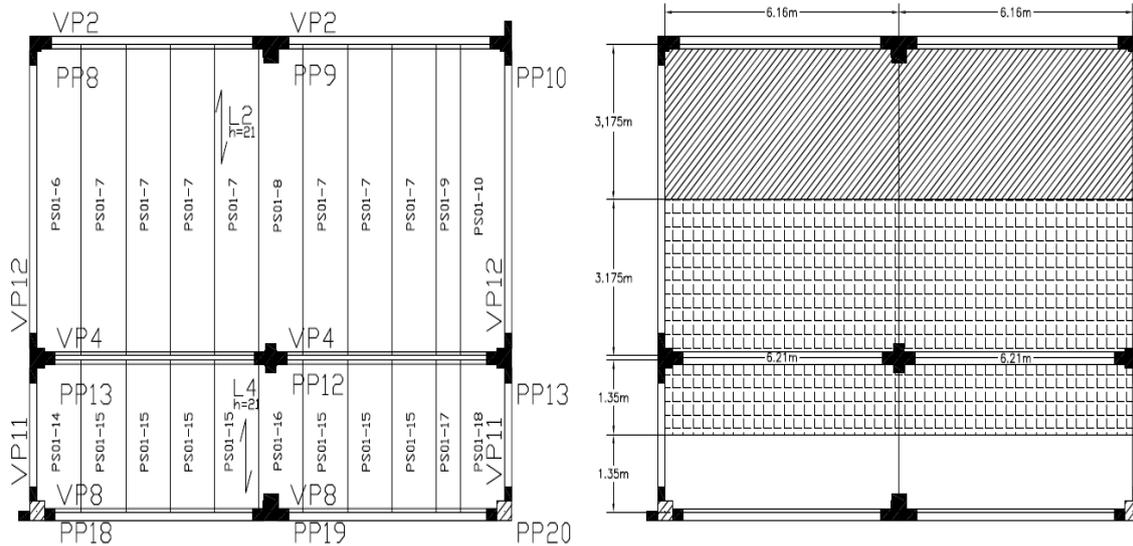


Figura 3-13 – a) Vista Superior do Ambiente 02. b) Divisão dos esforços das lajes pelas vigas. (Figuras do autor)

Pela Figura 3-13 observam-se três zonas principais de divisão do carregamento proveniente das lajes nas vigas e consolos de apoio. A região superior da imagem, com marcação de linhas diagonais, a região central, com marcação quadriculada, e a região de inferior, com pintura branca sólida. Os carregamentos de cada uma dessas regiões se direcionam, respectivamente, para as vigas VP2, VP4 e VP8. As vigas laterais VP11 e VP12 têm apenas a função de fechamento e estabilização da estrutura, não recebendo carregamento vertical direto das lajes. Assim, dividindo a reação em função das áreas de influência das lajes sobre cada uma das vigas e consolos tem-se:

Trecho de influência da área de linhas diagonais

Viga 02 (VP2): Primeiro Trecho e Segundo Trecho

$$A = \frac{635}{2} \text{ cm} \times 616 \text{ cm} = 19,56 \text{ m}^2 \quad (3.3)$$

$$A \times CT = 19,56 \text{ m}^2 \times 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 127,14 \text{ kN} \quad (3.4)$$

Consolo do Pilar 09 (PP9):

$$A = \frac{635}{2} \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 1,3 \text{ m}^2 \quad (3.5)$$

$$A \times CT = 1,3 \text{ m}^2 \times 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 8,45 \text{ kN} \quad (3.6)$$

Trecho de influência da área de quadriculados

Viga 04 (VP4): Primeiro Trecho e Segundo Trecho

$$\begin{aligned} A &= \frac{635}{2} \text{ cm} \times 621 \text{ cm} + \frac{270}{2} \text{ cm} \times 621 \text{ cm} \\ &= 19,72 \text{ m}^2 + 8,38 \text{ m}^2 = 28,1 \text{ m}^2 \end{aligned} \quad (3.7)$$

$$\begin{aligned} A \times CT &= 19,72 \text{ m}^2 \times 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 8,38 \text{ m}^2 \times 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ &= 128,18 \text{ kN} + 54,47 \text{ kN} = 182,65 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.8)$$

Consolos do Pilar 12 (PP12): Trecho Superior

$$A = \frac{635}{2} \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 0,9 \text{ m}^2 \quad (3.9)$$

$$A \times CT = 0,9 \text{ m}^2 \times 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5,85 \text{ kN} \quad (3.10)$$

Consolos do Pilar 12 (PP12): Trecho Inferior

$$A = \frac{270}{2} \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 0,4 \text{ m}^2 \quad (3.11)$$

$$A \times CT = 0,4 \text{ m}^2 \times 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,6 \text{ kN} \quad (3.12)$$

Trecho de influência da área de preenchimento sólido

Viga 08 (VP8): Primeiro Trecho e Segundo Trecho

$$A = \frac{270}{2} \text{ cm} \times 621 \text{ cm} = 8,38 \text{ m}^2 \quad (3.13)$$

$$A \times CT = 8,38 \text{ m}^2 \times 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 54,47 \text{ kN} \quad (3.14)$$

Consolo do Pilar 19 (PP19):

$$A = \frac{270}{2} \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 0,54 \text{ m}^2 \quad (3.15)$$

$$A \times CT = 0,54 \text{ m}^2 \times 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3,51 \text{ kN} \quad (3.16)$$

Utilizando as cargas atuantes nas vigas pode-se obter, através do software Ftool, os diagramas de momentos fletores. Estes são mostrados na sequência de figuras abaixo.



Figura 3-14 - Diagrama de esforços cortantes e momentos na viga VP02. (Figura feita por meio do software Ftool)



Figura 3-15 - Diagrama de esforços cortantes e momentos na viga VP04. (Figura feita por meio do software Ftool)

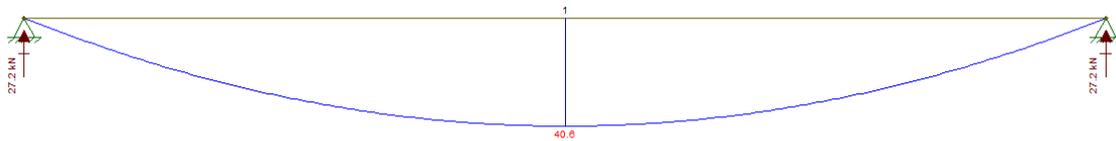


Figura 3-16 - Diagrama de esforços cortantes e momentos na viga VP08. (Figura feita por meio do software Ftool)

Com os dados até o momento levantados, as vigas já podem ser dimensionadas e os esforços atuantes nos consolos já podem ser calculados com a utilização das planilhas anexas no Anexo B. Tendo sempre o objetivo de tornar o trabalho mais objetivo e conciso, apenas os elementos abaixo listados terão seu dimensionamento e detalhamento completos realizados, inclusive com desenho ilustrativo da armadura final.

- Viga VP4 com Dente Gerber
- Consolo de apoio da viga VP4 proveniente do pilar PP13
- Cálice de Fundação do pilar PP13

Representação da Viga:

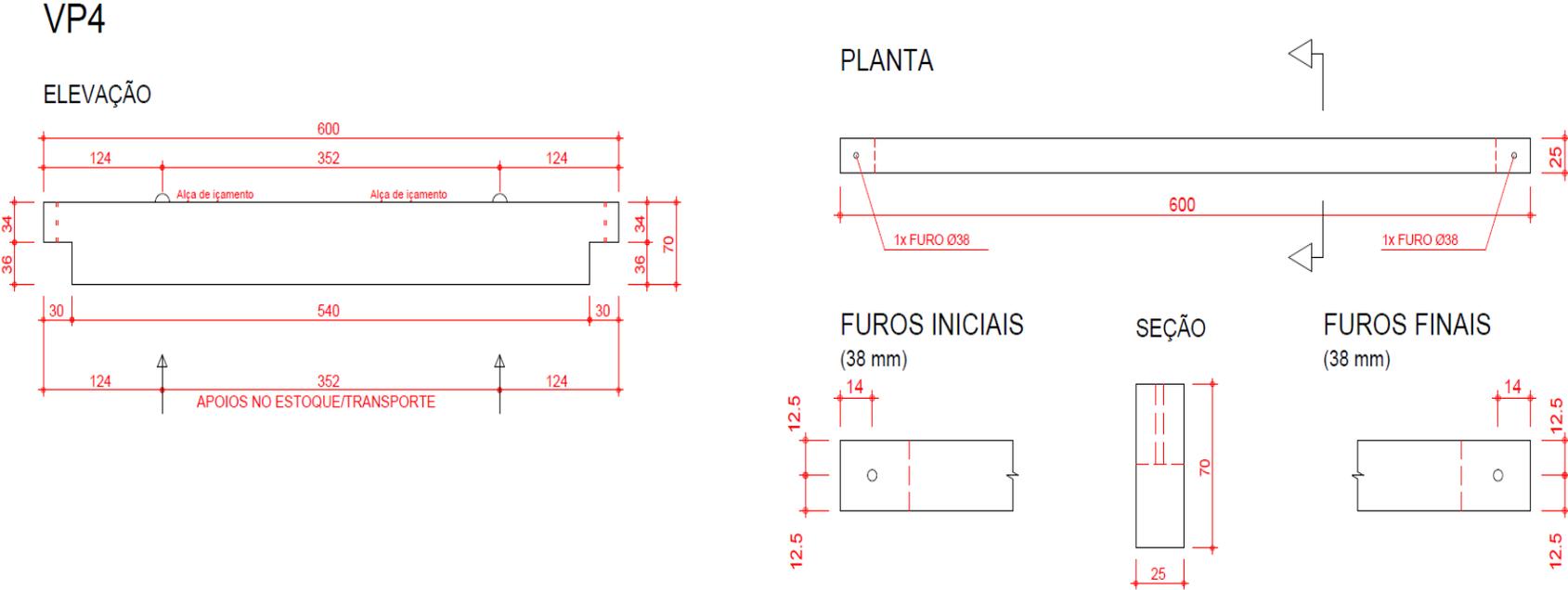
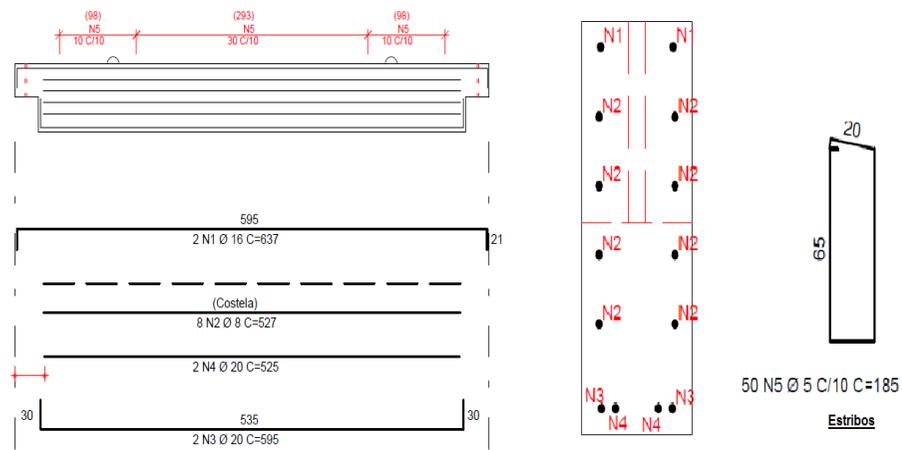


Figura 3-17 - Dimensões Geométricas da Viga em Vista Lateral, Superior e Corte Transversal (Desenhos do Autor)

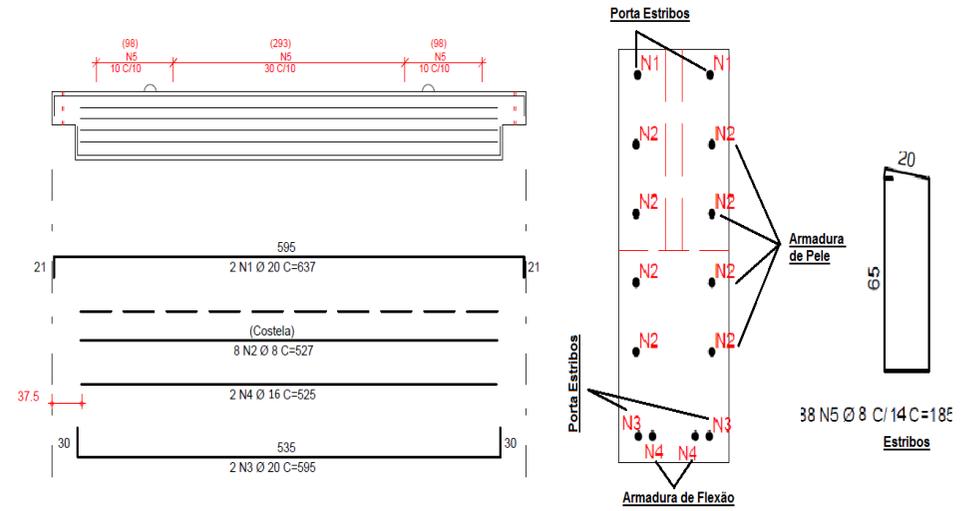
Esquema de Armação da Viga

VP4



a)

VP4



b)

Figura 3-18 - a) Esquema de armação da viga utilizado. b) Esquema de armação da viga calculado (Desenhos do Autor)

Esquema de armação dos Dentes Gerber – Armadura Tipo A – VP4:

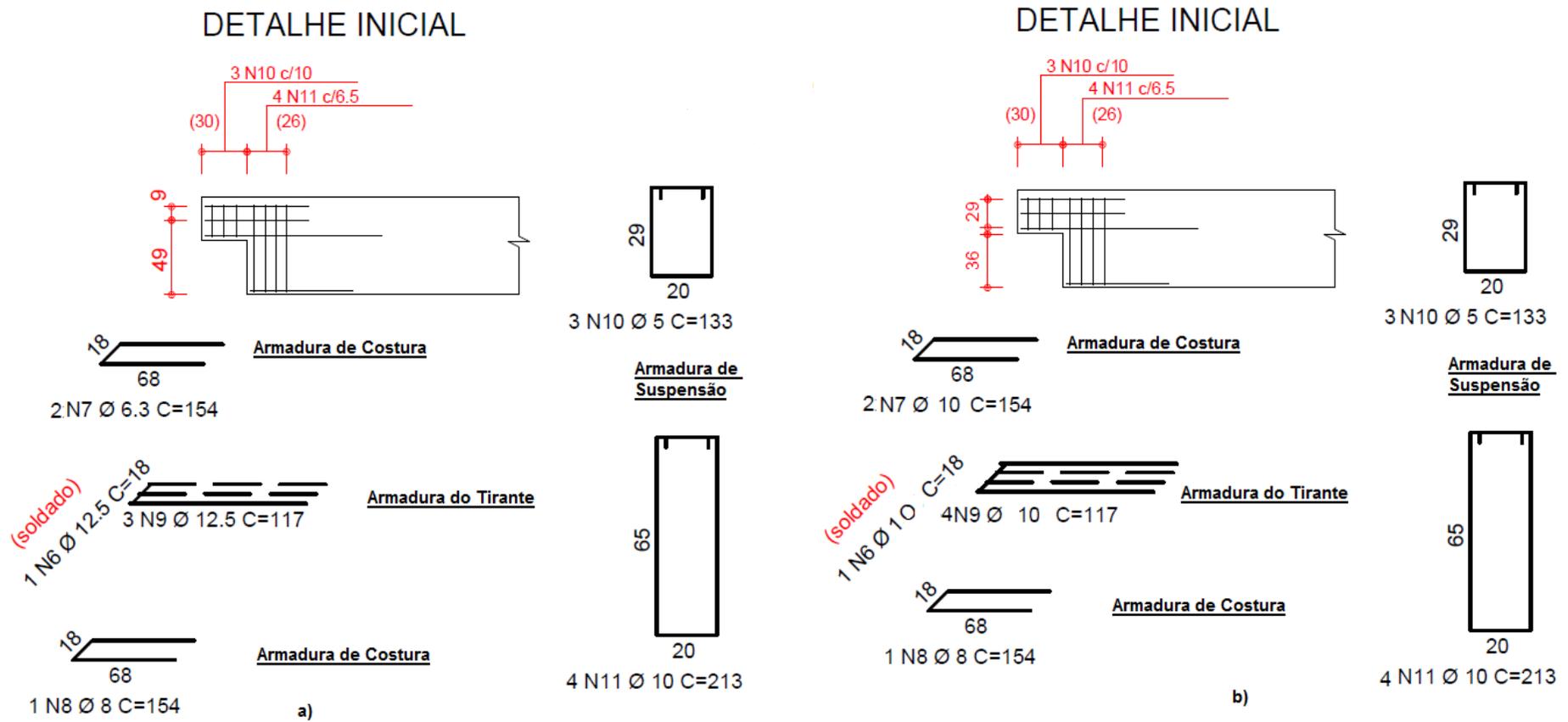


Figura 3-19 – a) Detalhamento da Armadura dos Dentes Gerber Utilizada desconsiderando a armadura da viga. b) Detalhamento da Armadura do Dente Gerber Calculada desconsiderando a armadura da viga. (Desenhos do autor).

Esquema de Armação do Consolo Curto PP13:

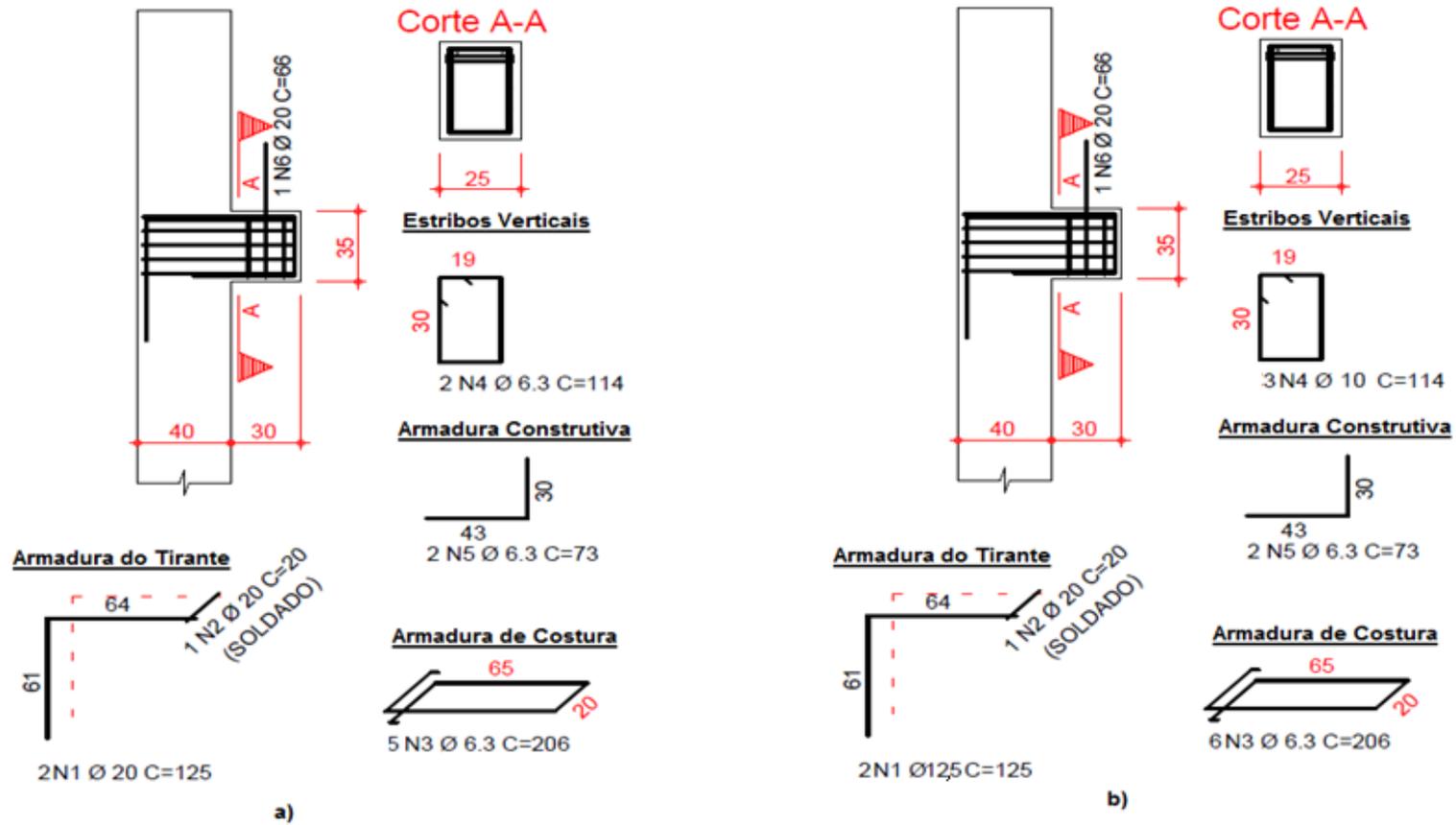


Figura 3-20 – a) Armadura do Consolo Utilizada. b) Armadura do Consolo Calculada. (Desenhos do autor)

Esquema de Armação de Cálices B79/FP8:

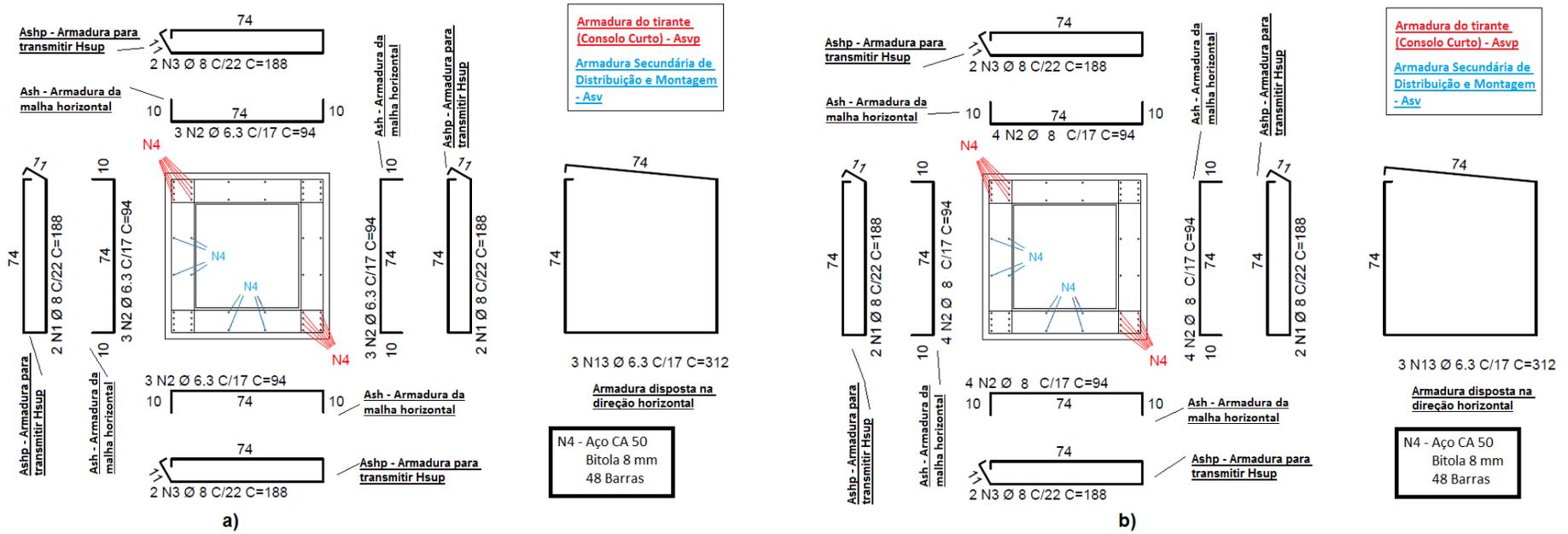


Figura 3-21 – a) Armadura do Cálice Utilizada. b) Armadura do Cálice Calculada. (Desenhos do Autor)

3.6 COMPILAÇÃO DE RESULTADOS

Para tornar o trabalho mais conciso, foi aqui apresentado o dimensionamento com detalhamento de apenas um exemplar de cada elemento, sendo os demais apenas comparados em função das suas áreas de aço. São abaixo listadas as áreas de aço executadas nas plantas de armação da viga, dentes Gerber, consolos e cálices, bem como aquelas obtidas com as planilhas de cálculo. A preocupação principal não está na forma e disposição da armadura, escolhas que têm uma razão de ser, mas que fogem ao escopo de análise aqui adotado. O foco fica por conta da área de aço necessária, traduzida em número de barras de aço, com suas bitolas devidamente identificadas, divididas de acordo com as finalidades de cada armadura. Tendo isso em mente fica claro que haverá diferenças nos desenhos das armaduras advindos de diferentes projetistas, um já levando em conta os diversos aspectos que influenciam o processo de projeto de uma armadura, o outro apenas preocupado com a quantidade de barras necessárias para construção da peça.

Pilares - Consolos

Tabela 3-4 - Relação entre armaduras previstas e calculadas para Consolos do Pilar PP08

Pilares - Consolos PP13	Prevista nas Plantas de Armação			Obtidas das Planilhas de Cálculo		
	Tirante	Estribo Vertical	Costura	Tirante	Estribo Vertical	Costura
Ø 6.3 mm	-	2	5	-	-	6
Ø 10 mm	-	-	-	-	3	-
Ø12.5mm	-	-	-	2	-	-
Ø 20 mm	2	-	-	-	-	-
Área de Armadura (cm ²)	-	-	-	2,17	1,70	1,66
Armadura efetiva (cm ²)	6,28	0,62	1,55	2,50	2,35	1,87

Vigas – Viga

Tabela 3-5 - Relação entre armaduras previstas e calculadas para a Viga VP08

Vigas – Viga - VP04	Prevista nas Plantas de Armação				Obtidas das Planilhas de Cálculo			
	Flexão	Costela	Porta-Estribo	Estribos	Flexão	Costela	Porta-Estribo	Estribos
Armadura								

Ø 5 mm	-	-	-	50	-	-	-	-
Ø 8 mm	-	8	-	-	-	8	-	38
Ø 16 mm	-	-	2	-	4	-	2	-
Ø 20 mm	4	-	-	-	-	-	-	-
Área de Armadura (cm ²)	-	-	-	-	8,04	1,75	-	20
Armadura efetiva (cm ²)	12,56	4,02	4,02	11,87	8,04	4,02	4,02	19,10

Vigas – Dentes Gerber

Tabela 3-6 - Relação entre armaduras previstas e calculadas para Dentes da Viga VP08

Vigas – Dentes Gerber - VP04	Prevista nas Plantas de Armação			Obtidas das Planilhas de Cálculo		
	Tirante	Costura	Suspensão	Tirante	Costura	Suspensão
Armadura						
Ø 5 mm	-	-	3	-	-	3
Ø 6.3 mm	-	2	-	-	-	-
Ø 8 mm	-	1	-	-	1	-
Ø 10 mm	-	-	4	-	2	4
Ø 12.5 mm	3	-	-	3	-	-
Área de Armadura (cm ²)	-	-	-	3,00	0,53	2,90
Armadura efetiva (cm ²)	3,68	1,13	3,85	3,68	2,07	3,85

Blocos de Fundação – Cálices

Tabela 3-7 - Relação entre armaduras previstas e calculadas para Cálice por face

Bloco de Fundação – Cálice - FP08/B79	Prevista nas Plantas de Armação				Obtidas das Planilhas de Cálculo			
	Ashp	Asvp	Ash	Asv	Ashp	Asvp	Ash	Asv
Armadura								
Ø 5.5 mm	-	-	-	-	-	-	-	-
Ø 6.3 mm	-	-	3	-	-	-	-	-
Ø 8.0 mm	2	8	-	4	2	7	4	4
Ø 10 mm	-	-	-	-	-	-	-	-
Área de Armadura (cm ²)	-	-	-	-	0,44	3,32	1,97	1,97
Armadura efetiva (cm ²)	1	4,02	0,94	2,01	1	3,52	2,01	2,01

Onde:

- Ashp – Armadura para resistir à força horizontal H_{sup} por face;
- Asvp – Armadura do tirante por face;
- Ash – Armadura da malha horizontal por face;
- Asv – Armadura da malha vertical por face.

4. CONCLUSÕES

Pela comparação entre os resultados obtidos com o uso das planilhas eletrônicas e aqueles observados nas peças efetivamente utilizadas, fica evidente a boa correlação entre medidas. Há, porém, alguns pontos a se destacar para cada um dos tipos de ligações analisados.

Para os consolos o número de estribos verticais e de armaduras de costura foi superior no caso do dimensionamento em planilha, mas de uma pequena margem em relação ao proposto pelo dimensionamento original. Pode-se argumentar que a pequena diferença se deve às combinações de fatores tais quais diferenças das variáveis utilizadas com uma redução do fator de segurança associado ao dimensionamento do elemento em destaque. Há ainda uma diferença na armadura do tirante que foi dimensionada com duas barras de 12,5 mm de diâmetro, ao contrário do dimensionamento original que consta com duas barras de 20 mm. Esse diâmetro de barras é de difícil dobra por parte do armador e, devido à grande diferença de áreas efetivas foi substituído pelas barras de 12,5 mm.

No dimensionamento das vigas observa-se diferença em dois pontos: bitola da armadura de flexão e número e bitola dos estribos. No caso da armadura de flexão, a adoção de bitolas maiores está a favor da segurança, além do que, a própria armadura porta-estribos irá funcionar, no trecho inferior da viga, como armadura de flexão. Assim, adotar a mesma bitola para a armadura de flexão e para a armadura porta estribos, nesse trecho da viga, mostra-se uma prática apropriada. Quando empregada a bitola de 20 mm para a armadura de flexão, a planilha retorna um valor de três barras. Arredondar esse valor para uma quantidade que facilite a construção geométrica da armadura parece ser uma prática possível que explicaria a diferença observada. Para a diferença do número e bitola dos estribos utilizados, há o argumento de que a utilização na planilha eletrônica de barras de 6,3 mm geraria valores de espaçamento mínimo das peças da armadura inferiores ao mínimo absoluto. O número de estribos obtidos por meio da adoção dessa metodologia (54), no entanto, se aproximaria muito ao adotado no dimensionamento (50). A solução encontrada foi então aumentar a bitola dos estribos de 6.3 para 8 mm e, conseqüentemente, seu espaçamento mínimo de 10 cm para 14 cm, com resultado final de 38 estribos.

No caso dos Dentes Gerber, houve uma pequena diferença observada no número de barras indicadas para a armadura de costura. Na verdade, há uma série de fatores ligados

ao dimensionamento que vão desde a disponibilidade de fôrmas até os critérios mais objetivos de economia de material e mão de obra que influenciam na escolha de valores. Mas, segundo as prerrogativas da NBR 9062 (2006) e suas indicações, o dimensionamento dos dentes de concreto devem seguir a metodologia aplicada para consolos, estando o modelo de biela e tirante previsto para dimensionamento dos consolos curtos. Assim, há a necessidade de uma armadura de costura dita tradicional na parte superior do Dente Gerber, acompanhada de grampos adicionais na parte inferior da viga. Estes foram igualmente previstos pelas planilhas e pelo dimensionamento inicial da viga, variando, no entanto, na dimensão das barras utilizadas.

Finalmente, para os cálices de fundação, há uma simplificação comum a projetos de fundação que se aplica ao caso em análise. Como há muitos blocos de fundação diferentes na obra, estes são, em geral, agrupados em casos de carregamentos de ordem de grandeza aproximada, medida que se justifica pela maior facilidade de execução e maior aplicabilidade econômica. Assim, muitos dos blocos e cálices de fundação projetados para o edifício em análise foram agrupados para resistir aos esforços aplicados pela pior situação analisada. O mesmo procedimento foi realizado, lembrando mais uma vez que o foco de análise do projeto é a simples determinação da área de armadura no cálice de fundação, não sendo comparadas as soluções empregadas para disposição das armaduras na estrutura nem métodos construtivos.

Comparando-se a área das armaduras calculadas observa-se boa convergência dos resultados de modo que a proposta de armação adotada em obra é a mesma da obtida com uso das planilhas exceto para as armaduras Asvp e Ash. No caso da armadura do tirante Asvp, houve uma diferença de uma barra entre os resultados dos dimensionamentos. O dimensionamento original ficou com oito barras, enquanto que o dimensionamento aplicado com uso das planilhas prevê a necessidade de sete barras de 8 mm, fato que pode ser explicado pela característica construtiva da peça que fica facilitada pelo uso de valores pares para essa armadura. No sentido de prever uma necessidade de maior armação está a armadura da malha horizontal (Ash). Assim, com bitola de 8 mm as planilhas apontam a necessidade de uso de três barras, enquanto que nas plantas originais há a necessidade de uso de três barras de 6.3 mm. Tais diferenças foram atribuídas à utilização das tensões de atrito previstas em norma em detrimento da metodologia menos conservadora de não seguir a recomendação de norma prevista na célula J103 da planilha de cálices de fundação. Essa premissa diz que, apesar da NBR 9062 permitir valores até 90% da tensão

de atrito, a prática tem demonstrado que a utilização de tensões de atrito altas leva a armaduras verticais exageradas. Pode-se adotar então tensões de atrito da ordem de 0,1fd. Essa parece ter sido a metodologia adotada para cálculo da armadura dos cálices de fundação.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Vê-se a aplicabilidade desse trabalho como uma introdução ao dimensionamento e cálculo de estruturas em pré-moldados de concreto armado. Foi, acima de tudo, uma importante oportunidade de acompanhamento da construção de uma edificação com utilização de peças de concreto pré-moldado desde seu projeto, passando por sua construção na fábrica, carregamento até a obra e montagem.

Como proposta à sua continuação, sugere-se a elaboração de planilhas capazes de desenhar graficamente as peças dimensionadas com suas respectivas armaduras, elevando com isso o valor do presente trabalho por torna-lo mais apelativo ao usuário final. Desta forma, uma peça que foi até este ponto somente retratada por um volume de concreto e aço com medidas geométricas definidas poderia então ser visualizada pelo usuário do programa. Isso permitiria ao trabalho seguir uma tendência que parece irreversível: tornar os programas cada vez mais visuais e fáceis de serem entendidos pelo usuário.

Avaliações mais detalhadas do funcionamento dos apoios de lajes sobre as vigas, também são sugeridas para a continuidade deste trabalho já que o modelo de análise adotado foi uma simples adaptação do funcionamento dos consolos em pilares. Essa adaptação foi uma sugestão do próprio autor deste trabalho já que não foi constatada qualquer referência a esse tipo de estrutura dentro da bibliografia oficial consultada.

Finalmente, fazendo uma síntese dos resultados obtidos no trabalho, fica demonstrado que também para as empresas com atuação no mercado competitivo dos pré-moldados é interessante a aplicação das normativas brasileiras e internacionais consultadas como fonte de dados para o dimensionamento de seus elementos estruturais.

As vantagens dessa prática de dimensionamento em forte consenso com a norma estão tanto na uniformidade qualitativa das peças produzidas, que possuem uma garantia mínima de qualidade, quanto na segurança para a empresa fabricante que possui um embasamento técnico bastante sólido por trás de seu produto final. As normas funcionam.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (ABCI) (1980). *“A história dos pré-fabricados e sua evolução no Brasil”*. São Paulo, 70 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 (2014). *“Projetos de estruturas de concreto: procedimento”*. Rio de Janeiro, 231 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 (1980). *“Cargas para cálculo de estruturas de edificações”*. Rio de Janeiro, 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062 (2006). *“Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado”*. Rio de Janeiro, 42 p.
- ASOCIACIÓN PARA LA I+D DE LAS PLACAS ALVEOLARES (1997). *“Manual AIDEPLA para el proyecto y la ejecución de elementos resistentes con alveoplaca”*. Madrid, Espanha, 157 p.
- BACHEGA, L. A. (2010). *“Projeto de Ligação Viga Pilar com Inserto Metálico em Estruturas Pré-Moldadas de Concreto”*. Universidade de São Paulo, São Carlos, 65 p.
- CAMPOS, A. F. (1996). *“Detalhamento das Estruturas de Concreto pelo Método das Bielas e dos Tirantes”*. Caderno de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 27 p.
- CAMPOS, G. M. (2010). *“Recomendações para Projeto de Cálices de Fundação”*. Universidade de São Paulo, São Carlos, 204 p.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. F.(2015). *“Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado”*. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 415 p.
- DEITEL, P.; DEITEL, H. (2010). *“Visual Basic 2010 – How to Program”*. Maynard, Massachusetts, EUA, Pearson, 639 p.
- EL DEBS, M. K. (2000). *“Concreto Pré-Moldado: fundamentos e aplicações”*. Universidade de São Paulo, São Carlos: EESC-USP, 441 p.
- EL DEBS, M. K.; HANAI, J. B.; FERREIRA, M. A.; SOARES, MIOTTO, A. M. (2000). *“Procedimentos analíticos para a determinação da Deformabilidade de ligações de concreto pré-moldado”*. IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. Universidade de São Paulo, São Carlos, 19 p.
- FERNANDES, R. M. & EL DEBS, M. K. (2005). *“Análise da capacidade resistente de consolos de concreto armado considerando a contribuição da armadura de costura”*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 26 p.
- FERREIRA, M.A. (2003). *“A importância dos sistemas flexibilizados”*. 8 p. (Apostila UFSCar)
- ITAMBÉ CIMENTOS (2008). *“Escadas pré-moldadas”*. Disponível em: <<http://m.cimentoitambe.com.br/#/>> Acesso em: 19 de novembro de 2015.

KAEFER, L. F. (1998). “*A Evolução do Concreto Armado*”. Universidade de São Paulo, São Paulo, Dezembro, 43 p.

LEONHARDT, F.; MONNIG, E. (1978). “*Construções de Concreto: casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado*”. v.2. Rio de Janeiro, Interciência, 168 p.

LEONHARDT, F.; MONNIG, E. (1978). “*Construções de Concreto: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado*”. v.3. Rio de Janeiro, Interciência, 274 p.

MELHADO, S. B; BARROS, M. M. S. BOTTURA (1998). “*Recomendações para Produção de Estruturas de Concreto Armado em Edifícios*”. São Paulo, Projeto EPUSP/SENAI, 42 p.

MELO, C. E. E. (2007). “*Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto*”. São Paulo: PINI, 534 p.

MINISTÉRIO DO TRABALHO E EMPREGO (2015). “*Série histórica de desemprego no Brasil*”. Setembro de 2015. Disponível em: <<http://mte.gov.br/noticias-mte/noticia-serie-historica-de-desemprego-no-brasil>> Acesso em: 15 de dezembro de 2015.

RANGEL, G. W. A. (2010). “*Dimensionamento de Viga Gerber Não Protendida Pré-Moldada para Ponte Ferroviária*”. Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, 41p.

SANTOS, C. H. DOS; CIRILO, JOSÉ EUSTÁQUIO; SOUZA, R. F. (2014). “*Estudo das Ligações de Montagem em Estruturas Pré-Fabricadas de Concreto*”. Revista Pensar Engenharia, v.2, n.1, 20 p.

SIQUEIRA, G. H. (2007) “*Almofada de apoio de compósito de cimento para ligações em concreto pré-moldado*”. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 25 p.

VASCONCELOS, A. C. (2002). “*O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações*”. Volume III. Studio Nobel. São Paulo, 10 p.

ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO E PLANTA DE SITUAÇÃO

ANEXO B – PLANILHAS ELETRÔNICAS

ANEXO C – TABELA DE LAJES ALVEOLARES

◀◀ PA16 ▶▶

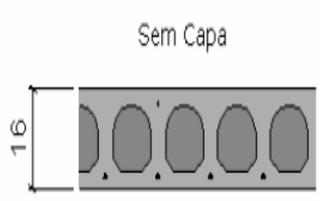
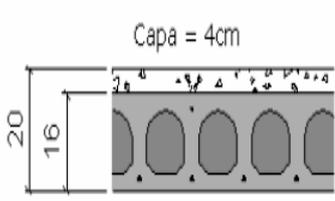
SEÇÃO DO PAINEL		Vãos Máximos (cm)							
		Classe 1		Classe 2		Classe 3			
		Sem Capa	Capa=4cm	Sem Capa	Capa=4cm	Sem Capa	Capa=4cm		
TABELA DE DIMENSIONAMENTO									
		M.R.U. (kN.m/m)	34,0	44,6	40,8	53,0	53,5	68,7	
		Sobrecargas (kN/m ²)	0,5	812	706	889	773	1018	885
			1,0	750	706	822	773	941	885
			2,0	661	687	724	749	829	853
			3,0	597	631	654	688	749	783
			4,0	549	587	601	640	688	728
			5,0	511	551	559	600	641	684
			6,0	480	521	525	568	601	646
			8,0	431	473	472	515	541	587
			9,0	412	453	451	494	517	563
			10,0	395	436	433	475	496	541
			12,5	360	400	395	436	452	497
15,0	334		372	366	406	419	462		
Informações adicionais: Peso-próprio da laje (sem capa) = 2,45 kN/m ² - Peso-próprio da laje (com capa) = 3,40 kN/m ² Consumo de concreto (C30), brita 0, para rejunte das placas = 7,8 litros/m de junta. Concreto de capeamento C30.									

Tabela de dimensionamento de lajes alveolares. (AIDEPLA, 1997)