



ENGENHARIA CIVIL E ENGENHARIA MECÂNICA

LUCAS DA SILVA FERREIRA

VANESSA FELIX DA SILVA

**PROJETO DE EDIFICAÇÃO UTILIZANDO ESTRUTURA MISTA, CONCRETO
ARMADO E ESTRUTURA METÁLICA**

Itaperuna

2022

LUCAS DA SILVA FERREIRA

VANESSA FELIX DA SILVA

**PROJETO DE EDIFICAÇÃO UTILIZANDO ESTRUTURA MISTA, CONCRETO
ARMADO E ESTRUTURA METÁLICA**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito final
para a obtenção dos títulos de
Bacharel em Engenharia Civil e de
Bacharel em Engenharia Mecânica
ao Centro Universitário Redentor.

Orientador: Arthur Almeida Tavares

Itaperuna

2022

Agradecimentos

Eu, Lucas Ferreira, agradeço aos meus pais por sempre me darem o apoio necessário. À equipe da empresa ALT, que me deu a oportunidade de praticar os conhecimentos adquiridos ao longo da graduação e está proporcionando cada dia mais aprendizado. E à minha amiga e namorada, Vanessa Felix, pela parceria de sempre.

Eu, Vanessa Felix, agradeço à Deus por todas as bênçãos recebidas, por iluminar meus passos e me dar forças diariamente para não desistir dos meus sonhos. À minha mãe, Angela, que sempre me incentivou e me apoiou em tudo nessa jornada, sempre fazendo mais do que podia para que eu pudesse chegar até aqui. Ao meu pai João Bosco, que me ensinou e me ensina muito, e graças a ele, excelente pedreiro, me apaixonei pela Engenharia Civil. À equipe da Secretaria de Projetos de Paraíba do Sul, onde faço estágio e aprendo coisas novas diariamente, contando sempre com a ajuda de todos. Quero agradecer também aos meus colegas de turma Raiana Reis, Makelly Dutra e André Leal, que foram essenciais pra mim nesses cinco anos de Faculdade, além de se tornarem meus amigos pra vida. E ao meu amigo e namorado Lucas Ferreira, meu companheiro de trabalho e de vida.

E por fim, gostaríamos de agradecer imensamente ao nosso orientador Arthur Almeida, que sempre nos orientou com máxima dedicação e compreensão, além de todos os conhecimentos que ele como orientador e professor nos proporcionou ao longo da graduação.

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autores: LUCAS DA SILVA FERREIRA, E, VANESSA FELIX DA SILVA

Título: PROJETO DE EDIFICAÇÃO UTILIZANDO ESTRUTURA MISTA,
CONCRETO ARMADO E ESTRUTURA METÁLICA

Natureza: Trabalho de Conclusão de Curso.

Objetivo: Título de Bacharel em Engenharia Mecânica e Engenharia Civil

Instituição: Centro Universitário Redentor

Área de Concentração: Engenharia Civil e Mecânica com ênfase em Estruturas.

Aprovada em: ____/____/____

Banca Examinadora:

Prof^a.

M.Sc. (Me. – mestre-. Ma. – mestra)

Instituição:

Prof^a.

M.Sc.

Instituição:

Prof^a.

D.Sc. (Dr. ou Dr^a.)

Instituição:

RESUMO

Estrutura mista de aço e concreto é a junção de perfis metálicos ao concreto estabelecendo elementos mistos como: vigas, pilares, lajes. A combinação destes materiais tende o melhor aproveitamento das propriedades específicas de cada um gerando uma somatória de vantagens. Porém mesmo demonstrando suas vantagens no sentido técnico construtivo e econômico para médios e grandes vãos, o uso dessa solução construtiva não é muito utilizado no Brasil, pois muitas das vezes as construções são planejadas mesmo sem antes ter sido feito um estudo completo do custo benefício usando esse sistema construtivo, acarretando em um projeto menos viável ou até mesmo com um custo mais elevado. Para solucionar eficientemente esse problema a melhor solução seria a investigação correlacionando ao custo-benefício gerado pela alternância dos materiais utilizados e a redução no tempo de execução da obra. Assim fazendo com que a obra projetada e dimensionada sofra uma diminuição no peso total da edificação.

PALAVRAS-CHAVES: Estrutura mista, dimensionamento, aço, concreto.

ABSTRACT

Mixed structures of steel and concrete is the joining of metallic profiles to concrete establishing mixed elements such as: beams, pillars, slabs. The combination of these materials tends to make better use of the specific properties of each one, generating a sum of advantages. However, even demonstrating its advantages in the technical, constructive and economic sense for medium and large spans, the use of this constructive solution is not widely used in Brazil, since many times constructions are planned even without having done a complete cost-benefit study using this constructive system, resulting in a less viable project or even with a higher cost. To efficiently solve this problem, the best solution would be the investigation correlating to the cost-benefit generated by the alternation of the materials used and the reduction in the execution time of the work. Thus causing the projected and dimensioned work to suffer a decrease in the total weight of the building.

KEYWORDS: Mixed structure, dimensioning, steel, concrete.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	6
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	6
1.2 OBJETIVOS	8
1.2.1 OBJETIVO GERAL	8
1.2.1 OBJETIVO ESPECÍFICO	8
2 JUSTIFICATIVA.....	8
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	9
3.1 ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO	9
3.1.1 Concreto simples	9
3.1.2 Aço	9
3.1.3 Concreto armado.....	10
3.2 ESTRUTURAS METÁLICAS	14
3.2.1 Seções.....	15
3.2.2 Elementos de ligação.....	16
3.2.3 Vigas de alma cheia	18
3.3 ESTRUTURAS MISTAS AÇO-CONCRETO	20
3.3.1 Elementos mistos do sistema estrutural	22
4 METODOLOGIA	27
4.1 CONSIDERAÇÕES DO PROJETO ESTRUTURAL.....	28
4.2 PROPRIEDADES DO CONCRETO ARMADO	28
4.2.1 Resistência à compressão	28
4.2.2 Resistência à tração.....	29
4.2.3 Módulo de Elasticidade	29
4.2.4 Coeficiente de poisson e módulo de elasticidade transversal	31
4.2.5 Aços para armadura.....	31
4.2.6 Durabilidade da estrutura.....	33
4.2.7 Segurança e estados limites	37
4.2.8 Resistências características e de cálculo.....	38
4.3 PROPRIEDADES DOS AÇOS.....	41
4.3.1 Estados limites	41
4.3.2 Propriedade mecânicas	42
4.3.3 Elasticidade	44

4.3.4	Plasticidade	44
4.3.5	Ductilidade	45
4.3.6	Tenacidade	45
4.3.7	Rigidez	46
4.3.8	Esbeltez.....	46
4.3.9	Flambagem	48
4.3.10	Imperfeições geométrica	53
4.4	AÇÕES.....	54
4.4.1	Classificação	54
4.4.2	Valores representativos.....	55
4.4.3	Tipos de carregamentos.....	57
4.5	METODOLOGIA DE CÁLCULO DAS LAJES	59
4.5.1	Vãos.....	59
4.5.2	Vinculação	59
4.5.3	Pré-dimensionamento de altura.....	60
4.5.4	Carregamentos atuantes	62
4.5.5	Reações de apoio.....	62
4.5.6	Momentos fletores e compatibilização.....	63
4.5.7	Verificações de deformação excessiva.....	63
4.5.8	Detalhamento das armaduras	67
4.5.9	Verificação ao cisalhamento	68
4.6	METODOLOGIA DE CÁLCULO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO	68
4.6.1	Verificações	69
4.6.2	Detalhamento	70
4.7	METODOLOGIA DE CÁLCULO DE VIGA E ESCADA METÁLICAS	71
4.7.1	Viga e escada metálica	71
4.7.2	Vigas mistas	76
4.7.3	Conectores	85
4.8	METODOLOGIA DE CÁLCULO DE PILARES	95
4.8.1	Pré-dimensionamento.....	95
4.8.2	Ações nos pilares.....	96
4.8.3	Comprimento Equivalente.....	97
4.8.4	Imperfeições geométricas	97
4.8.5	Excentricidade inicial.....	98

4.8.6 Índice de esbeltez e raio de giração	98
4.9 METODOLOGIA DE CÁLCULO DE FUNDAÇÕES	100
4.9.1 Investigação do subsolo	100
4.9.2 Sapata Isolada	100
4.9.3 Sapata Associada.....	103
4.10 Lançamento da estrutura	106
5 RESULTADOS ESPERADOS	108
6 RESULTADOS.....	108
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	110
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111

LISTAS DE FIGURAS

Figura 1 - Plantas baixas dos pavimentos centro comercial, mezanino e térreo, respectivamente	7
Figura 2 - Barras e fios de aço	10
Figura 3 - Preenchimento de fôrmas e armaduras com concreto.....	11
Figura 4 - Viga de concreto: a) sem armadura; b) com armadura.....	11
Figura 5 - Barra e Tubos	15
Figura 6 - Perfis.....	16
Figura 7 - Geometria dos Rebites	18
Figura 8 - Principais tipos de vigas em alma cheia	18
Figura 9 - Flambagem local e lateral	19
Figura 10 - Edifício The One finalizado – São Paulo.....	21
Figura 11 - Representação dos principais tipos de Viga Mista.....	23
Figura 12 – Ligação com placa de ancoragem.....	24
Figura 13 – Ligação com cantoneira	24
Figura 14 - Tipos de conectores.....	25
Figura 15 - Representação de uma Laje Mista.....	26
Figura 16 - Representação dos tipos de Pilares Mistos	27
Figura 17 - Diagrama Tensão x Deformação convencional e real (aço)	43
Figura 18 - Compressão.....	48
Figura 19 - Flexão	49
Figura 20 - Cisalhamento	49
Figura 21 - Flambagem local em mesa de viga tipo "I"	50
Figura 22 - Carga crítica de flambagem	51
Figura 23 - Tipos de flambagem em função das condições de extremidade	51
Figura 24 - Flambagem com torção em colunas	53
Figura 25 - Tipos de vinculação das placas isoladas constantes nas tabelas.....	60
Figura 26 - Seção homogeneizada para cálculo em regime elástico	77
Figura 27 - Variáveis para seção mista	78
Figura 28 - Linha neutra plástica situada na laje de concreto	82
Figura 29 - Linha neutra plástica situada na mesa da seção de aço.....	83
Figura 30 - Linha neutra plástica situada na alma da seção do aço.....	83

Figura 31 - Emenda soldada	86
Figura 32 - Emenda com conectores de perfil laminado	87
Figura 33 - Ligações flexíveis.....	88
Figura 34 - Apoio em consolo soldado ao pilar	89
Figura 35 - Ligações flexíveis viga-viga	89
Figura 36 - Ligações rígidas.....	90
Figura 37 - Ligações de barras com pino	91
Figura 38 - Apoios móveis com rolos	92
Figura 39 - Representação da área de influência dos pilares	96
Figura 40 - Representação do comprimento equivalente.....	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica do concreto à compressão	30
Tabela 2 - Valor do coeficiente de aderência (η_1).....	32
Tabela 3 - Características geométricas nominais dos fios e barras	32
Tabela 4 - Propriedades mecânicas dos aços na tração, valores mínimos.....	33
Tabela 5 - Classes de agressividade ambiental	34
Tabela 6 - Classes de agressividade ambiental	35
Tabela 7 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.....	36
Tabela 9 - Valores de coeficiente de minoração das resistências.....	40
Tabela 10 - Valores do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2}$	40
Tabela 11 - Valores de sobrecarga	56
Tabela 12 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo.....	65
Tabela 12 - Cargas Acidentais adotadas	106
Tabela 13 - Fatores solicitados para cargas de vento.....	107

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Inicialmente, a utilização do concreto armado podia ser observada em larga escala nos processos construtivos estruturais. Composto pelo conjunto de aço e concreto, o concreto armado possui como algumas de suas vantagens a alta resistência à compressão, a capacidade de moldagem e a facilidade de encontrar mão de obra. No entanto, a busca por desenvolver projetos com maior agilidade e eficiência associada ao aumento da produção industrial de aço, implicou no desenvolvimento do processo construtivo estrutural misto aço-concreto (ALVA; MALITE, 2005 *apud* SILVA; ANDRADE, 2021).

No início do século, o concreto era utilizado nas estruturas mistas primeiramente como revestimento, com a finalidade de proteger os perfis de aço da corrosão e do fogo, enquanto sua resistência era ignorada nos cálculos. No Brasil, entre as décadas de 50 e 60, as primeiras construções mistas foram de alguns edifícios e pontes de pequeno porte. Em 1986, pela primeira vez, as estruturas mistas foram normatizadas pela ABNT NBR 8800 - Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios - a qual trata do projeto desse tipo de estrutura (ALVA; MALITE, 2000).

De acordo com uma pesquisa realizada pelo CBCA (Centro Brasileiro de Construção em Aço) em parceria com o ABCEM (Associação Brasileira da Construção Metálica), foi verificado que houve um aumento de 25,6% na produção de aço em 2019 em comparação com o ano de 2018 (SANTOS, 2021).

Nas construções de estruturas metálicas, diversos aspectos positivos podem ser identificados, o que torna seu uso cada vez mais frequente nas edificações no Brasil. Dentre suas características positivas, encontram-se a maior resistência mecânica do aço em comparação com outros materiais, a agilidade nos processos de montagem e desmontagem, o aumento do espaço útil, o alívio nas fundações, economia de tempo de construção, entre outros (CHAVES, 2007).

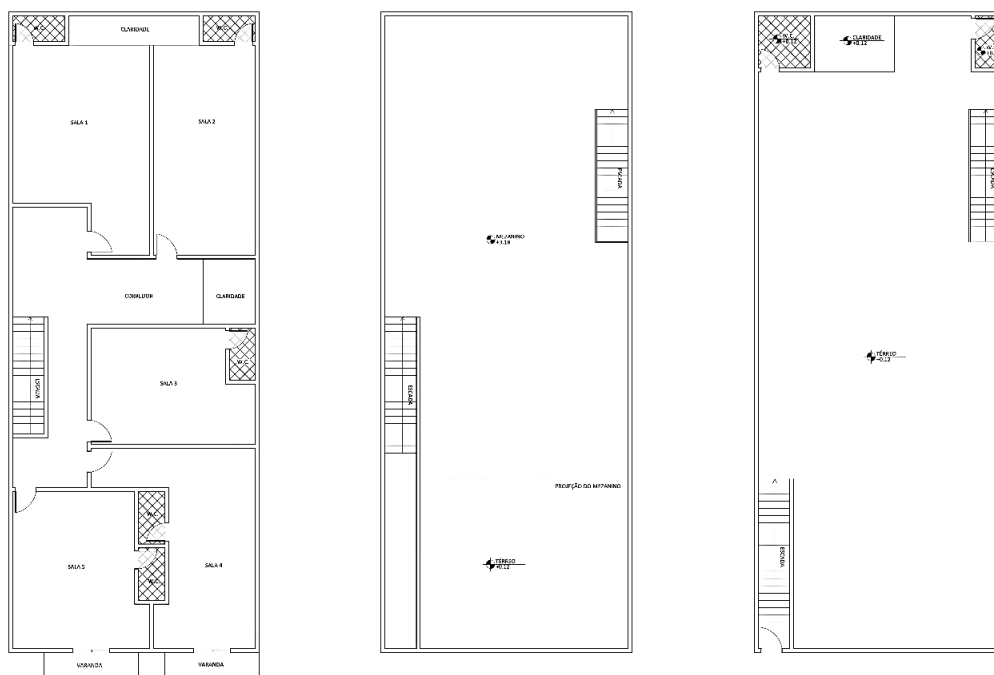
Considerando-se as particularidades do aço e do concreto, o sistema estrutural misto é relativamente novo e foi desenvolvido com a finalidade de destinar os esforços específicos para cada material, aproveitando suas propriedades (AFONSO, 2014). Em

comparação com o concreto armado, o uso do sistema misto aço-concreto é uma alternativa para a construção de vãos médios a elevados, devido à possibilidade de baratear o custo das fundações por meio da rapidez da execução e pela considerável diminuição do peso total da estrutura (QUEIROZ *et al.*, 2012 *apud* SANTOS; COMIN, 2021).

Antes da implementação de um sistema estrutural misto, deve-se levar em conta os comportamentos e particularidades do aço e do concreto. Para isso, é de suma importância que seja realizada uma análise detalhada da estabilidade global da estrutura capaz de verificar possíveis falhas mecânicas e assim garantir que a estrutura metálica irá atuar em conjunto com o concreto (geralmente armado). Desse modo, é possível evitar problemas construtivos e posteriormente na utilização da estrutura como um todo (SANTOS, 2021).

O projeto arquitetônico deste trabalho se trata de uma edificação mista aço-concreto, sendo esta comercial, contendo três pavimentos. O terreno escolhido para a implementação do projeto está situado no Centro, na cidade de Itaocara, no estado do Rio de Janeiro.

Figura 1 - Plantas baixas dos pavimentos centro comercial, mezanino e térreo, respectivamente



Fonte: Júnior (2020)

Este trabalho tem por finalidade unir as áreas de Engenharia Civil e Engenharia Mecânica ao realizar o dimensionamento de uma Estrutura Mista de Aço e Concreto e apresentar o cálculo estrutural de acordo com propriedades de cada material. Dessa forma, obter um conhecimento mais aprofundado no desenvolvimento de projetos conforme situações do cotidiano.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Elaboração de projeto estrutural e fundação de uma edificação mista aço-concreto.

1.2.1 Objetivo específico

- Projetar os elementos estruturais de acordo com as normas técnicas da ABNT.
- Dimensionar os elementos em concreto e em aço;
- Verificar os deslocamentos e as deformações da estrutura;
- Dimensionar a fundação para a edificação.

2 JUSTIFICATIVA

A NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, determina estruturas mistas como componentes formados por concreto e aço, sendo ele armado ou não, trabalhando em conjunto (NBR – 8800, 2008).

Normalmente o aço e concreto são utilizados na construção civil, portanto, como elementos compostos não como elementos mistos trabalhando em conjunto. Porém devido algumas vantagens a prática de construções mistas estão cada vez mais em destaque no país, por exemplo, quanto ao uso do aço acaba dispensando a utilização de escoramentos, reduzindo o volume e peso da estrutura e o tempo de

construção. Quanto à utilização dos elementos de concreto traz vantagens como aumento da rigidez e redução do consumo de aço.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Estruturas em concreto armado

3.1.1 Concreto simples

O concreto surgiu com o intuito de formar uma pedra artificial, que fosse resistente, durável e econômica como as extraídas de rochas naturais. Desse modo, visava-se a possibilidade de moldá-la nas formas e dimensões necessárias à sua aplicabilidade (Giongo, 2007).

Define-se concreto como um material composto por cimento, água, agregado graúdo (pedra ou brita) e agregado miúdo (areia), podendo conter adições e aditivos químicos para aprimorar ou alterar suas propriedades. Como exemplos de adições temos a cinza volante, a pozolana natural, a sílica ativa, metacaulim, entre outras. Já como exemplos de aditivos, os mais utilizados são os plastificantes e os superplastificantes, que possuem o propósito de reduzir a quantidade de água do concreto e garantir a trabalhabilidade desejada (BASTOS, 2019).

“A tecnologia do concreto busca a proporção ideal entre os diversos constituintes, procurando atender simultaneamente as propriedades requeridas (mecânicas, físicas e de durabilidade), e apresentar trabalhabilidade a fim de possibilitar o transporte, lançamento e adensamento do concreto para cada caso de aplicação.” (BASTOS, 2019).

3.1.2 Aço

Fabricado em usinas siderúrgicas, o aço é um material metálico composto por ferro e com até 2% de carbono adicionado a ele. No entanto, outros materiais podem ser acrescentados ao mesmo, fazendo com que sejam atingidas características específicas diferentes de acordo com o tipo de aplicação. Dentre esses materiais encontram-se o níquel, o enxofre, o manganês, entre outros (BASTOS, 2019).

Ainda de acordo com Bastos (2019), no Brasil, os vergalhões de aço aplicados

em estruturas de Concreto Armado são estabelecidos pela ABNT NBR 7480, sendo classificados como barras ou fios. Os fios são adquiridos pelo processo de trefilação ou algum outro equivalente a este, possuindo diâmetro nominal de 10 mm ou menos. Já as barras são vergalhões que são obtidos por laminação a quente, possuem um diâmetro nominal de 5 mm.

Figura 2 - Barras e fios de aço



Fonte: Em foco construção civil (2021)

Para compor o Concreto Armado, os aços utilizados nesse processo são fabricados com teor de carbono entre 0,4 e 0,6%. Desse modo, de acordo com o valor de resistência inicial de escoamento, classifica-se os fios na categoria CA-60 e as barras nas categorias CA-25 e CA-50 (BASTOS, 2019).

3.1.3 Concreto armado

Por se tratar de um material com elevada resistência à compressão, o concreto é excelente para ser utilizado em elementos estruturais primariamente submetidos à compressão. No entanto, o material apresenta características de baixa resistência à tração, o que delimita seu uso isolado em elementos fletidos. Essa restrição é contornada através do emprego do aço associado ao concreto, previamente posicionados dentro da fôrma (Figura 3), onde a união solidária dos dois permite que a peça resista aos esforços solicitantes. Segundo Santos (2019), este modelo é um dos mais eficientes e por esse motivo, o mais utilizado no Brasil.

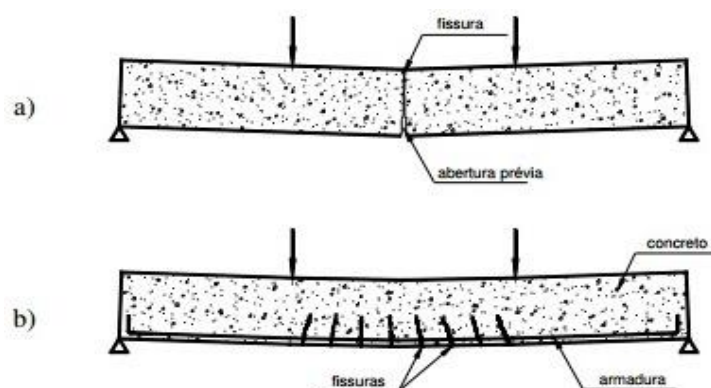
Figura 3 - Preenchimento de fôrmas e armaduras com concreto



Fonte: Bastos (2014)

O conjunto de barras de aço que monta uma armadura e é envolvida pelo concreto resulta no Concreto Armado, e a solidariedade entre os materiais é garantida pela aderência. A aliança entre as qualidades do concreto (durabilidade, baixo custo, boa resistência à compressão, ao fogo e à água) e as do aço (excelente resistência à compressão e à tração e ductilidade), possibilita a execução de elementos de diversas formas e volumes, com relativa rapidez e facilidade (BASTOS, 2019).

Figura 4 - Viga de concreto: a) sem armadura; b) com armadura



Fonte: Bastos (2014)

No Concreto Armado, as tensões e deformações se devem aos esforços aplicados na peça, o que determina a armadura como passiva. A união da armadura ao concreto fica bem representada na Figura 3 mostrada acima, no qual é possível verificar uma viga sem armadura (Figura 4.a), ou seja, de concreto simples, que sofre

um rompimento brusco. Esse rompimento é iniciado por fissuras, chegando até a abertura prévia da viga, devido à tensão de tração atuante na peça que atinge a resistência do concreto à tração na flexão. Ainda na mesma imagem pode-se visualizar uma viga com armadura de flexão (Figura 4.b), ou seja, concreto armado, onde se tem maior resistência à flexão devido a presença da armadura (BASTOS, 2019).

3.1.3.1 Sistemas construtivos do concreto armado

3.1.3.1.1 Fundações

As fundações são elementos estruturais responsáveis por suportar e transferir tensões superiores para o solo, possibilitando que seja inserida uma superestrutura no determinado local da construção. De acordo com as funcionalidades e características de cada fundação, além da sondagem do terreno e demais condições que se especifica o tipo de fundação a ser utilizada. Desse modo, esses elementos podem ser classificados como fundações rasas, como as sapatas e as fundações profundas, como os tubulões e as estacas (FELIPE; JÚNIOR, 2018).

De acordo com a ABNT NBR 6122: 2010, tem sua definição específica para a fundação superficial “Elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.”

Vargas (2020) afirma que o estudo das características do subsolo do terreno onde será executada a obra, possibilita como resultado características como:

- a) número de pontos de sondagem;
- b) seu posicionamento no terreno, considerando-se a posição relativa do edifício;
- c) profundidade a ser atingida.

Estes dados são conquistados por meio de sondagem, retratando as características e propriedades do subsolo. Desse modo, após analisados e estudados, tornam-se uma base técnica fundamental para a escolha do tipo de fundação da edificação naquele tipo de terreno.

Usadas para construções de variados portes, as sapatas de concreto dependem de especificação e sua execução depende de um solo estável e resistente. Para mais, as sapatas de fundação são projetadas com o intuito de resistir às tensões de tração atuantes sobre a fundação, podendo suportar cargas elevadas e quando bem projetadas, requerem um baixo consumo de concreto e pouca escavação. Elas podem ser classificadas em: sapatas isoladas, sapatas associadas, sapatas corridas e sapatas alavancadas (PEREIRA, 2018).

Além disso, as sapatas conter espessura variável ou constante, sendo consideradas de mesma ordem de grandeza. Desse modo, também são empregadas quando as cargas pontuais ou concentradas são transmitidas para as estruturas, como as reações de vigas baldrame e as cargas de pilares (SILVA, 2019).

Tratando-se das fundações do tipo profundas, tem-se segundo a definição contida na ABNT NBR 6122:1996, que a fundação profunda se trata de “Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m.”

No caso das estacas, a ABNT NBR 6122:1996 diz que as estacas são fundações profundas realizadas com equipamentos que dispensem a necessidade de o operário desça pelo furo, podendo ser executadas por três métodos, a cravação, a escavação e o método misto. Além disso, as estacas de concreto armado possuem três partes, a cabeça da estaca, que fica ligada de maneira direta ao bloco de fundação; o fuste, que se trata de toda a parte lateral que se encontra em contato com o solo; e a ponta, que transmite a tensão pro solo por meio de compressão, e está localizada na parte inferior da estaca.

3.1.3.1.2 Vigas

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, vigas são elementos lineares nos quais a flexão é dominante, ou seja, o comprimento longitudinal é pelo menos três vezes superior à maior dimensão da seção transversal.

Segundo Pinheiro (2016), em geral, as vigas são barras horizontais responsáveis vencer vãos e transmitir os esforços aplicados nelas para os apoios,

geralmente os pilares. Além disso, são as vigas que demarcam as lajes, sustentam as paredes e recebem esforços das lajes, de outras vigas, paredes de vedação e pilares, transmitindo-as para os apoios.

3.1.3.1.3 Pilares

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, pilares são elementos lineares geralmente verticais, que se encontram em eixo reto e resistem às principais formas normais de compressão.

Normalmente, os pilares estão passíveis a tensões de compressão excessivas, e para a obtenção de ductilidade e impedir que haja fragilidade, aumenta-se a área das barras da armadura transversal fazendo com que o concreto possua um confinamento lateral passivo (TORRICO, 2010).

3.1.3.1.4 Lajes

Segundo Bastos (2019), a laje se trata um elemento plano, bidimensional, que serve de piso ou cobertura nas construções, e que recebe as ações verticais provenientes do uso da laje.

“As ações perpendiculares ao plano da laje podem ser separadas em: distribuída na área: peso próprio, contrapiso, revestimento na borda inferior, etc; distribuída linearmente: carga de parede apoiada na laje; concentrada: pilar apoiado na laje. As ações são geralmente transmitidas para as vigas de apoio nas bordas da laje, como mostrado na Figura 4.5, mas eventualmente também podem ser transmitidas diretamente aos pilares. As lajes existem em variados tipos, como maciças, nervuradas, lisas, pré-moldadas, etc.” (BASTOS, 2019).

3.2 Estruturas metálicas

Na construção são usados diversos metais como o ferro fundido, aço e alumínio, porém o que representa maior importância nesse segmento é o aço (CORRÊA, 2016).

As peças de estruturas em aço apresentam variadas formas de seção, de acordo com sua função estrutural. Seu dimensionamento é feito através de cálculo estrutural e, com base nos resultados obtidos, assim escolhendo em uma tabela o

perfil que contém o padrão de suas medidas e seus esforços máximos admissíveis. Esses elementos estruturais podem ser ligados usando chapas, cantoneiras rebitadas ou aparafusadas e também soldadas.

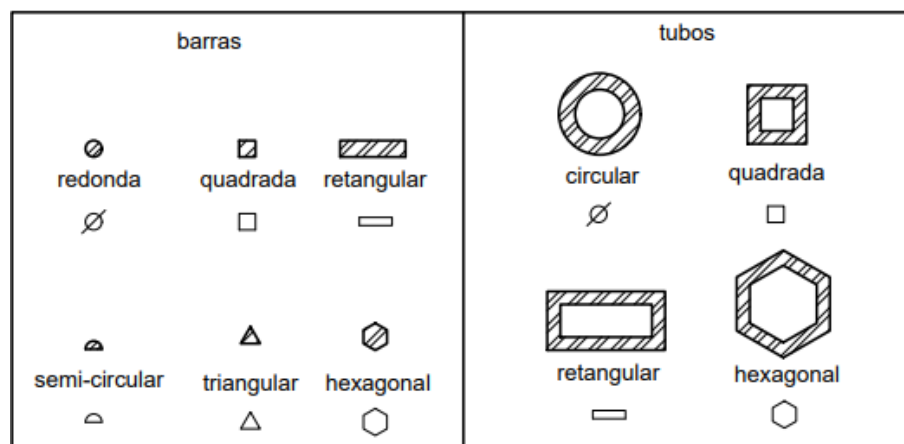
3.2.1 Seções

3.2.1.1 Chapas

Sua fabricação é feita em formato retangular tendo sua espessura e dimensões padronizadas. Podendo ser furadas, recortadas, prensadas e dobradas. Servindo também como elemento de ligação de peças metálicas.

3.2.1.2 Barras e tubos

Figura 5 - Barra e Tubos

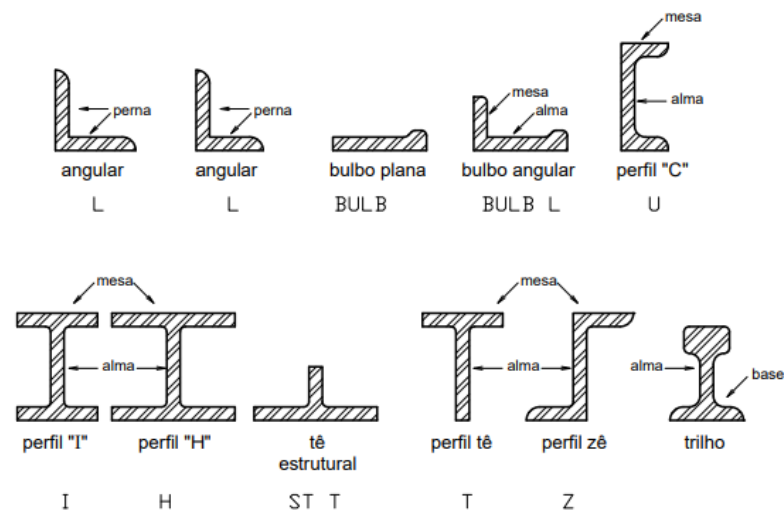


Fonte: Corrêa (2016).

3.2.1.3 Perfis metálicos

São peças compostas de chapas sendo de diversos tipos, de acordo com a concepção do projeto, portanto algumas dimensões são padronizadas pelo mercado, assim como na figura:

Figura 6 - Perfis



Fonte: Corrêa (2016).

3.2.2 Elementos de ligação

3.2.2.1 Soldas

Os componentes metálicos podem ser unidos por meio da fusão de eletrodos metálicos. Devido à alta temperatura realizada por um arco voltaico, processa-se parcialmente a fusão dos componentes a serem ligados. Logo após resfriar, o metal base e metal eletrodo passam a constituir um corpo único.

Para realizar essa operação é preciso uma fonte de energia elétrica de baixa voltagem e alta amperagem gerando o calor necessário e os aços devendo ter soldabilidade.

A soldabilidade de um aço está ligada com a facilidade da execução de uma junta por meio do processo de soldagem, onde não se apresenta defeitos e livre de fissuras ou falhas. Sendo alguns aços estruturais melhores para soldagem do que outros (VASCONCELLOS, 2011).

3.2.2.2 Parafusos

Para realizar esse tipo de ligação são utilizados parafusos comuns ou de alta resistência e as barras redondas rosqueadas, em geral utilizadas como chumbadores ou tirantes.

Segundo Peixoto (2012, p. 39), “A escolha dos parafusos é função direta da responsabilidade da ligação no conjunto estrutural. Nas ligações onde o colapso pode comprometer a estabilidade estrutural é necessário o uso de parafuso de alta resistência”.

Caso às ligações sejam secundárias ou não tenha função estrutural, é utilizado os parafusos comuns, ASTM A307.

3.2.2.3 Rebites

Durante muitos anos os rebites foram os únicos dispositivos de ligação empregados em elementos estruturais de aço. Seu comportamento estrutural era tido como satisfatório, entretanto, esse tipo de ligação foi se tornando antieconômico e agora são raramente utilizados em estruturas de aço. Atualmente são usados quase que somente na recuperação e reforços de antigas estruturas.

A causa principal da obsolescência dos rebites foi a criação do parafuso de alta resistência e o aprimoramento das técnicas de soldagem, pois há uma significativa redução de mão de obra (VALENCIANI, 1997).

Existem diversas formas para as cabeças dos rebites. Não havendo restrição de espaçamento para execução, é utilizada a cabeça prensada redonda. Quando este espaçamento é limitado pode se fazer o uso tanto da cabeça achatada ou plana. Os rebites com cabeça escareada são utilizados onde uma superfície nivelada é desejada, ou esse espaçamento é muito pequeno.

Figura 7 - Geometria dos Rebites

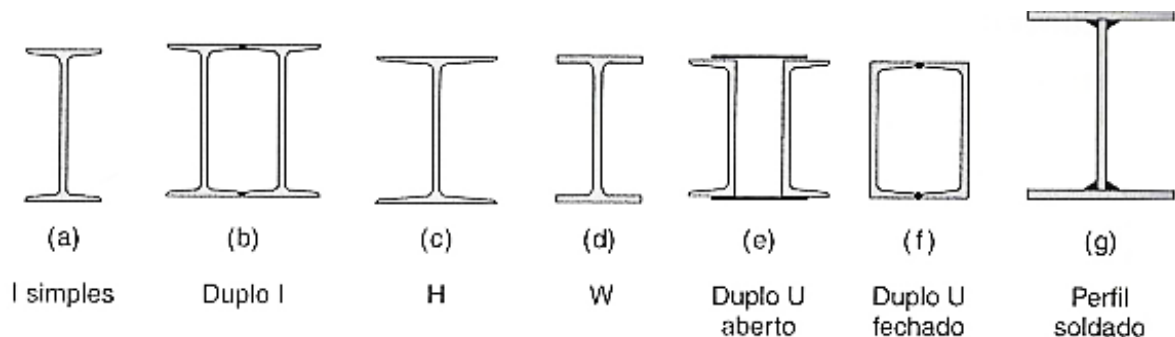
Diâmetro da cabeça				
Forjado a quente	$D = 1,6d$	$D = 2d$		$D = 1,5d$
Forjado a frio	$D = 1,75d$	$D = 2d$	$D = 2d$	$D = 2d$
Altura da cabeça				
Forjada a quente	$K = 0,65d$	$K = 0,4d$		$K = 0,43d$
Forjada a frio	$K = 0,6d$	$K = 0,4d$	$K = 0,25d$	$K = 0,5d$
Raio				
		$r = 0,6d$		
		$R = 3d$		
	Rebite de cabeça moldada	Rebite universal	Rebite de cabeça plana	Rebite escareado
				Rebite escareado

Fonte: Valenciani (1997)

3.2.3 Vigas de alma cheia

Chama-se alma de uma viga a porção vertical da sua seção. Sendo viga de alma cheia aquela que não apresenta vazio em seu eixo longitudinal. “[...] tem-se que as principais formas deste tipo de viga são os perfis I, sejam estes laminados ou soldados.” (ALMINHANA, 2014, p. 43). Além disso há outras formas, como por exemplo, a união de perfis U, porém na prática são menos utilizados. A figura a seguir mostra os tipos mais comuns de vigas de alma cheia.

Figura 8 - Principais tipos de vigas em alma cheia



Fonte: ALMINHANA (2014)

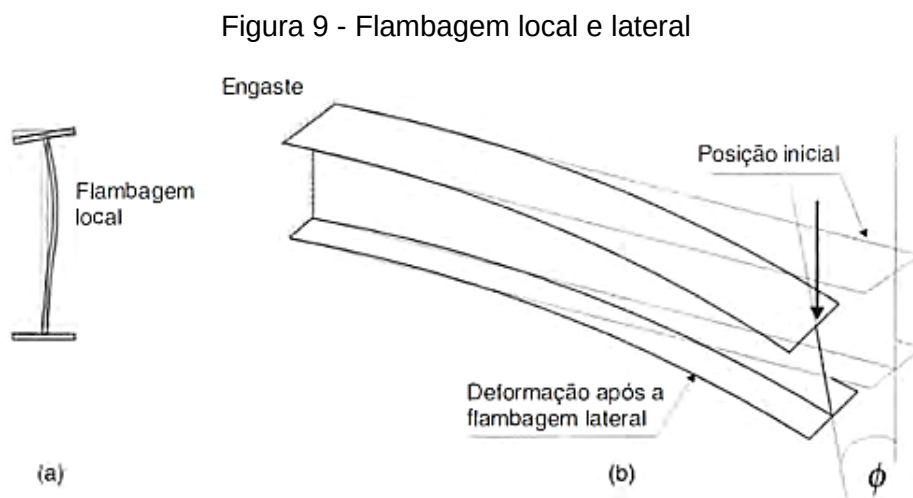
No dimensionamento à flexão simples, deve se verificar a resistência a momento e esforço cortante, também determinar os deslocamentos no estado limite

de utilização. A resistência à flexão das vigas pode ser afetada por:

- a) Flambagem local
- b) Flambagem lateral

(PFEIL; PFEIL, 2009 *apud* ALMINHANA, 2014, p. 45). Definem que “A flambagem local é a perda da estabilidade das chapas comprimidas componentes do perfil [...], a qual reduz o momento resistente da seção.”. Ocorrendo em dois casos, sendo o primeiro na mesa comprimida da viga e a segunda, através da alma da mesma.

A flambagem lateral é quando a viga perde seu equilíbrio no plano principal de flexão passando a apresentar deslocamentos laterais e rotações de torção. Podendo ser evitada através de uma contenção lateral à viga, caso a flambagem seja em uma viga I. (Figura 9)



Fonte: Estruturas Metálicas (2016)

3.2.3.1 Esforço cortante

A alma é o elemento responsável por atribuir resistência ao esforço cortante. Em perfis I, a espessura da alma normalmente é menor do que a das mesas, deste modo tem se uma esbelteza maior para este elemento da seção transversal da viga.

Alminha (2014, p. 46) explica que “Nos perfis laminados a menor espessura da

alma não proporciona problemas em termos de resistência ao esforço cortante, visto que estas vigas são poucos esbeltas.”. Porém em perfis soldados, essa esbeltez é maior, tornando a flambagem um fator determinante no dimensionamento da viga.

3.3 Estruturas mistas aço-concreto

Entende-se uma estrutura mista por uma junção de dois materiais que trabalham em conjunto para resistir aos esforços externos e internos, agindo como um elemento único, devido ao deslocamento apresentado por ambos ser o mesmo. Dessa forma, tem-se que esse sistema misto trata-se de um perfil de aço, podendo este ser soldado a frio ou laminado que age juntamente com o concreto, normalmente armado e compõe um elemento estrutural, podendo este uma viga, pilar ou laje (SANTOS, 2021).

Em comparação com os elementos em concreto, os estruturados em aço são bem mais esbeltos, sendo estes mais vulneráveis à ação do fogo. Com isso, o concreto passou a ser utilizado como revestimento, com a finalidade de proteger o perfil metálico do fogo. Sendo assim, as estruturas mistas de aço e concreto foram surgindo, inicialmente apenas com o intuito de servir como revestimento contra fogo e corrosão, desconsiderando a resistência ampliada pelo concreto nos cálculos (SILVA, 2021).

Segundo Santos (2021), no Brasil, a estrutura mista de aço e concreto é relativamente nova, sendo as primeiras obras que utilizaram esse método serem executadas entre as décadas de 1950 e 1960. Posteriormente à publicação da nova versão da ABNT NBR 8800:2008, o uso desse sistema construtivo foi ganhando cada vez mais espaço no cenário da construção civil. A seguir, a figura 10 apresentam um modelo de edifício executado com estrutura mista na cidade de São Paulo, com a obra já finalizada em agosto de 2012.

Figura 10 - Edifício The One finalizado – São Paulo



Fonte: OR (2022)

A decisão por escolher utilizar o sistema misto está diretamente relacionada às vantagens encontradas em seu uso em comparação aos demais sistemas convencionais que possuem apenas o concreto armado ou o estrutural em aço. No entanto, quando se opta por utilizar de uma estrutura mista aço-concreto, o objetivo principal é aproveitar ao máximo as vantagens proporcionadas por cada material. Figueiredo (1998) cita algumas vantagens oferecidas pelas estruturas mistas:

- suprir à preferência de um dos materiais (em lugares onde comumente utiliza-se aço ou concreto);
- economizar material, aproveitando-se estruturalmente do elemento protetor contra a corrosão e o fogo;
- endurecer a estrutura de aço pela ação do concreto, diminuindo significativamente problemas de instabilidade globais e locais.

Santos (2021) cita que a utilização de elementos mistos aço-concreto promove a aparição de estruturas com distintos sistemas construtivos. Nesse contexto, em uma estrutura mista o aço é utilizado em perfis laminados, dobrados ou soldados, trabalhando juntamente com o concreto (simples ou armado). Com a finalidade de garantir que o concreto e o aço se deformem como um elemento singular, é necessário que haja interação dos materiais por meio da ligação entre eles, podendo esta ser uma ligação rígida ou semirrígida.

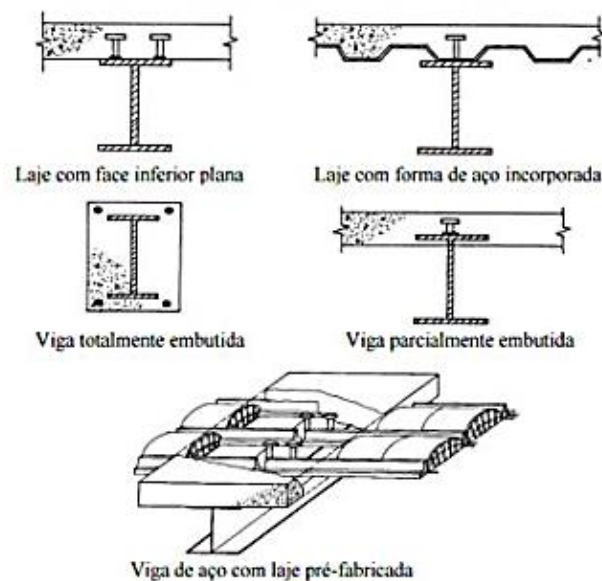
3.3.1 Elementos mistos do sistema estrutural

3.3.1.1 Vigas mistas

De acordo com as especificações da ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios - as vigas mistas são definidas por elementos que são formados por um componente de aço, podendo este ser uma treliça ou um perfil I, que sustenta uma laje de concreto presa por conectores de cisalhamento, de modo que a ligação mecânica entre o perfil e a laje resista à flexão (ALVES; PEREIRA, 2018).

É possível projetar de maneira independente as vigas de aço que comportam as lajes de concreto e que resistam aos esforços, mesmo desconsiderando as interações presentes no sistema misto. A maior parte das vigas possuem a mesa superior comprimida (momentos positivos), e as lajes de concreto (elevada resistência à compressão) ficam apoiadas na mesa superior das vigas. A figura 11 mostra os principais tipos de vigas mistas (AFONSO, 2014).

Figura 11 - Representação dos principais tipos de Viga Mista



Fonte: ALVES; PEREIRA (2018).

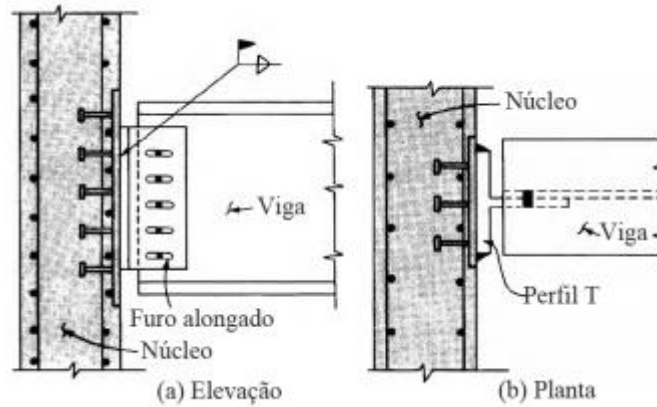
Quando um elemento de aço possui perfil I, o mesmo é denominado viga mista de alma cheia, podendo esta ser biapoiada, contínua ou semicontínua. No caso das vigas biapoiadas, as ligações nos apoios podem ser apontadas como rótulas. Já nas contínuas, a armadura de laje e o perfil de aço possuem total continuidade nos apoios internos, enquanto nas semicontínuas o perfil de aço não possui essa continuidade total. Entretanto, o elemento de aço em questão pode ser uma treliça, e nesse caso denomina-se o mesmo como treliça mista de aço e concreto (ALVES; PEREIRA, 2018).

3.3.1.1.1 Ligações entre vigas metálicas e o núcleo em concreto armado

A placa de ancoragem ou uma cantoneira (Figura 13) é utilizado para fazer uma ligação entre um elemento de concreto armado, por exemplo um núcleo rígido, e a viga metálica, sendo que ambas possuem conectores de cisalhamento garantindo a aderência com o concreto. Para determinar o tamanho da placa, é considerado a diferença de precisão entre a estrutura de concreto e a de aço. A viga e a placa de ancoragem podem se conectar como um perfil T, de acordo com a (Figura 12.b), ou com dupla cantoneira. Quando a construção do núcleo é com fôrmas deslizante, é comum a escolha pelo sistema com placa de ancoragem (TARANATH, 2021 apud

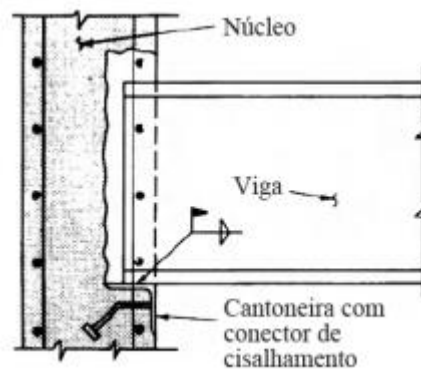
CARINI p.43).

Figura 12 – Ligação com placa de ancoragem



Fonte: CARINI (2014)

Figura 13 – Ligação com cantoneira



Fonte: CARINI (2014).

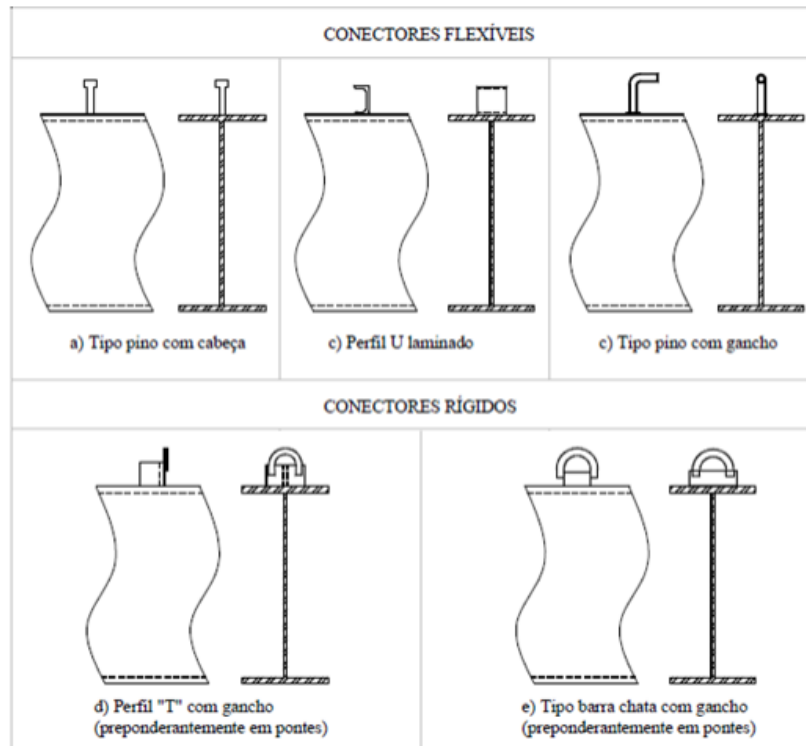
3.3.1.1.2 Conectores de cisalhamento

Os conectores de cisalhamento fazem a ligação entre o elemento de aço e a laje de concreto, afim de garantir o trabalho em conjunto e o comportamento misto aço-concreto. Sendo suas principais funções absorver esforços cisalhante horizontais nas duas direções e impedir o afastamento físico dos elementos, e, são classificados em flexíveis ou rígidos.

A flexibilidade dos conectores, para uma viga mista, é relacionada ao comportamento do perfil de aço e a laje de concreto sobre a ação do fluxo de corte longitudinal que se originará entre eles, garantindo que o colapso da ligação aço-

concreto ocorra de uma maneira dúctil.

Figura 14 - Tipos de conectores



Fonte: ALVES; PEREIRA (2018)

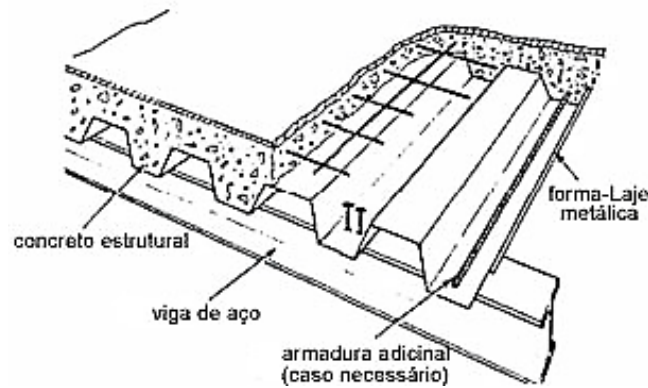
3.3.1.2 Lajes mistas

Apresentadas na ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14323:2013, as lajes mistas se tratam da junção de fôrmas de aço perfiladas em formatos reentrantes ou trapezoidais, e concreto armado a ser moldado no local. Esses elementos são geralmente utilizados ligados a pilares de aço em diversos tipos de edificações, devido à economia estrutural e a rapidez de execução que podem ser obtidos (CORDEIRO, 2014).

No mercado brasileiro encontra-se somente o perfil trapezoidal. A chapa metálica, que é um tipo de perfil em formato trapezoidal, dispensa a realização de fôrmas, o que conseqüentemente acaba reduzindo a quantidade de escoramentos durante a fase de execução. Para que ocorra a interação entre a fôrma de aço e o concreto, deve-se haver a capacidade transmitir o cisalhamento longitudinal na interface entre esses materiais, que ocorre através de ligação mecânica ou ligação

por atrito (CORDEIRO, 2014).

Figura 15 - Representação de uma Laje Mista



Fonte: AFONSO (2014).

Afonso (2014) aponta algumas das diversas vantagens das lajes mistas em comparação as lajes de concreto convencionais:

- Suportar os carregamentos da estrutura;
- Possibilitar a dispensa de escoramento da laje;
- Distribuir as deformações por meio de retração;
- Evitar a fissuração em excesso do concreto.

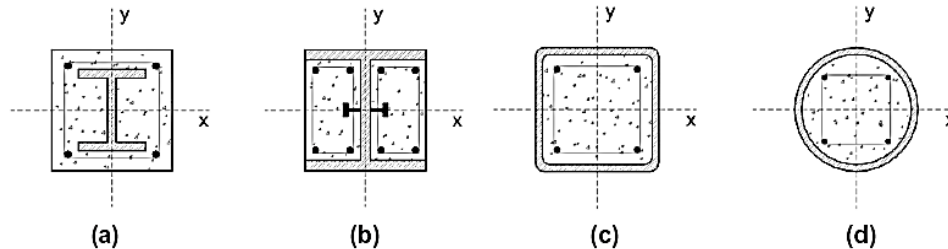
3.3.1.3 Pilares mistos

Construídos a partir um ou mais perfis em aço estrutural, os pilares mistos podem ser revestidos ou preenchidos de concreto, possuindo características construtivas e estruturais vantajosas em estruturas de pequeno porte ou não. Diante disso, os pilares mistos podem ser aplicados em locais onde deseja-se a proteger o aço contra corrosão, incêndios, impactos ou até mesmo por algum padrão estético (FIGUEIREDO, 1998).

São encontrados dois modelos de cálculo para o dimensionamento de pilares mistos na ABNT NBR 8800:2008, fundamentadas a partir de duas normas internacionais. Com base na distribuição de concreto na seção mista, os pilares mistos podem ser classificados em pilares revestidos, preenchidos e parcialmente revestidos

(AFONSO, 2014).

Figura 16 - Representação dos tipos de Pilares Mistos



Fonte: AFONSO (2014).

Os pilares preenchidos são formados por elementos metálicos tubulares, geralmente circulares ou retangulares (Figura 16.c e Figura 16.d) que não demandam o uso de fôrma e são preenchidos com concreto em seu interior. Os pilares revestidos podem ser completamente ou parcialmente revestidos com concreto. Tratando-se dos pilares parcialmente revestidos (Figura 16.b), não há envolvimento por completo da seção metálica, sendo necessária a presença de armadura longitudinal no meio do concreto. No caso dos pilares totalmente revestidos (Figura 16.a), faz-se necessário o uso de formas, sendo este o pilar misto mais difícil de executar. O pilar parcialmente revestido pode ou não dispensar o uso de formas, devido a possibilidade de pré-fabricar este perfil (AFONSO, 2014).

Figueiredo (1998) aponta alguns parâmetros que interferem na avaliação de resistência de um pilar misto:

“Na avaliação da resistência de um pilar misto, muitos parâmetros devem ser analisados, tais como aderência, efeito de confinamento do concreto, esbeltez, resistência do concreto, limite de escoamento do aço, deformação lenta e retração do concreto, modo de carregamento, formas da seção transversal e razão entre as áreas do perfil de aço e a área total da seção, entre outros.” (FIGUEIREDO, 1998).

4 METODOLOGIA

Esta etapa do trabalho consiste na abordagem do levantamento teórico realizado nos capítulos anteriores, acerca das estruturas mistas de aço-concreto, que serão utilizadas para o projeto estrutural de uma edificação mista comercial residencial com três pavimentos.

Através dos dados da localização do terreno escolhido para o dimensionamento

do projeto, é possível obter as características do solo através do ensaio de sondagem SPT e as informações de classe de agressividade ambiental.

4.1 Considerações do projeto estrutural

Após a abordagem teórica dos sistemas estruturais mistos aço-concreto no capítulo anterior, o assunto em questão será aprofundado por meio do detalhamento do dimensionamento estrutural da edificação comercial e residencial em questão. Para isso, foi realizada uma pesquisa literária em livros e artigos, além de ter sido tomado como base as normas da ABNT.

O presente elemento estrutural será projetado com concreto armado nas lajes, nos pilares e na fundação, enquanto as vigas e as escadas serão metálicas. As lajes de concreto estarão apoiadas sobre em vigas metálicas (vigas mistas) e ambas estarão apoiadas sobre pilares de concreto. As ligações entre os elementos estruturais (laje, viga e pilar) serão feitas por elementos ligantes metálicos. A fundação será definida a partir do ensaio de sondagem por meio do método Standard Penetration Test (SPT), e seus resultados definirão se a fundação utilizada será do tipo rasa ou profunda.

O cálculo dos elementos contidos na estrutura será realizado por meio dos programas Cypecad e Solidworks, visando obter uma maior precisão de dimensionamento. Para tal propósito, serão aplicados os conhecimentos adquiridos no decorrer da graduação, além de pesquisas em artigos e normas técnicas. Serão utilizados como auxílio também as planilhas no Excel para realizar os cálculos de fundação e de vigas metálicas, além da demonstração dos cálculos de todos os elementos da estrutura e o AutoCAD para execução das plantas de fôrma, otimização dos detalhamentos e emissão das pranchas.

4.2 Propriedades do concreto armado

4.2.1 Resistência à compressão

Obtendo-se os valores encontrados nos ensaios, o valor de resistência

característica do concreto à compressão (f_{ck}) pode ser verificado na ABNT NBR 6118:2007. Ainda nessa norma, encontra-se o coeficiente de ponderação das resistências do concreto (γ_c), que será aplicada para se considerar a não conformidade dos materiais e a resistência de cálculo (f_{cd}) (SANTOS, 2014).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

4.2.2 Resistência à tração

Santos (2014) cita que apesar da alta resistência à compressão, o concreto possui baixa resistência à tração, e por isso sua influência é desconsiderada no dimensionamento. No entanto, a mesma é considerada para a verificação das deformações sob as cargas de serviço e pode também ter relação com a fissuração. Da ABNT NBR 6118:2007 tira-se as equações alternativas para determinar a resistência à tração:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ (resistência média à tração)} \quad (2)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} \text{ (resistência à tração inf.)} \quad (3)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ctm} \text{ (resistência média à tração sup.)} \quad (4)$$

4.2.3 Módulo de Elasticidade

Ainda segundo Santos (2014), tem-se módulo de elasticidade como um parâmetro que se refere à deformação do concreto sob a ação de tensões atuantes. Na ABNT NBR 6118:2007 está inserida a expressão que será utilizada para obter o módulo de elasticidade inicial do concreto (E_{ci}) aos 28 dias:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Ainda na mesma norma, encontra-se a expressão que será utilizada para obter o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) necessário para obter os esforços solicitantes e verificar os estados limites de serviço:

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (6)$$

Onde: $\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$

Na ABNT NBR 6118:2014 (item 8.2.8) é fornecida uma tabela contendo valores arredondados que podem ser usados no projeto estrutural para otimizar o valor dos cálculos, considerando o granito como agregado graúdo (BASTOS,2019).

Tabela 1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica do concreto à compressão

Classe de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: NBR 6118:2014 (item 8.2.8)

4.2.4 Coeficiente de poisson e módulo de elasticidade transversal

Aplicando-se uma força ao concreto, surgem deformações em duas direções, sendo elas a direção da força e a direção transversal à força. Bastos (2019) cita que a relação entre a deformações transversal e longitudinal é o coeficiente de Poisson (ν). De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, “para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser tomado como igual a 0,2”.

Logo, determina-se o módulo de elasticidade transversal (G_c) utilizando-se coeficiente de Poisson, e quando se trata de peças não fissuradas e de um material homogêneo, a expressão usada para o valor de G é:

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \quad (7)$$

Ainda na mesma NBR e mesmo item, tem-se especificado que o módulo de elasticidade transversal deve ser calculado em função do módulo de elasticidade secante, por meio da seguinte expressão:

$$G_c = \frac{E_{cs}}{2,4} \quad (8)$$

4.2.5 Aços para armadura

Devido à baixa resistência do concreto à tração, é colocado aço em seu interior para absorção dos esforços, segundo as características do aço definidas pela ABNT NBR 7480:2007.

A capacidade de aderência entre o concreto e o aço vai depender da rugosidade do aço, sendo estabelecida pelo coeficiente de aderência (η_1), conforme mostrado na Tabela 2 (SANTOS, 2014).

Tabela 2 - Valor do coeficiente de aderência (η_1)

Tipo de Superfície	η_1
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: NBR 6118:2014 (tabela 8.3)

Os diâmetros das barras são padronizados pela ABNT NBR 7480:2007 e estão indicados na Tabela 3.

Tabela 3 - Características geométricas nominais dos fios e barras

Diâmetro (mm)		Massa (kg/m)	Área (mm²)	Perímetro (mm)
Fios	Barras			
2,4	-	0,036	4,5	7,5
3,4	-	0,071	9,1	10,7
3,8	-	0,089	11,3	11,9
4,2	-	0,109	13,9	13,2
4,6	-	0,130	16,6	14,5
5	5	0,154	19,6	17,5
5,5	-	0,187	23,8	17,3
6	-	0,222	28,3	18,8
-	6,3	0,245	31,2	19,8
6,4	-	0,253	32,2	10,1
7	-	0,302	38,5	22,0
8	8	0,395	50,3	25,1
9,5	-	0,558	70,9	19,8
10	10	0,617	78,5	31,4
-	12,5	0,963	122,7	39,3
-	16	1,578	201,1	50,3
-	20	2,466	314,2	62,8
-	22	2,984	380,1	69,1
-	25	3,853	490,9	78,5
-	32	6,313	804,2	100,5
-	40	9,865	1256,6	125,7

Fonte: NBR 7480:2007

Ainda de acordo com a ABNT NBR 7480:2007, é necessário que os vergalhões atendam as características contidas na Tabela 4, onde tem-se a resistência ao escoamento (f_{yk}), a resistência à tração (f_{stk}), a deformação na ruptura (ϵ_{uk}) e o diâmetro da barra ou fio ($\emptyset$).

Tabela 4 - Propriedades mecânicas dos aços na tração, valores mínimos

Categoria	f_{yk} (Mpa)	f_{stk} (Mpa)	ϵ_{uk} em 10 $\emptyset$ (%)
CA-25	250	1,20 f_y	18
CA-50	500	1,10 f_y	8
CA-60	600	1,05 f_y	5

Fonte: NBR 7480:2007

4.2.6 Durabilidade da estrutura

A ANT NBR 6118:2014, item 6.1, cita que “As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.”

4.2.6.1 Classe de agressividade ambiental (CAA)

Tem-se também da ABNT NBR 6118:2014, item 6.4.1, *que* “A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.”

Com base na tabela 5.1 da mesma norma, é possível identificar qual a classe de agressividade ambiental no qual o projeto se encontra. A mesma está representada abaixo.

Tabela 5 - Classes de agressividade ambiental

Classe de Agressividade Ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito Forte	Industrial ^{1),3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118:2014 (tabela 5.1)

4.2.6.2 Cobrimento

No item 7.4.1 da ABNT NBR 6118 está disposto sobre a qualidade do concreto de cobrimento que “Atendidas as demais condições estabelecidas nesta seção, a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura.”. Sendo assim, na Tabela 6 está contida a relação entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto:

Tabela 6 - Classes de agressividade ambiental

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 5)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
NOTAS 1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. 2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. 3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

4.2.6.3 Espessura do cobrimento da armadura

Bastos (2019) define cobrimento de armadura como a espessura da camada de concreto que protege a armadura de um determinado elemento estrutural. Quando se tratam de vigas e pilares, geralmente a espessura do cobrimento se inicia na parte externa dos estribos da armadura transversal. O cobrimento nominal é dado pela seguinte fórmula:

$$c_{nom} = c_{mín} + \Delta c \quad (9)$$

Sendo:

c_{nom} : cobrimento nominal

$c_{mín}$: cobrimento mínimo

Δc : tolerância de execução

Para o cobrimento nominal, a ABNT NBR 6118:2014, aponta algumas especificações, sendo elas:

“Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (ΔC). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na tabela 7.2, para $\Delta c = 10$ mm.”.

Quando se tratarem de obras correntes será adotado $\Delta c \geq 10$. Sendo assim, o cobrimento nominal de uma barra é determinado por:

$$c_{nom} \geq \phi_{barra} \quad (10)$$

$$c_{nom} \geq \phi_{feixe} = \phi_n = \phi\sqrt{n} \quad (11)$$

Além disso, deve-se verificar que a dimensão máxima característica do agregado graúdo ($d_{máx}$) do concreto não ultrapasse em 20 % a espessura nominal do cobrimento:

$$d_{máx} \leq 1,2 c_{nom} \quad (12)$$

Tabela 7 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 5)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e

esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

4.2.7 Segurança e estados limites

É imprescindível atender aos requisitos de segurança durante a execução de uma edificação e seu tempo de utilização. Sendo assim, a ABNT NBR 6118 (itens 3.2 e 10) trata os aspectos da segurança, apresentando os Estados-Limites, que são limites específicos que as estruturas não podem transcender. A segurança da estrutura com a finalidade de evitar o colapso está relacionado ao chamado Estado-Limite Último, enquanto a segurança dos usuários na utilização da estrutura refere-se aos Estados-Limites de Serviço (BASTOS, 2019).

4.2.7.1 Estados limites últimos (ELU)

O Estado Limite Ultimo está diretamente relacionado a qualquer forma de ruína da estrutura ou ao seu colapso. Diante disso, Bastos (2019) aponta que no item 10.3 da NBR 6118 estão especificados que os estados limites últimos devem ser verificados para a análise de segurança são:

- a) Perda de equilíbrio como corpo rígido;
- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura;
- c) Instabilidade devido a solicitações mecânicas;
- d) Colapso progressivo (fadiga).

4.2.7.2 Estados limites de serviço (ELS)

O Estado Limite de Serviço está diretamente relacionado com o conforto de quem usa a estrutura, com a estética e com sua funcionalidade. Sendo assim, na NBR 6118, item 10.4, está definido que os Estados-Limites de Serviço “são aqueles

relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.”

4.2.8 Resistências características e de cálculo

Segundo Bastos (2019), a resistência característica se trata da resistência que é apresentada pelo material como resultado de um ensaio laboratorial, onde a resistência de cálculo é a resistência característica minorada (reduzida) pelo coeficiente de ponderação.

4.2.8.1 Resistência característica

De acordo com a NBR 6118, para definir a resistência característica do concreto à compressão é utilizado a seguinte expressão:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65s \quad (13)$$

Onde:

f_{ck} : resistência média do concreto à compressão

s : desvio padrão

$1,65s$: valor correspondente ao quantil de 5% da distribuição normal

4.2.8.2 Resistência de cálculo

Com o intuito de introduzir uma margem de segurança às estruturas em concreto, são levadas em conta as resistências de cálculo dos materiais. Estas são determinadas a partir das resistências características divididas por um coeficiente de ponderação (γ_m). Sendo assim, tratando-se da resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), encontram-se demonstradas na ABNT NBR 6118:2014, item 12.3.3, a definição da resistência de cálculo em função da idade do concreto a partir das expressões:

a) ≥ 28 dias:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \quad (14)$$

Sendo:

γ_c : o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, que estará definido na tabela 8.

b) < 28 dias:

$$f_{cd} = f_{ckj}/\gamma_c \cong \beta_1 f_{ck}/\gamma_c \quad (15)$$

Considerando β_1 como a relação $\frac{f_{ckj}}{f_{ck}}$, sendo esta dada por:

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (16)$$

Dados que:

s = 0,38 para concreto de cimento CP III e IV;

s = 0,25 para concreto de cimento CPI e II;

s = 0,20 para concreto de cimento CPV-ARI.

t = idade efetiva do concreto em dias.

Similar ao concreto, a resistência de cálculo de início de escoamento de aço é determinada por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (17)$$

Dado que:

γ_s : o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, que estará definido na

tabela 8.

4.2.8.3 Coeficientes de Ponderação das Resistências

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 11.6, as resistências tem que ser minoradas pelo coeficiente γ_m :

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad (18)$$

Sendo:

γ_{m1} : variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;

γ_{m2} : diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura;

γ_{m3} : os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

Tabela 8 - Valores de coeficiente de minoração das resistências

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Para melhoria na execução dos cálculos, tem-se disposto na ABNT NBR 6118:2014, item 11.7.1 uma tabela contendo os coeficientes de ponderação no estado de limite último. A mesma está representada na Tabela 9 abaixo:

Tabela 9 - Valores do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2}$

Combinações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalque de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F

Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0,0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,2	1,2	0,9	1,2	0,0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0,0	1,2	0,9	0,0	0,0

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

4.2.8.4 Estado de limite último

Na Tabela 7 apresentada acima, estão contidos os valores que deverão ser considerados para o coeficiente de ponderação da resistência do concreto (γ_c) e do aço (γ_s), no Estado-Limite Último. Estes se encontram em função do tipo de combinação de ações, tendo como a mais comum nas construções a combinação normal.

4.2.8.5 Estado de limite de serviço

Bastos (2019) afirma com base na ABNT NBR 6118:2014 que se tratando do limite de serviço, as resistências são resultadas das medidas obtidas em laboratório, de modo a refletir a resistência real do material. Desse modo, os limites estabelecidos para os Estados-Limites de Serviço não precisam de minoração, considerando-se $\gamma_m = 1,0$.

4.3 Propriedades dos aços

4.3.1 Estados limites

Os estados limites últimos representam às possibilidades de ruínas total ou parcial de uma estrutura por ruptura, deformações excessivas ou por instabilidade, flambagem global de barras ou flambagem local de elementos de barra. Sendo relacionado com a segurança.

Já os estados limites de utilização, são relacionados com a funcionalidade da edificação, tendo situações em que, pela sua ocorrência, repetição ou duração, possam provocar efeitos contrários com as condições de uso da estrutura. Como os

deslocamentos excessivos, deformações permanentes e vibrações.

4.3.2 Propriedade mecânicas

As propriedades mecânicas estabelecem as características mais importantes dos aços, visto que o dimensionamento das estruturas metálicas se baseia na capacitação da resistência dos elementos estruturais, sendo determinada a partir de seu comportamento estrutural logo que submetidos a esforços que possam levá-los ao colapso ou determinar a base de estados limites de aplicação.

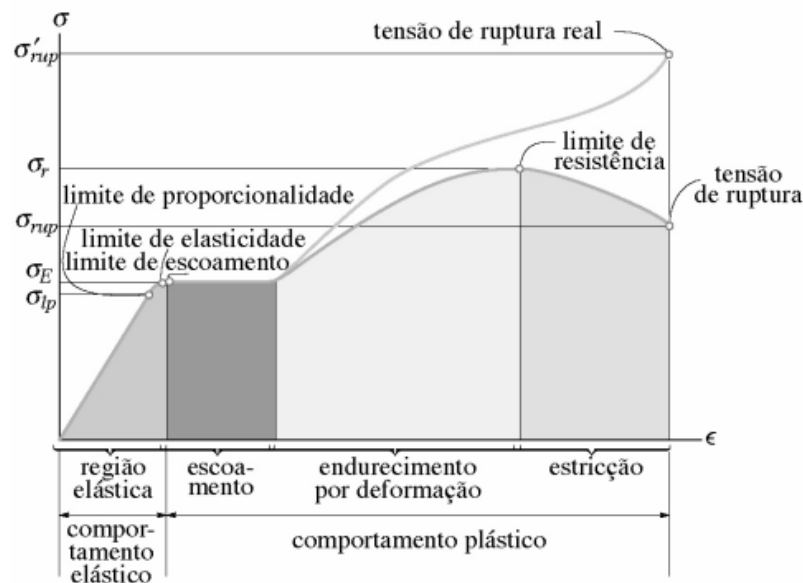
De acordo com a NBR 8800:86, para implicação do cálculo, os valores seguintes devem ser adotados, para aços relacionados de modo igual e em condições normais de temperatura:

- a. Módulo de elasticidade (E) = 205000 Mpa;
- b. Coeficiente de Poisson (ν_a) = 0,3;
- c. Coeficiente de dilatação térmica (β) = 12×10^{-6} por $^{\circ}\text{C}$;
- d. Peso específico (γ_a) = 77 kN/m³.

Tornando-se a resistência de um elemento estrutural dependente de suas propriedades geométricas e das propriedades mecânicas do material de qual foi feito, podendo calcular a máxima tensão decorrente de uma dada situação de estado limite, desta maneira caso a resistência é superior às tensões solicitantes a condição de segurança será garantida.

O esforço de tração axial é o caso mais simples de solicitação de uma barra metálica, que insere deformações que podem acabar resultando a ruptura da seção transversal da barra. Neste caso, é associado a tensão aplicada e a deformação resultante através do diagrama tensão x deformação como na figura a seguir.

Figura 17 - Diagrama Tensão x Deformação convencional e real (aço)



Fonte: (HIBBELER, 2000)

Ao ser colocado uma peça de aço, sob efeito de tensões de tração ou compressão ela sofre uma deformação, sendo elas elásticas ou plásticas. Segundo Mancini (2003), esse comportamento deve-se à natureza cristalina dos metais, por presença de planos de escorregamento ou de menor resistência em sua estrutura interna.

No estudo elástico, a definição dos efeitos das ações (força normal, momento fletor, tensão, etc) nas barras e ligações, é dada pela hipótese de proporcionalidade entre tensões e deformações, vista no trecho retilíneo do diagrama, isto é, presumem que a lei de Hooke seja válida para todos os pontos da estrutura. Nas estruturas em aço, o limite de proporcionalidade e de escoamento são praticamente iguais, com exceção da consideração da influência de tensões residuais ou de imperfeições geométricas.

O estudo inelástico é realizado considerando-se o comportamento do material além do ponto limite de validade da lei de Hooke, sendo estudo plástico, um caso desse estudo em particular, é aplicável a estruturas de aço em algumas situações, tal como, vigas hiperestáticas solicitadas à flexão. No estudo plástico, a determinação dos efeitos das ações (força normal, momento fletor, tensão, etc) em barras e ligações, é dada pressupondo que os elementos da estrutura possam resistir a solicitações

maiores às que determinam o início do escoamento (tensões similares ao limite de escoamento do material), com a equivalente redistribuição de tensões e formações de rótulas plásticas.

No estágio de encruamento, entre o fim do escoamento até a ruptura, a tensão também varia com a deformação contudo, não de forma linear.

O cálculo do limite de resistência à tração de um material é feito através da divisão da força de tração, correspondente à ruptura no ensaio, pela área da seção transversal inicial do corpo de prova. Já o limite de proporcionalidade, é igual ao valor máximo admitido para comportamento em regime elástico, sua definição é a razão entre o limite de escoamento e um coeficiente de segurança, contado que seja maior que a unidade especificada pela norma. Ambos os limites mencionados expostos em unidade de tensão (MPa ou kN/cm^2). “[...] Em um ensaio de compressão, sem a ocorrência de flambagem, obtém-se um diagrama tensão-deformação similar ao do ensaio de tração, porém com tensões sempre crescentes após o escoamento” (MANCINI, 2003, p. 141).

4.3.3 Elasticidade

É a capacidade do material de voltar à forma original após repetidos ciclos de carga e descarga. Esta deformação é reversível, ou seja, desaparece quando remove a tensão. A relação entre a tensão e a deformação linear específica é o módulo de elasticidade (E). À temperatura ambiente (20°C), os módulos de elasticidade do concreto e do aço são respectivamente, da ordem de 21000 e 205000 Mpa, concluindo que o aço é um material aproximadamente 10 vezes menos deformável que o concreto, apresentando maior esbeltez e leveza em relação aos outros sistemas estruturais.

4.3.4 Plasticidade

A plasticidade é caracterizada, primeiramente, pelo surgimento de deformações crescente sem variações de tensão (patamar de escoamento). É uma deformação permanente, provocada por uma tensão equivalente ou superior ao limite

de escoamento. O limite de escoamento é a constante física mais importante no cálculo das estruturas de aço, impedindo que essa tensão seja atingida nas seções transversais das barras, afim de limitar sua deformação. (ANDRADE, 2002 *apud* MANCINI, 2003).

A deformação plástica aumenta a dureza do metal. Este aumento da dureza é denominado endurecimento por deformação a frio ou encruamento e é seguido pela elevação do valor do limite de escoamento e do limite de resistência, reduzindo a ductilidade do metal, dado que parte da elongação é consumida durante a deformação a frio.

4.3.5 Ductilidade

É a capacidade do aço em suportar grandes deformações, no intervalo plástico, antes da ruptura. Pode ser medida por meio do alongamento (ϵ) ou estricção, que é a redução na área da seção transversal.

$$\epsilon = \Delta l / l \quad (19)$$

Quanto mais dúctil o aço maior é o alongamento antes da ruptura. Nas estruturas metálicas a ductibilidade tem grande importância, porque permite a redistribuição de tensões locais elevadas. Antes do rompimento das vigas de aços dúcteis, elas sofrem grandes deformações, o que na prática estabelecem um aviso da presença de grandes tensões. Um material não-dúctil, tal como o ferro fundido, não se deforma plasticamente antes da ruptura. Assume, no caso, que o material é de comportamento frágil, ou seja, apresenta ruptura frágil.

4.3.6 Tenacidade

É a capacidade que os materiais têm de absorver energia quando submetido à carga de impacto. Sendo a energia total, elástica e plástica, que é absorvida por unidade de volume em J/m^3 , até sua ruptura. Sendo representada pela área total do diagrama σ - ϵ .

Um material dúctil com a resistência igual a de um material frágil vai exigir maior quantidade de energia para ser rompido, sendo, portanto, mais tenaz.

4.3.7 Rigidez

A estabilidade e rigidez apesar de ser confundido muitas vezes, por imaginar que algo será tanto mais estável quanto mais rígido. Entretanto, para Engenharia Estrutural, ambos conceitos são bastante distintos, embora relacionados de uma certa maneira.

A estabilidade estrutural é um requisito importante de qualquer sistema estrutural, na medida em que está correlacionado à questão do equilíbrio. De outro modo, uma estrutura será estável quando puder suportar às ações que a solicitam, não ocorrendo qualquer tipo de colapso que possa causar a sua ruína (estado limite último) ou que sua função seja impedida de ser cumprida para qual ela foi construída (estado limite de utilização).

A rigidez está ligada à maior ou menor capacidade da estrutura de sofrer deformações em função das ações que agem sobre ela, durante sua vida útil. Porém, uma estrutura estável, poder ser mais ou menos rígida, uma vez que as deformações sofridas não sejam de tal ordem levem efeitos secundários capazes de leva-la ao colapso, isto é, à perda de sua estabilidade.

4.3.8 Esbeltez

A esbeltez é uma propriedade geométrica dos elementos e sistemas estruturais que indica a maior ou menor possibilidade de evento de flambagem por flexão. (MANCINI, 2003).

A carga crítica de flambagem elástica para um elemento retilíneo, bi-rotulado, sujeito a uma solicitação axial de compressão, pode ser representada por:

$$P_{cr} = \pi^2 EI / L^2 \quad (20)$$

Sendo “E” o módulo elasticidade do material, “I” o menor momento de inércia, relacionando aos eixos fundamentais da seção transversal e “L” o comprimento do elemento.

Adotando-se que as tensões de compressão se dividam uniformemente na seção transversal, estima-se:

$$P_{cr} = \sigma_{cr} \cdot A \quad (21)$$

Ou seja:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{L^2} \left(\frac{I}{A} \right) = \frac{\pi^2 E}{L^2} r^2 = \pi^2 E \left(\frac{r}{L} \right)^2 = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (22)$$

Onde:

$$r = \sqrt{I/A} \quad (23)$$

Sendo definido como o raio de giração da seção transversal e

$$\lambda = L/r \quad (24)$$

É o coeficiente índice de esbeltez do elemento. Reescrevendo-se a expressão anterior, tem-se:

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{cr}}} \quad (25)$$

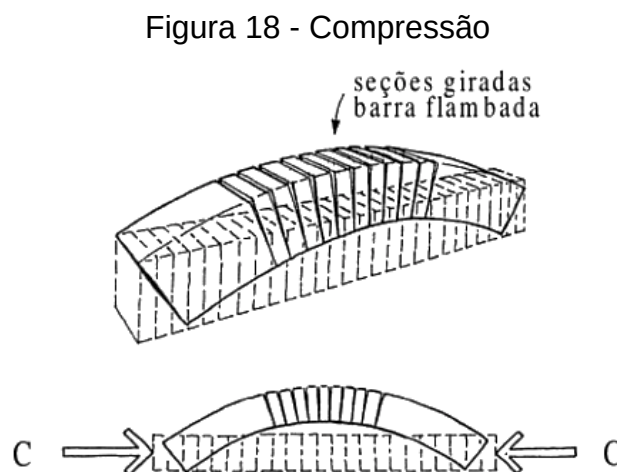
Que representa, em condições ideais, a esbeltez crítica do elemento, de outro modo, o valor da esbeltez para qual o elemento sofrerá flambagem por flexão.

Portanto, quanto maior o comprimento de um certo elemento axialmente comprimido, mantida a seção transversal, a possibilidade de flambagem será maior ocorrendo o mesmo, para um determinado comprimento, em relação a uma redução da inércia da seção transversal (e, por consequência, do raio de giração).

4.3.9 Flambagem

As placas dos perfis estruturais poderão estar sujeitas aos seguintes tipos de solicitações:

a) Compressão uniforme: Pode ocorrer em mesas de viga e em almas e mesa de colunas, conforme a figura:

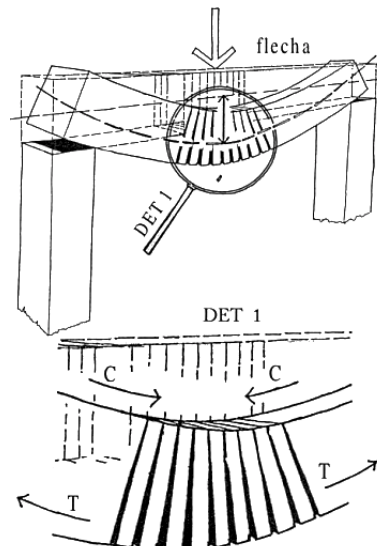


Fonte: MANCINI (2003)

b) Flexão pura: ocorre em almas de vigas, nas regiões de cortante nulo. Quando uma barra horizontal com apoio em seus extremos, sofre uma ação por cargas transversais ao seu eixo, ocorre uma deformação na mesma, onde suas seções transversais giram em torno do seu eixo horizontal, visando o escorregamento uma em relação à outra. Portanto, o eixo da viga, antes horizontal reto, se deforma verticalmente. E esses deslocamentos verticais do eixo de uma viga é denominado de flecha. O giro das seções é provocado por um binário interno de forças, chamado de momento fletor que provoca a flecha. A tendência de escorregamento entre as seções

é causada por uma força vertical interna, nomeada de força cortante.

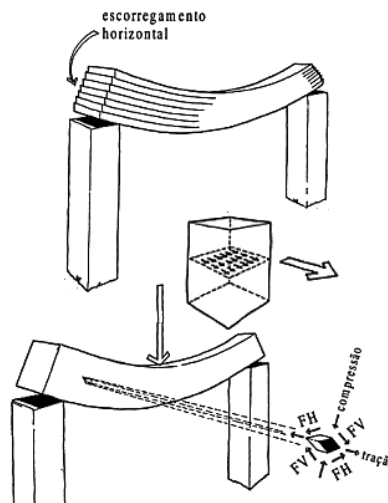
Figura 19 - Flexão



Fonte: MANCINI (2003)

c) Cisalhamento puro: ocorre em almas de vigas, nas regiões onde o momento fletor é nulo;

Figura 20 - Cisalhamento



Fonte: MANCINI (2003)

“De acordo com a teoria do estado plano de tensões, em um ponto no interior de uma placa sujeita ao cisalhamento puro, as tensões principais serão de tração e

compressão com ângulos de 45° e 135° em relação à sua borda horizontal.” (MANCINI, 2003, p.159). Assim, também são vistos os conceitos da pós-flambagem, pois a placa pode resistir a tensões bem acima da tensão crítica e flambagem elástica.

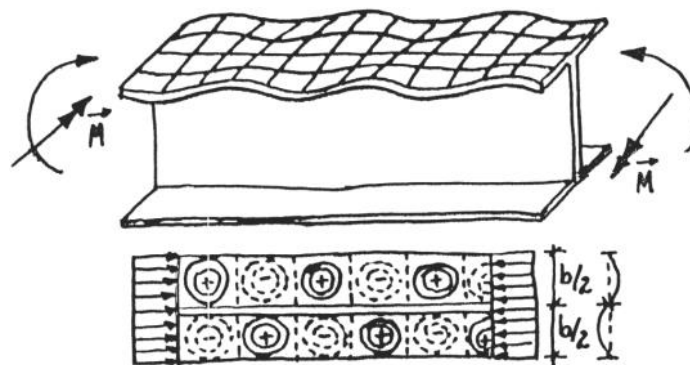
d) Cisalhamento e esforços normais combinados: em regiões onde há variações de esforços cortantes e momentos fletores.

A compressão uniforme é o caso mais comum em relação à flexão pura e ao cortante puro que, na prática, acontece de forma esporádica. Os efeitos determinados de cisalhamento e esforço normal são considerados somente em regiões onde eles são elevados, como no caso de vigas esbeltas.

4.3.9.1 Flambagem local

Como citado no capítulo anterior, os modos de flambagem local podem acontecer por compressão axial, por cisalhamento ou por flexão, considerando-se bordas simplesmente apoiadas.

Figura 21 - Flambagem local em mesa de viga tipo "I"

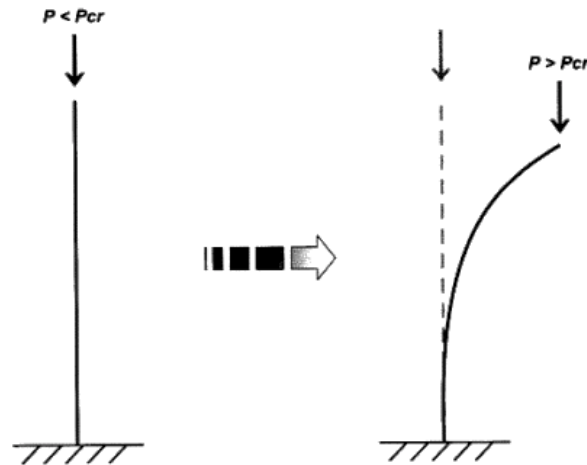


Fonte: MANCINI (2003)

4.3.9.2 Flambagem por flexão

Em termos práticos, a flambagem é o comportamento que as peças esbeltas possuem de deslocar-se transversalmente à linha de ação da força aplicada, ao superar um determinado valor chamado carga crítica P_{cr} (Figura 22).

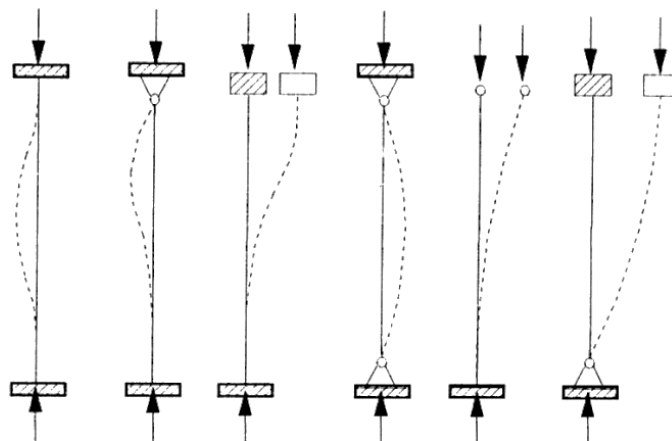
Figura 22 - Carga crítica de flambagem



Fonte: MANCINI (2003)

O carregamento crítico que causa a flambagem necessita das dimensões da seção da barra, do seu comprimento destravado e do tipo de vinculação. Sendo assim, as seções mais robustas, vinculações mais rígidas ou menores comprimentos reduzem a carga crítica.

Figura 23 - Tipos de flambagem em função das condições de extremidade



Fonte: MANCINI (2003)

“Elementos *flexo-comprimidos* ou “vigas-colunas”, são elementos estruturais que combinam a função de vigas para transmitir forças ou momentos transversais e colunas, com a função de transmitir forças axiais. Teoricamente, todos os elementos estruturais podem ser considerados como sendo vigas-colunas, pois elementos sujeitos exclusivamente à tração, à compressão ou à flexão, são casos

particulares de vigas-colunas.” (MANCINI, 2003, p.162).

O conceito de momento equivalente é introduzido para o caso de uma viga-coluna sujeita a momentos de extremidade diferentes, a fim de serem evitados cálculos trabalhosos. Esse conceito, os momentos de extremidade “ M_a ” e “ M_b ”, são caracterizados por um par de momentos equivalentes iguais e opostos “ M_{eq} ”, multiplicados por um fator de momento equivalente “ C_m ”, sendo a função que relaciona os momentos de extremidade e da força axial. De acordo com a norma americana Load and Resistance Factor Design, do American Institute of Steel Construction (AISC, 1999), é permitido usar $C_m = 1,0$ para extremidades simplesmente apoiadas e $C_m = 0,85$ para extremidades engastadas.

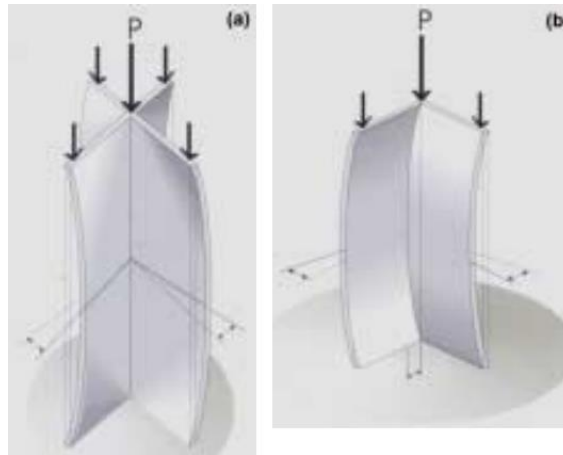
Segundo Araújo e Mancini (2003, p.162), em placas sujeitas à flexão pura, a flambagem não é muito importante nos perfis estruturais como a flambagem por compressão axial ou por cisalhamento. São adotadas as seguintes hipóteses para determinar a carga crítica, teórica de flambagem por flexão:

- a) Material linearmente elástico;
- b) Material homogêneo e isotrópico;
- c) Carga axialmente aplicada no centro de gravidade de seção transversal;
- d) Elemento com ambas as extremidades rotuladas;
- e) Ausência de tensões residuais;
- f) Ausência de imperfeições geométricas;
- g) Considera-se a teoria das pequenas deformações para definir a curvatura da barra deformada.

4.3.9.3 Flambagem por torção e flexo-torção

Elementos comprimidos de seções abertas de paredes finas podem flambar por torção (Figura 24.a) ou por uma combinação de flexão com torção, denominada flexo-torção (Figura 24.b).

Figura 24 - Flambagem com torção em colunas



Fonte: MANCINI (2003)

A flambagem por torção é característica de pilares com seção cruciforme de chapas finas, também podendo ocorrer em seções “I”, normalmente em colunas curtas. No primeiro ato, se os quatro elementos de placa flambarem por flexão, simultaneamente, em sentido igual, ocorrerá a flambagem por torção de seção. Na flambagem por torção, as tensões de compressão axial tendem a provocar um torque que se opõe à resistência torcional da seção, já que o centro de gravidade (CG) da seção se coincide com o seu centro de cisalhamento (CC).

Quando o CG e o CC não se coincidem, a flambagem acontece por uma ligação de flexão e torção. A flambagem por flexo-torção é característica de seções esbeltas como “L”, “T”, “U” e “Z”.

4.3.10 Imperfeições geométrica

Os elementos metálicos estruturais, por mais cuidadoso que seja o processo de fabricação, ocorrem variações dimensionais e falta de retinidade que constituem as chamadas imperfeições geométricas podendo causar uma redução da capacidade resistente devendo ser consideradas no dimensionamento da estrutura metálica. Esse valor máximo admitido para imperfeição geométrica é dado pela NBR 8800 (ABNT, 1986). $L/1000$, onde L é o comprimento do elemento estrutural.

4.4 Ações

Segundo Pinheiro *et al.* (2003) as ações são razões que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Na realidade, as forças e as deformações determinadas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações, chamando essas forças de ações diretas e as deformações de ações indiretas.

4.4.1 Classificação

Conforme a NBR 8681:2004, as ações segundo sua variabilidade no tempo, podem ser classificadas como:

a) Permanentes (G)

São aquelas que ocorrem com valores constantes ou variação pequena em torno da média, aproximadamente durante toda a vida da construção.

Podendo ser subdivididas em ações permanentes diretas – peso próprio da estrutura ou de elementos construtivos permanentes como as paredes, pisos e revestimentos, por exemplo, peso dos equipamentos fixos, empuxos de terra não-removíveis etc. E ações permanentes indiretas – protensão, recalques de apoio, retração.

Em casos particulares, como piscinas e reservatórios, o empuxo de água é admitido como uma ação permanente direta.

b) Variáveis (Q)

As ações variáveis são aquelas cujo valores têm variação significativa em torno da média, durante a vida da construção. Sendo móveis ou fixas, dinâmicas ou estáticas, muito variáveis ou pouco variáveis. Tendo como exemplos: Cargas de uso (pessoas, mobiliário, veículos etc.) e seus efeitos (frenagem, força centrífuga, impacto), vento, variação de temperatura, empuxos de água, eventuais casos de abalo sísmico etc.

c) Excepcionais (E)

São ações de duração extremamente curta e de elevada intensidade, porém de pequena ocorrência durante a vida útil da edificação onde, por questões de segurança ou necessidade, devem constar no projeto, como choque de veículos, explosões, enchentes, incêndios, abalos sísmicos excepcionais, etc.

A norma NBR 8800 (ABNT, 1986), denominam as seguintes definições:

- Ação de cálculo: valor utilizado no dimensionamento da estrutura.
- Ação nominal: valor fixado nas normas de cargas
- Coeficiente de ponderação: são fatores pelos quais as ações são multiplicadas para levar em consideração as incertezas inerentes a elas.
- Resistência de cálculo: valor da resistência utilizado no dimensionamento da estrutura. Esse valor é igual ao valor nominal multiplicado por um fator, menor que a unidade, que leva em consideração as incertezas inerentes à resistência.

“No projeto de revisão da NBR 8800 (ABNT, 2003), para adequação às demais normas de cálculo e dimensionamento, esse fator está sendo modificado para valores maiores que a unidade, que funcionarão como divisores do valor nominal para a obtenção da resistência de cálculo.” (MANCINI, 2003, p. 148)

4.4.2 Valores representativos

No cálculo dos esforços solicitantes, devem ser determinadas e quantificadas todas as ações passíveis de atuar durante a vida da estrutura e capazes de gerar efeitos significativos no comportamento da estrutura.

- Valores característicos (F_k): são valores definidos em função da variabilidade de suas intensidades.

No projeto os valores das ações a serem consideradas, são representativos e definidos em normas, como a NBR 6120 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 1980), a NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações

(ABNT, 1988), a NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – (ABNT, 1984) e por fabricantes dos diversos tipos de materiais e produtos ou mesmo decretado pela própria prática calculista. A tabela 10 apresenta os valores específicos de materiais e sistemas adotados para os cálculos do programa.

Tabela 10 - Valores de sobrecarga

LOCAL		CARGA (kN/m ²)
Bancos	Escritórios e banheiros	2
	Salas de diretoria e gerência	1,5
Bibliotecas	Sala de leitura	2,5
	Sala para depósito de livros	4
	Salas com estantes de livros **	6
Casas de Máquinas	Incluindo equipamentos **	7,5
Cinemas e Teatros	Banheiro	2
	Platéia com assentos fixos	3
	Estúdio e platéia com assentos móveis	4
	Palco	5
Clubes	Sala de bilhar e banheiro	2
	Salas de refeições e assembléia com assentos fixos	3
	Sala de assembléia com assentos móveis	4
	Salão de danças e salão ou ginásios de esportes	5
Corredores e Escadas *	Sem acesso ao público (para escadas, usar 2,5 *)	2
	Com acesso ao público	3
Edifícios Residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2
Escolas, Escritórios e Hospitais	Salas de uso geral, banheiro, dormitórios, enfermarias, salas de cirurgia e raio x.	2
	Corredor e sala de aula	3
Laboratórios e Lavanderias	Incluindo equipamentos *	3
Terraços * e Vestíbulos	Inacessível a pessoas (somente para forros)	0,5
	Sem acesso ao público (para vestíbulos, usar 1,5)	2
	Com acesso ao público	3
Arquibancadas e lojas Cozinhas não residenciais, Restaurantes, Galerias de arte e galerias de lojas **, Garagens e Estacionamentos *** Outros		4
		3

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 1980)

- Valores característicos nominais (F_k): substituem os valores característicos, adequadamente escolhidos, para ações que sua variabilidade não é

adequadamente expressa por distribuição de probabilidade.

- Valores reduzidos de combinação: são estabelecidos a partir dos valores característicos pela expressão $\Psi_0 \times F_k$ e são colocados nas condições de segurança relativas a estados limites últimos, quando as ações variáveis de diferentes naturezas existem.

- Valores convencionais excepcionais: são valores arbitrados para ações excepcionais, estabelecidos em comum acordo entre proprietário da construção e autoridades governamentais que nela tenham interesse.

Para estados limites de utilização, os seguintes valores representativos são usados:

- Valores reduzidos de utilização: são definidos a partir de valores característico pela expressão $\Psi_1 \times F_k$ e $\Psi_2 \times F_k$, sendo empregados na segurança em relação a estados limites de utilização, consequente de ações que se repetem diversas vezes e ações de longa duração, respectivamente. Na primeira expressão os valores designados são frequentes e na segunda reduzidos, por valores quase permanentes das ações variáveis.

- Valores raros de utilização: quantificam as ações que podem causar estados limites de utilização, mesmo que atuem com duração breve sobre a estrutura. (no máximo algumas horas durante a via da construção, como, por exemplo, um abalo sísmico).

4.4.3 Tipos de carregamentos

“Entende-se por tipo de carregamento o conjunto das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um determinado período de tempo pré-estabelecido.” (PINHEIRO *et al.* 2003, p.65) Podendo ser de longa duração ou transitório, de acordo com seu tempo de duração. A NBR 8681 (ABNT, 1984), estabelece que, durante o período de vida útil de uma construção podem ocorrer os seguintes tipos de carregamentos:

a) Carregamento normal

Decorre do uso previsto para a construção, podendo-se admitir que tenha duração igual à vida da estrutura. Sendo considerado tanto na verificação de estados limites últimos quanto nos de serviço.

b) Carregamento especial

É transitório e de duração muito breve em relação à vida da estrutura, sendo, em geral, considerado apenas na verificação de estados limites últimos. Decorrendo de ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, dos quais efeitos superam os do carregamento normal. Um exemplo de carregamento especial é o vento.

c) Carregamento excepcional

Ocorre de atuação de ações excepcionais, podendo provocar efeitos catastróficos. Devem ser considerados em projetos de determinadas construções, tais construções que a ocorrência de ações excepcionais não possa ser desprezada ou que não possam tomar medidas que anulem ou atenuem a gravidade dos seus efeitos.

d) Carregamento de construção

Esse carregamento é transitório e sua duração é definida em cada caso particularmente. Sendo considerado apenas nas estruturas em que haja risco de ocorrência de estados limites já na fase executiva.

e) Carregamento devido à ação do vento

A norma NBR 6123 (ABNT, 1988), fixa as condições exigíveis na consideração das forças devido à ação do vento, para efeitos de cálculos de edificações.

4.5 Metodologia de cálculo das lajes

O método a ser utilizado é o dos estados-limites, onde através dos coeficientes de majoração e minoração, é possível garantir a segurança da peça. Para executar o cálculo de lajes maciças de concreto armado, segue-se uma série de etapas:

- a) determinação dos vãos
- b) condições de vinculação
- c) pré-dimensionamento de sua altura
- d) cálculo das cargas atuantes
- e) verificações de flechas e fissuração
- f) reações de apoio transferidas às vigas

4.5.1 Vãos

É nesta etapa que se determinam os vãos efetivos (l_{ef}), os vãos livres (l_0) e a relação entre os vãos efetivos. Para isso, utiliza-se como base para o cálculo o disposto na ABNT NBR 6118:2014:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (26)$$

Onde:

a_1 : menor valor entre $t_1/2$ e $0,3 \cdot h$

a_2 : menor valor entre $t_2/2$ e $0,3 \cdot h$

A partir da relação entre o maior e o menor vão efetivo, determina-se o parâmetro λ :

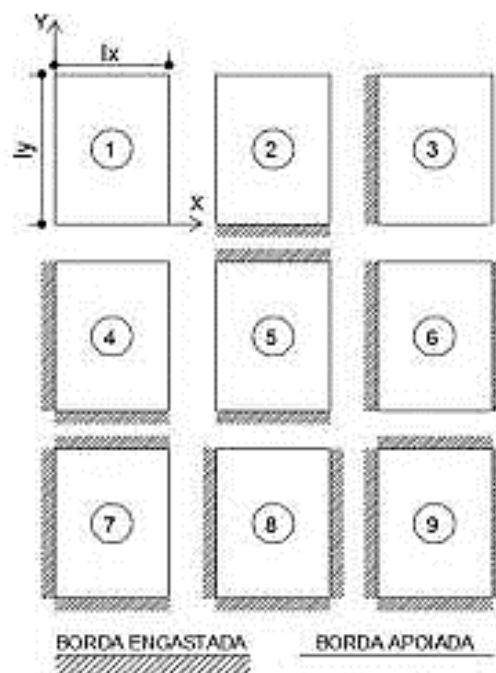
4.5.2 Vinculação

Segundo Santos (2014), para determinar se o tipo de vinculação das lajes será de bordo livre, bordo simplesmente apoiado ou engaste, são analisadas as seguintes considerações:

“Nos apoios intermediários ou contínuos, onde houver diferença de nível entre as lajes vizinhas devido a rebaixos, dependendo da magnitude do rebaixo, pode-se desprezar a continuidade e calcular-se a laje rebaixada supondo tal apoio como se fosse apoio simples ou considerar continuidade e calculá-lo como engaste. A laje adjacente deverá ser considerada devido à falta de continuidade. Quando, ao longo de um apoio existir menos de 2/3 de seu comprimento com continuidade entre lajes vizinhas de mesmo nível, despreza-se a continuidade e considera-se tal apoio como simples. Quando houver 2/3 ou mais de continuidade ao longo de um apoio, considera-se este apoio como engaste.”

Sendo assim, tem-se nove tipos de vinculações, conforme ilustrado na figura abaixo.

Figura 25 - Tipos de vinculação das placas isoladas constantes nas tabelas



Fonte: Santos (2013)

4.5.3 Pré-dimensionamento de altura

Esta etapa de pré-dimensionamento das lajes possibilita estimar a espessura (h) do elemento. Para dimensioná-la maneira simplificada, Melo (2013) cita um

parâmetro onde tem-se como referência o vão da laje representado por L .

- a) Para laje maciça armada em duas direções: $\frac{L}{50} \leq h \leq \frac{L}{40}$
- b) Para laje maciça armada em duas direções: $\frac{L}{45} \leq h \leq \frac{L}{30}$
- c) Para laje nervurada em concreto armado e protendido: $\frac{L}{30} \leq h \leq \frac{L}{25}$
- d) Para laje lisa: $\frac{L}{40} \leq h \leq \frac{L}{30}$
- e) Para laje cogumelo: $\frac{L}{45} \leq h \leq \frac{L}{35}$

São admitidos por Melo (2013) os seguintes parâmetros para pré-dimensionamento de vãos:

- a) Para laje maciça: $h \leq \frac{L}{45}$, considerando-se L como o maior dos menores vãos;
- b) Para laje mista: $h \leq \frac{L}{35}$;
- c) Para laje nervurada: $h \leq \frac{L}{40}$;
- d) Para laje cogumelo: $h \leq \frac{L}{35}$ com capitel e $h \leq \frac{L}{30}$ sem capitel.

Sendo assim, são sugeridos os seguintes valores para lajes maciças, considerando-se L o vão maior e l o menor:

- a) Quando as lajes são armadas em duas direções: $h = 2\% \frac{L+l}{2}$;
- b) Quando as lajes são armadas em uma só direção: $h = 2\% l$;
- c) Quando as lajes estão em balanço: $h = 4\%$ do balanço.

A respeito das lajes nervuradas, são sugeridos os seguintes espaçamentos:

- a) Quando o espaçamento entre as nervuras é em torno de 100 cm: $h = 4\%$ do

vão das nervuras.

- b) Quando o espaçamento entre as nervuras é em torno de 50 cm: $h = 3\%$ do vão das nervuras.

4.5.4 Carregamentos atuantes

Define-se os carregamentos atuantes da laje como o peso próprio, peso de revestimentos e paredes e das cargas de utilização. Os carregamentos atuantes podem ser definidos em carga permanente (g) e cargas acidentais (q). Da ABNT NBR 6120:1980, mais precisamente da Tabela 1, verifica-se o peso específico dos materiais utilizados na construção.

Na ABNT NBR 6120:1980, encontra-se na tabela 2 os valores das cargas acidentais, que se tratam dos tipos de ambientes, pessoas, objetos e veículos.

Quanto às lojas, estrutura a ser dimensionada neste trabalho, as cargas consideradas são de 4 kN/m².

4.5.5 Reações de apoio

Com o auxílio de coeficientes adimensionais (k) de tabelas baseadas no Processo das Áreas e das condições de apoio (λ), o cálculo das reações pode ser realizado:

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (27)$$

$$q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (28)$$

$$q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (29)$$

$$q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (30)$$

4.5.6 Momentos fletores e compatibilização

Com o auxílio das tabelas de Bares (Anexo 1) é possível realizar os cálculos para encontrar os coeficientes μ e utilizá-los nas equações de momentos positivos e negativos das lajes.

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (31)$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (32)$$

$$m'_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (33)$$

$$m'_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (34)$$

4.5.7 Verificações de deformação excessiva

A flecha é o deslocamento máximo que ocorre em um elemento estrutural, sendo necessário na verificação da flecha as seguintes considerações:

- a) a existência de fissuras;
- b) o momento de inércia;
- c) as flechas imediata, diferida e total;
- d) os valores limites.

As flechas totais são resultantes da soma da flecha imediata com a parcela diferida e não podendo ultrapassar os deslocamentos limites que estão dispostos na ABNT NBR 6118:2014 representados para a aceitabilidade visual e sensorial, sendo

estes respectivamente:

a) Para totalidade das cargas:

$$f_{lim} = \frac{l_x}{250} \quad (35)$$

b) Para o carregamento acidental:

$$f_{lim} = \frac{l_x}{350} \quad (36)$$

Apresentam-se a seguir os casos de vinculação e as equações específicas para o cálculo do momento fletor e dos deslocamentos:

a) Lajes biapoiadas:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{pl^2}{8} ; f_{m\acute{a}x} = \frac{5pl^4}{384.E.I} \quad (37)$$

b) Lajes biengastadas:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{pl^2}{24} ; f_{m\acute{a}x} = \frac{pl^4}{384.E.I} \quad (38)$$

c) Lajes apoiadas-engastadas:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{pl^2}{14,22} ; f_{m\acute{a}x} = \frac{2,07pl^4}{384.E.I} \quad (39)$$

Quando as lajes são do tipo armadas em duas direções, utiliza-se o coeficiente contido na tabela de Bares para implementar na fórmula de flecha imediata:

$$f_0 = \frac{p l_x^4 \cdot \alpha}{E \cdot h^3 \cdot 100} \quad (40)$$

Onde:

p : carregamento inuforme distribuído sobre a laje;

α : coeficiente retirado da tabela de Bares;

l_x : menor vão de laje;

E : modo de deformabilidade do concreto;

h : espessura da placa.

Na ABNT NBR 6118:2014 apresenta-se a fórmula que fornece a flecha diferida, que é calculada a partir do coeficiente e a flecha imediata:

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot \rho'}, \text{ sendo } \rho' = \frac{As'}{bd} \quad (41)$$

Santos (2014) apresenta a tabela de valores de ξ , que se trata de um coeficiente em função do tempo:

Tabela 11 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) em meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente $\xi(t)$	0,00	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2,00

Fonte: Santos (2014)

Posteriormente, para o cálculo de fissuração, a ABNT NBR 6118:2014 apresenta a seguinte expressão:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot l_c}{y_t} \quad (42)$$

Onde, tem-se que:

α : para superfícies retangulares igual a 1,5;

y_t : distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada ($h/2$);

l_c : momento de inércia da seção bruta de concreto, sendo $l_c = \frac{bh^3}{12}$;

f_{ct} : resistência à tração direta do concreto.

Santos (2014) sobre o cálculo de momento de fissuração:

“Se for verificado que houve fissuração, refaz-se o cálculo da flecha imediata considerando os dois estádios. Pode-se utilizar um modelo em que se admite uma única rigidez para todo o elemento, representando os trechos fissurados e não fissurados utilizando expressões que fornecem um valor médio para a inércia.”

Desse modo, considerando esse modelo, tem-se na ABNT NBR 6118:2014 uma equação que demonstra essa condição:

$$(EI)_{eq} = E_{CS} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{CS} \cdot I_c \quad (43)$$

Sendo:

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} : momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II;

M_a : momento fletor na seção crítica do vão a ser considerado;

M_r : momento de fissuração do elemento estrutural;

E_{CS} : módulo de elasticidade secante do concreto.

Expressão para momento de inércia no estágio II:

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (d - x_{II})^2 \quad (44)$$

Sendo x_{II} a posição da linha neutra, dada por:

$$x_{II} = \frac{\alpha_e A_s}{b_w} \cdot \left(1 - \sqrt{1 + \frac{2b_w d}{\alpha_e A_s}} \right) \quad (45)$$

Onde:

α_e : relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto

4.5.8 Detalhamento das armaduras

Com o intuito de aprimorar seu desempenho e controlar a fissuração, na ABNT NBR 6118:2014 estão definidos valores mínimos a serem admitidos como área de armadura e também demonstra algumas condições quanto à disposição das armaduras:

- a) O diâmetro da barra não deve ultrapassar 1/8 da altura da laje;
- b) As barras da armadura principal devem estar espaçadas a distâncias não superiores a 20 cm ou 2 vezes a altura da laje, prevalecendo o menor desses dois valores.
- c) A armadura secundária necessita ser igual ou superior a 20% da armadura principal e deve haver no mínimo três barras por metro (uma a cada 33 cm).

Para se obter a posição da linha neutra (x), tem-se a seguinte equação:

$$d = -c - \frac{\phi}{2} \quad (46)$$

$$x = 1,25d \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad (47)$$

Para definir a área do aço A_s , tem-se a fórmula a seguir:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd}(d - 0,4x)} \quad (48)$$

4.5.9 Verificação ao cisalhamento

Para que as lajes suportem os esforços de cisalhamento, é necessário que o esforço cortante seja menor que a resistência de projeto ao cisalhamento, ou seja:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (49)$$

Onde:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w d \quad (50)$$

Também é necessário verificar a resistência a compressão das bielas de concreto por meio da comparação entre a resistência de cálculo e a força solicitante:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (51)$$

Sendo:

$$\alpha = \left(1,0 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (52)$$

4.6 Metodologia de cálculo de vigas de concreto armado

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014, as vigas são possui como esforços dominantes o momento fletor e força cortante. Ainda na mesma norma, tem-se disposto os espaçamentos e coberturas estabelecidos que devem ser respeitados.

Na ABNT NBR 14931, encontram-se os parâmetros normativos para

lançamento e vibração do concreto.

As cargas nas vigas são o peso próprio, os revestimentos, as reações de apoio e o peso das paredes. No entanto, as vigas também podem receber cargas de outras vigas e de pilares, quando se tratarem de vigas de transição ou vigas de fundação.

Considerando-se as cargas nas vigas, tem-se que ao avaliar seu peso próprio, deve-se considerar a massa específica de 2500 kgf/m³.

Quando as vigas contínuas estiverem simplesmente apoiadas nos pilares, devem ser realizadas as seguintes correções:

a) Na viga:

$$\frac{r_{sup}}{r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}} \cdot M_{viga} = M_{eng} \cdot \frac{r_{sup} + r_{inf}}{r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (53)$$

b) No tramo superior do pilar

$$\frac{r_{sup}}{r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (54)$$

c) No tramo inferior do pilar:

$$\frac{r_{sup}}{r_{viga} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (55)$$

4.6.1 Verificações

Para analisar o desempenho de uma viga submetida aos esforços normais, deve-se verificar se a seção transversal está adequada para resistir à flexão e ao cisalhamento. Sendo assim, para seção retangular tem-se as seguintes expressões de dimensionamento à flexão:

$$k = \frac{M_d}{f_c \cdot b_w \cdot d^2} \rightarrow \begin{cases} k \leq k_l \rightarrow k' = k \rightarrow \text{armação simples} \\ k > k_l \rightarrow k' = k_l \rightarrow \text{armação dupla} \end{cases} \quad (56)$$

$$A_S = A_{S1} + A_{S2} \rightarrow \begin{cases} A_S = \frac{f_c \cdot b_w \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{(k - k')}{(1 - \frac{d'}{d})} \\ A_{S1} = \frac{f_c \cdot b_w \cdot d}{f_{yd}} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2k'}) \end{cases} \quad (57)$$

$$A'_S = \frac{A'_S}{\varphi} \quad (58)$$

Sendo:

- $f_{ck} \leq 50MPa \rightarrow K_l = 0,295$
- $f_{ck} > 50MPa \rightarrow K_l = 0,240 \text{ à } 0,215$

4.6.2 Detalhamento

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014, para os elementos estruturais armados, deve-se considerar para a armadura mínima de tração a taxa mínima absoluta de 0,15%.

$$M_{d,min} = 0,8 W_0 f_{ctk,sup} = 0,8 \cdot 1,3 \cdot 0,3 (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0,312 W_0 (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (59)$$

$\leftrightarrow \text{até C50 ou até C54}$

$$M_{d,min} = 0,8 W_0 f_{ctk,sup} = 0,8 \cdot 1,3 \cdot 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}) \quad (60)$$

$= 2,21 W_0 (1 + 0,11 f_{ck}) \leftrightarrow \text{de C55 até C90}$

Onde:

W_0 : módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto.

A taxa mecânica mínima de armadura longitudinal de flexão para vigas é dada por:

$$\omega_{min} = \frac{A_{s,min} f_{yd}}{A_c f_{yd}} = \rho_{min} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (61)$$

Para a armadura de pele (costela), a armadura mínima lateral deve ser 0,10% $A_{c,alma}$ em cada face da viga, sendo esta dispensada quando a altura da viga for igual ou inferior a 60 cm.

Para as armaduras de tração e compressão, a soma delas não pode ser maior que 4% A_c .

Com a finalidade de obter-se a largura útil da viga, tem-se:

$$b_{util} = b_w - 2(c + \phi_{transv}) \quad (62)$$

Sendo:

c : cobrimento nominal da armadura

ϕ_{transv} : diâmetro da armadura transversal

Já para encontrar o número máximo de barras longitudinais, tem-se:

$$n_{barras/camada} \leq \frac{b_{util} + a_h}{a_h + \phi_{long}} \quad (63)$$

4.7 Metodologia de cálculo de viga e escada metálicas

4.7.1 Viga e escada metálica

4.7.1.1 Elementos submetidos a momento fletor e força cortante

Para vigas sujeitas à flexão, é necessário realizar cálculos do momento fletor e esforço cortante, assim efetuando a comparação com os esforços solicitantes do projeto, e também, analisar os deslocamentos verticais no estado limite de serviço.

O dimensionamento de barras submetidas a momento fletor e força cortante

seguira de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), atendendo algumas condições:

- Seções I e H com dois eixos de simetria, fletidas em relação a um desses eixos;
- Seções I e H com apenas um eixo de simetria, situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma.

As seguintes equações devem ser atendidas no dimensionamento:

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (64)$$

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (65)$$

Onde:

M_{sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

M_{rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{rd} é a força cortante resistente de cálculo.

Deveram considerar a flambagem lateral com torção (FLT), e a flambagem local de mesa (FLM) e a flambagem local de alma (FLA), visto que a resistência à flexão das vigas pode alterar.

Na flambagem lateral, a viga fica instável no plano principal de flexão, surgindo deslocamentos laterais e rotações de torção. Para o estado-limite de flambagem lateral por torção (FLT), o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

a) Para $L \leq L_p$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (66)$$

b) Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (27)$$

c) Para $\lambda \geq \lambda_r$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (28)$$

A flambagem local de mesa (FLM) comprimida do perfil I provoca a perda da estabilidade, assim, a redução do momento resistente de seção. A NBR 8800 (ABNT, 2008) divide as seções sob influência da flambagem local para o estado limite da flambagem de mesa (FLM) e da flambagem local da alma (FLA), então classificando-as em três classes para realizar o cálculo do momento fletor resistente:

a) Seção compacta ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (29)$$

b) Seção semicompacta ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (30)$$

c) Seção esbelta ($\lambda > \lambda_r$)

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{y_{a1}} \quad (31)$$

O momento fletor de plastificação da seção transversal é apresentado como:

$$M_{pl} = Z f_y \quad (32)$$

A força cortante resistente de cálculo, V_{rd} , para seções I, H e U fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma, é dada por:

a) Para $\lambda \leq \lambda_p$

$$V_{rd} = \frac{V_{pl}}{y_{a1}} \quad (33)$$

b) Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$V_{rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{y_{a1}} \quad (34)$$

c) Para $\lambda > \lambda_r$

$$V_{rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{y_{a1}} \quad (35)$$

O índice de esbeltez, assim como os parâmetros de esbeltez correspondente à plastificação e ao início do escoamento, expressão pelas seguintes fórmulas:

$$\lambda = \frac{d'}{t_w} \quad (36)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (37)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (38)$$

Para calcular o valor da força correspondente a plastificação da alma por cisalhamento, usa-se:

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y \quad (39)$$

$$A_w = d t_w \quad (40)$$

Onde:

M_{pl} é o momento fletor de plastificação a seção transversal;

M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica;

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, onde em alguns casos é incluído a influência das tensões residuais;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, cujo valor é 1,00.

λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

Z é o módulo de resistência plástico;

f_y é a resistência de escoamento do aço;

V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;

k_v é um coeficiente onde o valor atribuído é igual 5,0 para almas sem enrijecedores transversais;

t_w é a espessura da alma;

A_w é a área efetiva d cisalhamento;

d é a altura total da seção transversal.

Os deslocamentos verticais podem ocasionar danos a elementos não estruturais e também provocas efeitos de insegurança. A norma NBR 8800 (ABNT,

2008) efetua a verificação quanto ao deslocamento máximo da estrutura no estado-limite de serviço.

4.7.2 Vigas mistas

4.7.2.1 Resistência à flexão

a) Classificação da seção

Diferente das vigas em aço, nas vigas mistas a mesa comprimida não sofre flambagem local, porque a mesma está ligada à laje de concreto. Sua classificação da seção é feita a partir da esbeltez da alma, através das seguintes equações:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (41)$$

Nesse caso, trata-se de uma seção compacta na qual não haverá ocorrência de flambagem local antes da plastificação total da seção.

$$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (42)$$

Já nesse caso, a seção será semicompacta, e a flambagem local da alma acontecerá após a plastificação total.

b) Largura efetiva da laje

Conforme Pfeil (2009), a largura efetiva da laje abordada no momento de cálculo, está condicionada à geometria do sistema e ao tipo de carga que atua nele. Visando uma maior simplicidade de cálculos, as normas apresentam valores aplicáveis a qualquer tipo de carga, porém que irão ter uma variação de acordo com o apoio do sistema, e no caso de vigas mistas contínuas ou semicontínuas, com

variações quando às regiões de momento positivo e negativo.

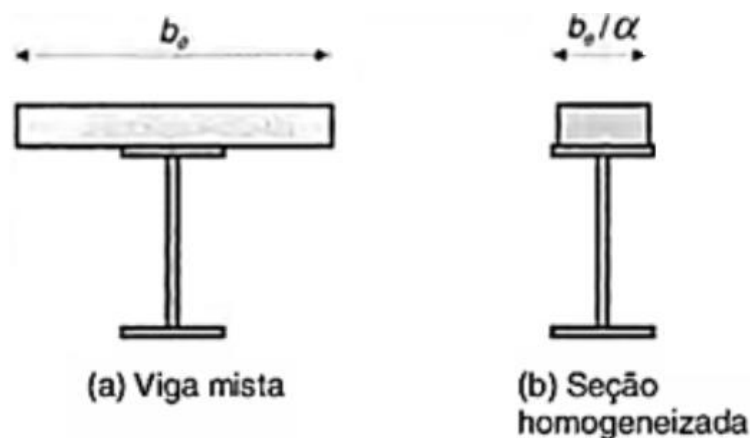
Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), para casos de viga biapoiadas, a largura efetiva da laje de concreto de cada lado da linha de centro da viga, será igual ao menor dos valores expressos a seguir:

- $1/8$ vão da viga mista, entre linhas de centro dos apoios;
- $1/2$ da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

c) Homogeneização da seção

“A seção transversal de um elemento misto é constituída de dois materiais, o aço e o concreto, que apresentam propriedades diferentes, mas que devem trabalhar conjuntamente, de modo a resistir as cargas a ele aplicadas.” (ALVES; PEREIRA 2018, p.31). Ao dividir a largura efetiva da laje de concreto previamente calculada por uma razão α , obtém-se a seção homogeneizada teórica, como na (Figura 25). A área de concreto na região tracionada deve ser desprezada

Figura 26 - Seção homogeneizada para cálculo em regime elástico



Fonte: PFEIL (2009)

A razão modulas α adota os valores de E_s , correspondente ao módulo de

elasticidade do aço, e E_c , módulo de elasticidade do concreto. Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), o módulo de elasticidade do concreto para ações de curta duração, deve ser determinado através da equação:

$$E_c = 4769 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (43)$$

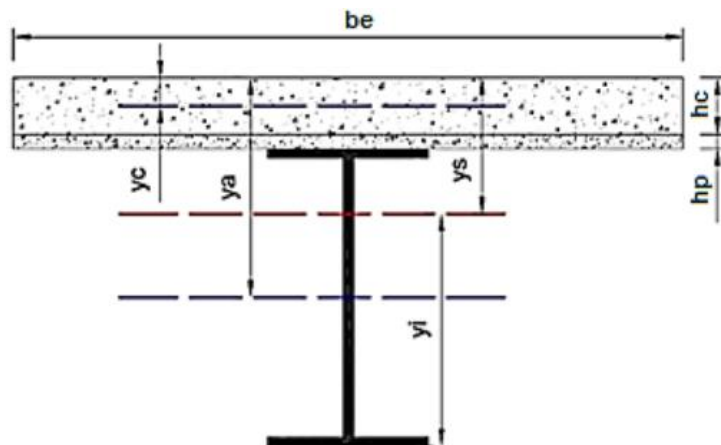
Segundo Alves; Pereira (2018), a determinação as tensões e deformações resultantes de carga de curta duração, deve ser feita relacionando o módulo de elasticidade do aço e do concreto a_0 . Para deformações causadas por carga permanente, adota-se, então a razão a_∞ .

$$a_0 = \frac{E_{aço}}{E_{concreto}} = \frac{E_s}{E_c} \quad (44)$$

$$a_\infty = 3 \cdot a_0 \quad (45)$$

A figura abaixo mostra as variáveis para a seção mista, as quais deverão ser obtidas para determinação das propriedades elásticas do elemento.

Figura 27 - Variáveis para seção mista



Fonte: ALVES; PEREIRA (2018)

Onde:

h_c é a espessura da laje maciça;

h_p é a espessura da pré laje;

b_e é a largura efetiva da laje;

y_c é a distância da borda superior da laje até o centro de gravidade do elemento de concreto, e será igual a $h_c/2$;

y_a é a distância da borda superior da laje até o centro de gravidade do elemento do aço, será igual a $h_c + h_p + \frac{d}{2}$;

y_{sup} é a distância da borda superior da laje até o centro de gravidade da seção mista;

y_{inf} é a distância da borda inferior do perfil metálico até o centro de gravidade da seção mista.

Será necessário calcular uma nova inércia, visto que a atuação da seção mista de maneira conjunta, altera a área da seção transversal da peça. Para determinar a inércia, primeiramente será feito o cálculo da área equivalente à seção mista;

$$\sum A = A_1 + A_2 \quad (46)$$

Onde:

A_1 é a área equivalente de concreto;

A_2 é a área da peça de aço;

$\sum A$ é a área equivalente à seção mista.

A distância do centro de gravidade da seção de aço para bordas inferiores e superiores y_{sup} e y_{inf} , serão dadas através das equações 31 e 32:

$$y_{sup} = \frac{\sum(A \cdot y')}{\sum A} \quad (47)$$

$$y_{inf} = h - y_{sup} \quad (48)$$

$\sum(A \cdot y')$ é o somatório do produto da área da seção pela distância do bordo superior ao centro de gravidade da laje de concreto;

h é altura total da seção mista;

y_{sup} é a distância do centro de gravidade da seção de aço para a borda da laje de concreto;

y_{inf} é a distância do centro de gravidade da seção de aço para a borda da mesa inferior

Obtidos tais elementos, será possível calcular o momento de inércia da seção mista.

$$I = \sum I_0 + \sum A \cdot y'^2 - \sum A \cdot y_{sup}^2 \quad (49)$$

Onde:

$\sum I_0$ é o somatório da inércia da seção de concreto com a inércia do aço

$\sum A \cdot y'^2$ é o somatório do produto da área da seção pela distância do bordo superior ao centro de gravidade da peça de aço

Para garantir a análise elástica da seção, a equação do módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão, tanto da parte superior ao centro de gravidade como da parte inferior, é calculada com as seguintes equações 79 e 80.

$$: \quad W_{sup} = \frac{I}{y_{sup}} \quad (50)$$

$$W_{inf} = \frac{I}{y_{inf}} \quad (51)$$

Onde:

W_{sup} é o módulo de resistência elástico da seção transversal mista correlacionado com o eixo de flexão superior ao centro de gravidade;

W_{inf} é o módulo de resistência elástico da seção transversal mista correlacionando com eixo de flexão inferior ao centro de gravidade.

d) Regiões de momentos positivos

A NBR 8800 (ABNT, 2008) aborda os procedimentos de dimensionamento de vigas mistas construídas tanto com escoramento provisório, quanto para construções sem escoramento. “Para vigas com seção de aço compacta, o momento fletor resistente é calculado em regime plástico, considerando-se que não há deslizamento entre o concreto e o aço.” (ALVES; PEREIRA 2018, p.35). Admitindo que a área efetiva de concreto apresenta tensões de compressão iguais a $0,85 \frac{f_{ck}}{y_c}$, desprezando as tensões de tração no concreto.

Para calcular o momento resistente são utilizados F_{cd} e F_{td} que corresponde às resultantes das tensões de compressão e tração, respectivamente, e z representa o braço da alavanca.

$$M_{dres} = F_{cd} \cdot z = F_{td} \cdot z \quad (52)$$

O valor máximo para resistência à compressão no concreto é dado pela equação seguinte, onde h_c é a espessura da laje de concreto.

$$R_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{y_c} \cdot b_e \cdot h_c \quad (53)$$

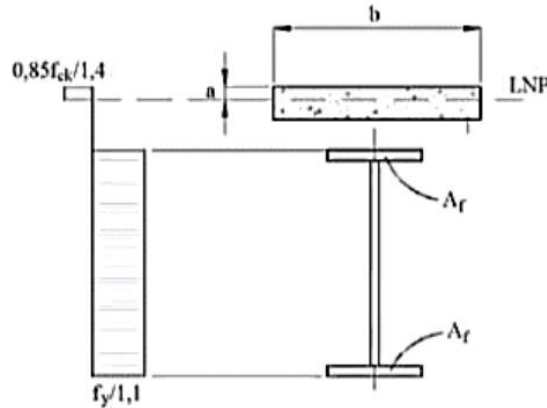
Já o valor máximo da resistência à tração R_{td} , sendo atingido quando a área tracionada for igual à área da seção do aço A :

$$R_{td} = \frac{f_y \cdot A_i}{y_{a1}} \quad (54)$$

Devem ser feitos a comparação entre os valores de resistência à tração e à compressão para obter a posição da linha neutra plástica na seção. Temos que, nos casos em que $R_{cd} > R_{td}$, a linha neutra plástica está situada na laje de concreto, e a profundidade podendo ser obtida através do cálculo:

$$x = \frac{f_y \cdot A_1 / y_{a1}}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_e / y_c} \quad (55)$$

Figura 28 - Linha neutra plástica situada na laje de concreto



Fonte: ALVES; PEREIRA (2018)

Assim que tiver o valor de x , o momento resistente é dado por:

$$M_{dres} = R_{td} \cdot z = \frac{f_y \cdot A}{y_{a1}} \left(y_s + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right) \quad (56)$$

Caso $R_{td} = R_{cd}$, a linha neutra plástica estará localizada na nervura da laje desprezada no cálculo, e o momento resistente será obtido pela equação acima, adotando $x = h_c$

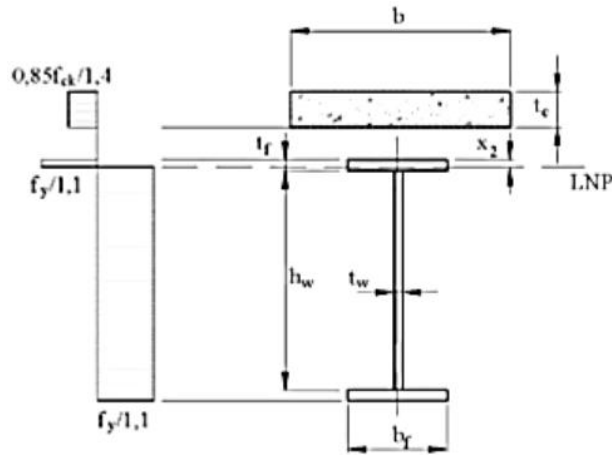
Já para casos $R_{td} > R_{cd}$, a linha neutra plástica se encontra na seção de aço, assim contribuindo para a resultante de compressão F_{cd} , com uma força C_{ad} .

$$C_{ad} = \frac{1}{2} \cdot (R_{td} - R_{cd}) \quad (57)$$

Caso haja a presença da linha neutra na seção de aço, esta poderá estar localizada na mesa ou na alma da seção. Com o valor adotado para a força C_{ad} , a posição exata da linha neutra poderá ser obtida. Para equação a seguir a linha estará situada na mesa superior do perfil do aço.

$$C_{ad} < \frac{f_y \cdot bf \cdot t_f}{\gamma_{a1}} \quad (58)$$

Figura 29 - Linha neutra plástica situada na mesa da seção de aço

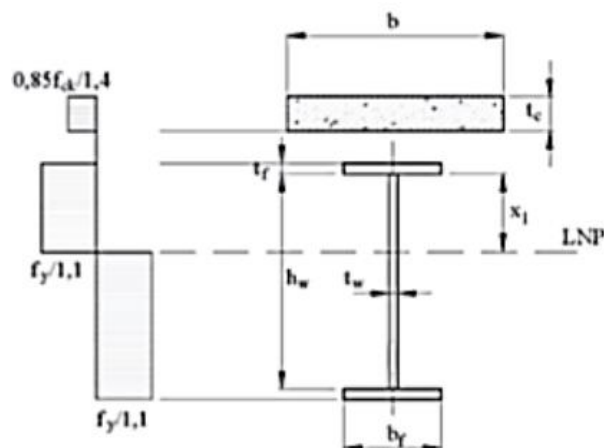


Fonte: ALVES; PEREIRA (2018)

Já para equação 88, a linha neutra está na alma da seção.

$$C_{ad} > \frac{f_y \cdot bf \cdot t_f}{\gamma_{a1}} \quad (59)$$

Figura 30 - Linha neutra plástica situada na alma da seção do aço



Fonte: ALVES; PEREIRA (2018)

A posição da linha neutra na mesa superior, será calculada por:

$$y = \frac{C_{ad}}{f_y \cdot b_f / y_{a1}} \quad (60)$$

E para linha situada neutra situada na alma, será expressa por:

$$y = \frac{C_{ad} - f_y \cdot b_f \cdot t_f / y_{a1}}{f_y \cdot b_f / y_{a1}} + t_f \quad (61)$$

Sabendo que y_t corresponde à distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até sua face inferior, que y_c é a distancia do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até sua face superior, o momento resistência é calculado pela seguinte equação.

$$M_{dres} = R_{cd} \cdot z + C_{ad} \cdot z' = R_{cd} \left(h - y_t + h_p + \frac{h}{2} \right) + c_{ad} \cdot (h - y_t - y_c) \quad (62)$$

e) Verificação da força cortante

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a força cortante resistente de cálculo para vigas mistas de alma cheia, é determinada considerando apenas a resistência do perfil do aço, isso é, atendendo-se a condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \quad (63)$$

f) Flecha admissível

Para realizar o cálculo da flecha máxima admissível, deve-se consultar a tabela de Deslocamento máximo e determinar em qual categoria se encaixa o projeto.

g) Flecha real

O cálculo da flecha real é feito pela expressão abaixo:

$$\Delta = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (64)$$

Onde:

P é o valor resultante da combinação de cargas;

L é o vão efetivo da viga;

E é o módulo de elasticidade do aço;

I é o momento de inércia da seção mista.

4.7.3 Conectores

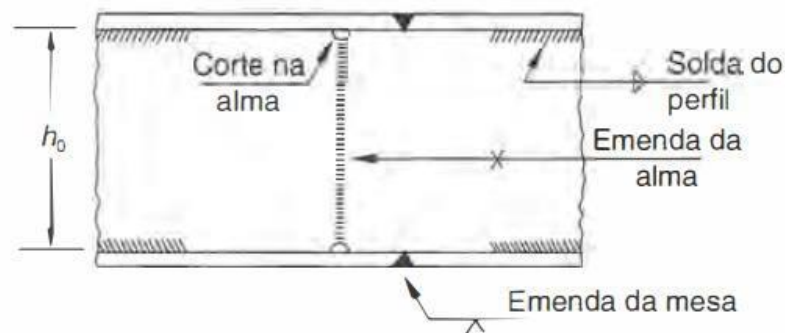
4.7.3.1 Emendas em vigas

4.7.3.1.1 Emendas soldadas

Nas fábricas a realização de emendas em vigas podem ser feitas com solda de entalhe de penetração total. Fig. 31 é mostrado uma emenda de mesa situada junto à emenda de alma. Nesse tipo de emenda, a sequência para realizar a soldagem é muito importante, visto que os resfriamentos dos cordões de solda podem causar esforços internos. Então recomenda-se a seguinte ordem:

- a) Soldas as mesas;
- b) Emendar a alma;
- c) Completa a solda de filete que liga a alma com a mesa.

Figura 31 - Emenda soldada



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

4.7.3.1.2 Emenda com conectores

As emendas de vigas com conectores são reservadas, principalmente, para ligações de campo. Na Fig. 32 vemos um exemplo onde mostra uma emenda de perfil laminado, com talas e parafusos.

No geral, esse tipo de emenda é colocado em pontos com menor solicitações, como os quartos de vão. Nesse caso, é prudente dimensionar a ligação para um percentual, como de 50%, da capacidade resistente da viga, tanto à flexão quanto ao cisalhamento.

A seção de emenda está normalmente sujeita a um momento fletor M e a esforço cortante V . A placa de emenda da mesa deve ter a mesma espessura desta, enquanto a placa de emenda da alma é adotada com 80% da espessura da alma. A parcela do momento fletor transmitida pelas mesas é calculada na proporção entre o momento de inércia da mesa e o momento de inércia total.

$$M_f = M \frac{I_{\text{mesa}}}{I_{\text{total}}} \sim \frac{A_f}{A_f + A_w/6} \quad (65)$$

Onde:

A_f é a área da mesa;

A_w é a área da alma.

O esforço na chapa da mesa é igual:

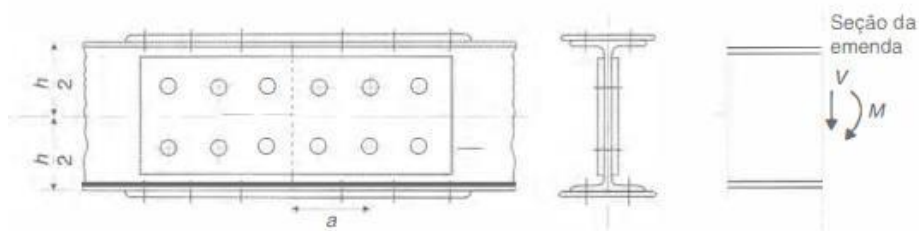
$$F = \frac{M_f}{h} \quad (66)$$

Supondo que o esforço F seja distribuído de forma igual entre os conectores de cada lado da emenda.

A parcela M_0 do momento fletor absorvida pela alma é realizada na proporção do momento de inércia I_0 da alma para o momento de inércia total. As chapas de emenda da alma conduzem o momento M_0 acrescido do momento $V \cdot a$, onde a é a distância entre o centro de gravidade dos conectores e a seção da emenda expressa na seguinte equação.

$$M_0 = M \frac{I_0}{I_{total}} + Va \approx M \frac{A_w/6}{A_f + A_w/6} \quad (67)$$

Figura 32 - Emenda com conectores de perfil laminado



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

4.7.3.1.3 Ligações flexíveis

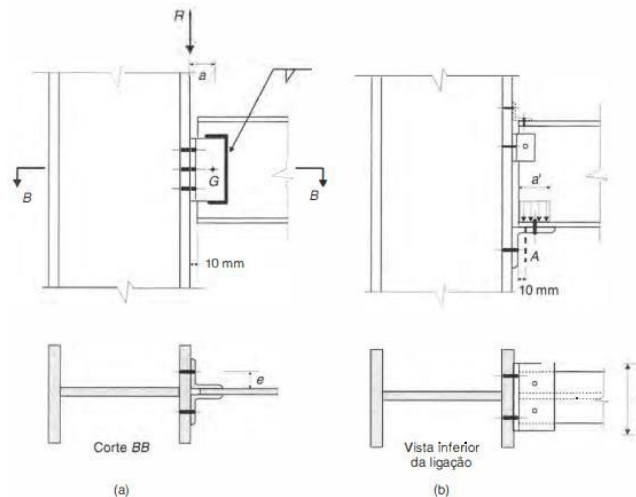
A principal característica dessas ligações é que o momento transmitido por elas é tão pequeno que pode ser desprezado no projeto, considerando como rótulas. Portanto é necessário que elas permitam a rotação das vigas em relação ao pilar. Esse tipo de ligação é calculado apenas para transmissão do esforço cortante.

a) Ligação com dupla cantoneira de alma

Podem ser parafusadas ou soldadas tanto à alma da viga quanto à mesa da coluna. Geralmente as cantoneiras são soldadas à alma da viga e parafusadas à mesa do pilar. Na Fig. 33 vemos uma ligação com cantoneira na alma (a) e uma ligação com

cantoneira de apoio (b).

Figura 33 - Ligações flexíveis



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

b) Ligação com cantoneira de apoio

A cantoneira lateral (ou superior) deve ser fina servindo para dar estabilidade lateral à viga. A espessura t da cantoneira de apoio é adquirida pela resistência à flexão da seção AA.

$$M_{dres} = \frac{Zfy}{y_{a1}} = \frac{\ell t^2 Zfy}{4 y_{a1}} \quad (68)$$

c) Apoio em consolo enrijecido

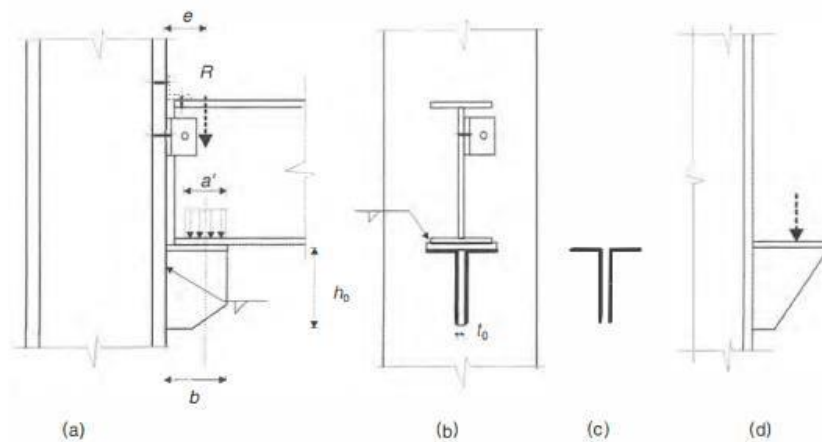
O elemento de apoio de apoio da viga é um consolo enrijecido por uma chapa vertical no plano da alma da viga. A espessura t_0 da chapa do enrijecedor deve ser maior ou igual a espessura da alma da viga, também contendo dimensões que evitem a ocorrência de flambagem local.

O comprimento a' é calculado de modo a garantir a segurança em relação ao escoamento e ao enrugamento da alma da viga. A excentricidade e da reação à face do pilar é calculada por:

$$e = b - a'/2 \quad (69)$$

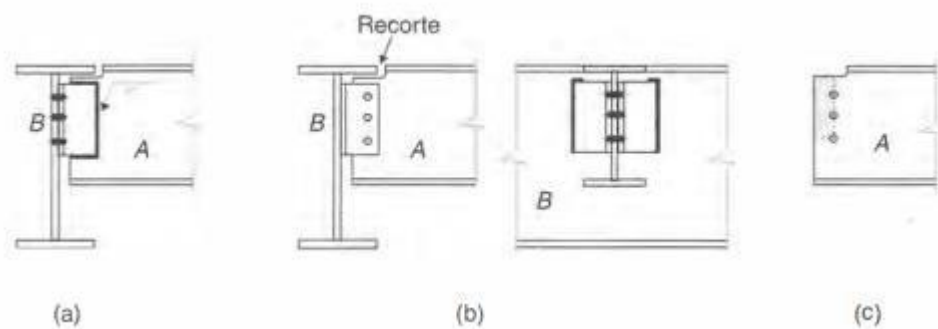
A figura abaixo mostra os seguintes itens: (a) vista lateral; (b) vista frontal; (c) seção de filetes de solda; (d) consolo enrijecedor com bordo livre não paralelo à direção da carga.

Figura 34 - Apoio em consolo soldado ao pilar



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

Figura 35 - Ligações flexíveis viga-viga



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

d) Ligações viga-viga

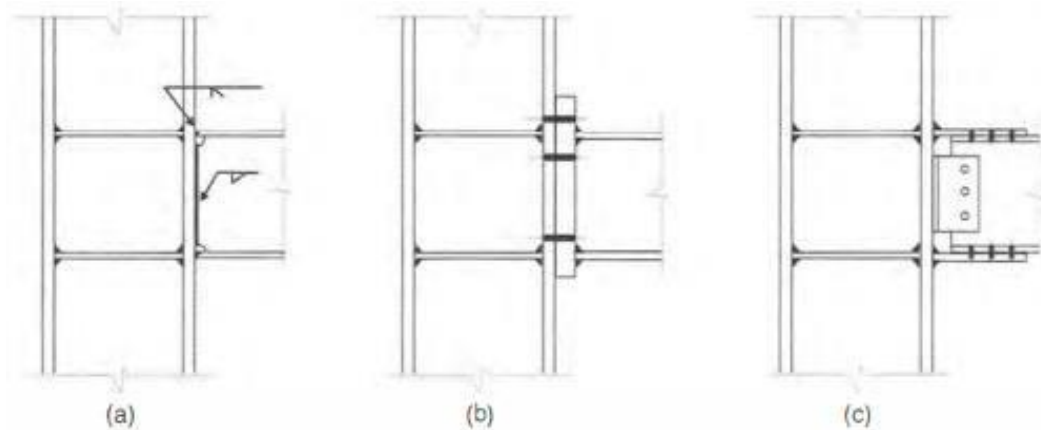
O apoio da viga A na viga B, mostrado na Fig. 36a, é parecida à ligação viga-pilar. Como a viga secundária A tem o mesmo nível superior da viga principal B, é

recortado a mesa da viga A para efetuar ligação. Na Fig. 36b é mostrado uma alternativa em que as cantoneiras são soldadas à viga principal e parafusada à secundária. E na Fig. 36c é apresentado o colapso por rasgamento por cisalhamento de bloco demonstrado pela linha tracejada, ocorrendo nas vigas com recorte na mesa e na alma.

e) Ligações rígidas

Impedem a rotação relativa entre a viga e o pilar sendo calculadas para transmitir o momento fletor e o esforço cortante da junta. Na figura a seguir ilustra alguns tipos de ligações entre viga e pilar.

Figura 36 - Ligações rígidas



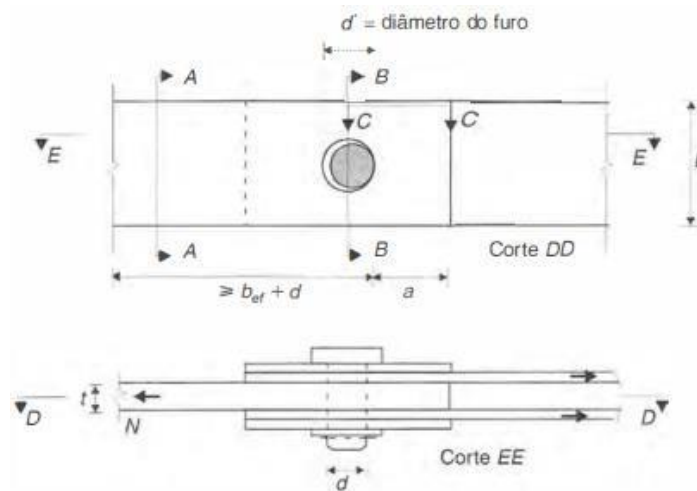
Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

- a. As mesas e a alma da viga são soldadas diretamente à mesa do pilar;
- b. A transmissão é feita através de elementos de acessórios, como a chapa de extremidade, a qual é soldada à viga em oficina e parafusada ao pilar no campo.
- c. Os esforços axiais na mesa da viga são transmitidos através de chapa de emendas, enquanto as cantoneiras ligadas à alma se encarregam do esforço cortante.

f) Ligações com pinos

Os pinos são conectores de grandes diâmetros que trabalham de forma isolada, sem comprimir transversalmente as chapas. Os pinos são usados em estruturas fixas desmontáveis ou em estruturas móveis.

Figura 37 - Ligações de barras com pino



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

- Resistência de cálculo à flexão do pino

$$M_{dres} = 1,5Wf_y/\gamma_{a1} \quad (70)$$

- Resistência de cálculo ao esmagamento (pressão de apoio) na chapa de ligação de espessura t .

$$R_d = t \cdot d(1,8f_y)/\gamma_{a2} \quad (71)$$

Onde:

f_y é a menor tensão de escoamento das partes em contato.

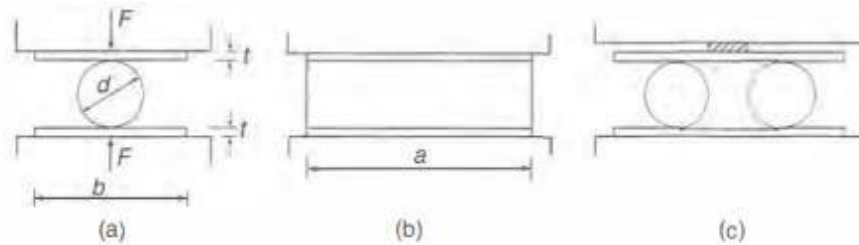
- Resistência ao corte do pino

$$V_{dres} = A_w(0,6f_y)/\gamma_{a1} = (0,75A_g)(0,6f_s)/\gamma_{a1} \quad (72)$$

A dimensionamento das chapas de ligação é realizado pelas tensões de tração

na seção A-A (escoamento da seção bruta), na seção B-B (ruptura da seção líquida) e de rasgamento na seção C-C.

Figura 38 - Apoios móveis com rolos



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

Seção B-B

$$N_d \leq A_{nef} f_u / \gamma_{az} \quad (73)$$

Com:

$$A_{nef} = 2t b_{ef} \leq (b - d')t \quad (74)$$

Sendo:

$$b_{ef} = 2t + 16mm \quad (75)$$

Seção C-C

$$N_d \leq 0,60 A_v f_u / \gamma_{az} \quad (76)$$

Com

$$A_v = 2t \left(a + \frac{d}{2} \right) \quad (77)$$

São recomendadas as seguintes relações geométricas, na região do furo:

$$\begin{aligned}
 a &\geq b_{ef} = 1,33(2t + 16mm) \\
 d' &\geq d + 1mm
 \end{aligned}
 \tag{78}$$

4.7.3.2 Resistência dos conectores

Para aplicação de dimensionamento de conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça e perfil U laminado ou formado a frio com espessura de chapa igual ou superior a 3mm, deve seguir a norma NBR 8800 (ABNT,2008).

a) Pinos com cabeça

A força resistente de cálculo é dada pelo menor dos valores obtidos nas expressões:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{y_{cs}} \tag{79}$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{y_{cs}} \tag{80}$$

Onde:

y_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construções o valor será 1,25 e para combinações excepcionais o valor é 1,10;

A_{cs} é a área da seção transversal do conector;

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

R_g é o coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

R_p é o coeficiente para consideração da posição do conector.

b) Perfil U laminado ou formado a frio

Para determinar a capacidade de resistência de um conector do tipo perfil U laminado, devem atender algumas condições, como: altura da seção transversal igual

ou superior a 75mm, estar totalmente engastado em laje maciça de concreto com face inferior plana, e diretamente apoiada sobre a viga de aço. Se essas condições forem atendidas, a força resistente é dada por:

$$Q_{rd} = \frac{0,3 \cdot (t_{fcs} + 0,5 \cdot t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{y_{cs}} \quad (81)$$

Onde:

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

t_{wcs} é a espessura da alma do conector;

L_{cs} é o comprimento do perfil U;

y_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construções é dado o valor de 1,25, e combinações excepcionas o valor 1,10.

c) Espaçamento

Para determinar o número mínimo de conectores, Pfeil (2009) propõe métodos, um para a linha neutra na laje de concreto e outro para a linha neutra na seção de aço.

$$n \geq \frac{A \cdot f_y}{Q_{Rd}} \quad (82)$$

$$n \geq \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_e \cdot h_c}{Q_{Rd}} \quad (83)$$

Onde:

Q_{Rd} é a resistência de um conector;

n é o número mínimo de conectores.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece limites de aplicação para o espaçamento entre conectores, determinando algumas recomendações para localizar as peças e

distribuir de maneira uniforme pelo o vão da viga, sobretudo nas seções de momento máximo, onde geralmente o espaçamento máximo adotado deve ser inferior a $8 \cdot h_c$, não ultrapassando 800mm.

$$s = \frac{L}{n} \quad (84)$$

Onde:

s é o espaçamento máximo a ser adotado.

4.8 Metodologia de cálculo de pilares

Esta etapa consiste em analisar um conjunto de variáveis necessários para o dimensionamento do pilar, sendo: características geométricas, classificação, esbeltez, tipo de solicitação e excentricidade.

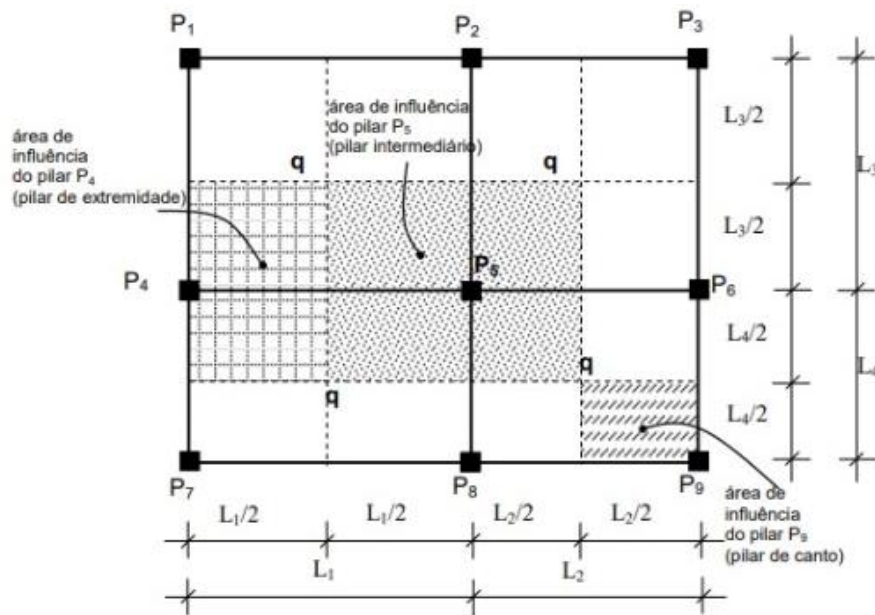
Primeiramente, é necessário determinar os esforços atuantes no elemento, para assim ser possível estabelecer a sua esbeltez e comparar com valores limites estimados pela norma. Dessa forma, após essa análise, é verificado se existe alguma necessidade de considerar efeitos de segunda ordem.

4.8.1 Pré-dimensionamento

Deve-se saber inicialmente que está estipulado pela ABNT NBR 6118:2014 que a seção transversal dos pilares não pode apresentar dimensão menor que 19 cm, ou seja, uma área menor que 360 cm².

A área de influência dos pilares é esquematizada de acordo com a (Figura 31) ilustrada abaixo:

Figura 39 - Representação da área de influência dos pilares



Fonte: Melo (2013)

4.8.2 Ações nos pilares

As ações que atuam no pilar são determinadas através da observação de quais vigas se apoiam no pilar.

Segundo Santos (2014), a configuração de cargas atuantes em cada lance de pavimento é realizada da seguinte maneira:

N_d : reação das vigas que influenciam diretamente no pilar;

M_{dx} : momento atuante no eixo de menor inércia do pilar;

M_{dy} : momento atuante no eixo de maior inércia do pilar.

Também é considerado além das cargas das vigas, o peso do próprio pilar, calculado através da fórmula abaixo:

$$g_{pp} = \gamma_{conc} \cdot h \cdot A_{seção} \quad (85)$$

Onde:

h : altura do pilar

$A_{seção}$: área transversal do pilar

4.8.3 Comprimento Equivalente

Santos (2014) admite o comprimento equivalente do pilar como o menor valor entre os demonstrados abaixo:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (86)$$

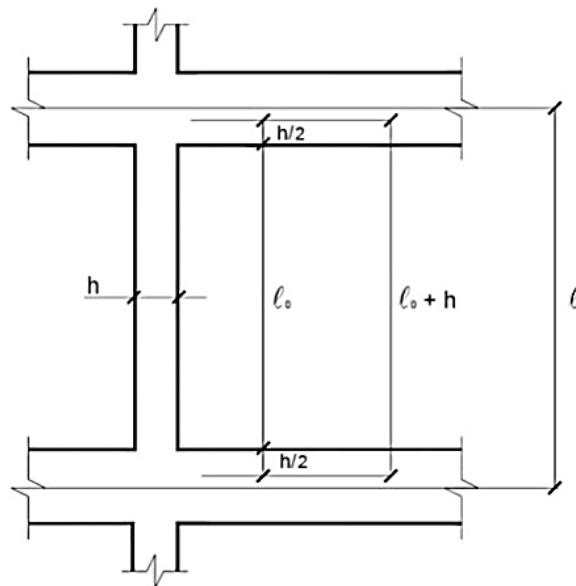
Onde tem-se que:

l_0 : distância entre as faces internas dos elementos estruturais, que vinculam o pilar;

h : altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura;

l : distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

Figura 40 - Representação do comprimento equivalente



Fonte: Santos (2014)

4.8.4 Imperfeições geométricas

As imperfeições geométricas se sucedem em excentricidades acidentais, por causa das incertezas na localização da força normal ou devido ao desvio do eixo da

peça em relação ao projeto.

Sendo assim, para minimizar as consequências da falta de retilinidade do pilar ou seu desaprumo, considera-se o momento mínimo de primeira ordem. Nas estruturas reticuladas, descartam-se os cálculos das excentricidades acidentais caso os momentos de primeira ordem atenderem ao valor de momento mínimo adotado pela NBR 6118:2014, demonstrado abaixo: (SANTOS, 2014).

$$M_{1d,min} = n_d(0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (87)$$

4.8.5 Excentricidade inicial

Para se obter as excentricidades iniciais de topo ou de base do pilar, utiliza-se a expressão abaixo nos dois eixos:

$$e_{1A} = \frac{M_{1A}}{N} \quad (88)$$

Dados:

M_{1A} : o momento solicitante;

N : a força normal solicitante.

Define-se a excentricidade intermediária para os momentos de segunda ordem pela seguinte expressão, considerando e_{1B} positivo quando os momentos A e B tracionam a mesma face e negativo quando tracionam faces opostas.

$$e_{1C} = 0,6e_{1a} + 0,4e_{1B} \geq 0,4e_{1A} \quad (89)$$

4.8.6 Índice de esbeltez e raio de giração

O índice de esbeltez se trata da relação entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, dado pela seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (90)$$

Para se calcular o raio de giração, tem-se a seguinte fórmula:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (91)$$

Onde:

I : momento de inércia

A : área da seção transversal

Para calcular o índice de esbeltez, utiliza-se a seguinte expressão:

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_e}{h} \quad (92)$$

Desconsideram-se os efeitos de segunda ordem quando o índice de esbeltez atender um valor limite determinado pela seguinte expressão:

$$\lambda_1 = \frac{(25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h})}{\alpha_b} ; 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (93)$$

Sendo:

e_1 : excentricidade de primeira ordem, sem a excentricidade accidental;

α_b : fator dependente da vinculação dos extremos do pilar isolado e do carregamento atuante. Estes podem ser determinados através das seguintes maneiras:

a) Quando pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 \cdot 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} ; 0,40 \leq \alpha_b \leq 1,00 \quad (94)$$

Sendo:

M_A : maior valor absoluto ao longo do pilar;

M_B : menor valor absoluto com sinal positivo a tracionar a mesma face que M_A .

- b) Quando pilares biapoiados com cargas transversais ao longo da altura, e para pilares biapoiados ou em balanço com momentos fletores menores que o momento mínimo:

$$\alpha_b = 1,00 \quad (95)$$

- c) Quando pilares em balanço:

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_C}{M_A} ; 0,85 \leq \alpha_b \leq 1,00 \quad (96)$$

M_A : o momento de primeira ordem no engaste;

M_B : momento de primeira ordem no meio do pilar.

4.9 Metodologia de cálculo de Fundações

4.9.1 Investigação do subsolo

Dentre os vários tipos ensaios de campo para a análise do solo, o “Standart Penetration Test” (SPT) foi o utilizado para este trabalho. Pelo SPT, foram determinadas as características do substrato, as quais se encontram apresentadas no relatório de sondagem no Anexo 1.

Com base no projeto, tem-se que haverão ao menos quatro sapatas associadas na estrutura, enquanto as demais serão isoladas.

4.9.2 Sapata Isolada

4.9.2.1 Dimensionamento

Tem-se a seguinte equação para obter a área de uma sapata quando a mesma está sujeita apenas à carga vertical:

$$A = a \cdot b = \frac{P + Pp}{\sigma_s} \quad (97)$$

Sendo:

p : Carga proveniente do pilar (majorada);

pp : Peso próprio da sapata

σ_s : Tensão admissível do solo

Como o peso próprio da sapata depende de suas dimensões e influencia pouco no dimensionamento, este pode ser desprezado. Sendo assim:

$$A = \frac{P}{\sigma_s} \quad (138)$$

Ferreira (2017) menciona que, sabendo-se a área da sapata, deve-se seguir algumas diretrizes para a escolha das dimensões a e b do elemento:

- a) O centro de gravidade (CG) do pilar e da sapata devem coincidir com o centro de carga do pilar;
- b) A menor dimensão da sapata não pode ser inferior a 60cm;
- c) A relação entre a e b deve ser, de preferência 2,5 (no máximo);
- d) Escolha dos valores a e b considerando que os balanços da sapata nas duas direções sejam iguais.

A forma da sapata fica depende da forma do pilar e quando não existirem limitações de espaço pode-se ter os seguintes casos:

- a) Pilar com seção transversal quadrada:

$$A = \sqrt{\frac{P}{\sigma_s}} \quad (139)$$

b) Pilar com seção transversal retangular:

$$a \cdot b = \frac{P}{\sigma_s} \quad (140)$$

Ainda segundo Ferreira (2017), as sapatas podem ser dimensionadas através do método de bielas. Para encontrar as armaduras de flexão e os momentos solicitantes, tem-se a seguinte equação:

$$a - b = a_0 - b_0 \quad (141)$$

Sendo:

a_0 : Maior dimensão do pilar;

b_0 : Menor dimensão do pilar.

A partir dos momentos (M_a e M_b) na base da sapata, a armadura deve combater as forças de tração (T_a e T_b).

$$T_a = \left[\frac{P \cdot (a - a_0)}{8d} \right] \quad (142)$$

$$T_b = \left[\frac{P \cdot (b - b_0)}{8d} \right] \quad (143)$$

Para determinar as armaduras nas direções a e b, será feito da seguinte forma:

$$A_{sa} = \frac{1,61 \cdot T_a}{f_{yk}} \quad (144)$$

$$A_{sb} = \frac{1,61 \cdot T_b}{f_{yk}} \quad (145)$$

Sendo:

f_{yk} : resistência de escoamento do aço utilizado.

Para limitar a altura útil d das sapatas, utiliza-se a equação seguinte:

$$d \geq \frac{a - a_0}{4} \quad (146)$$

ou

$$d \geq \frac{b - b_0}{4} \quad (147)$$

ou

$$d = 1,44 \cdot \sqrt{\frac{P}{\sigma_a}} \quad (148)$$

Onde:

d : altura útil;

σ_a : $0,85 \times f_{ck} / 1,96$ (tensão admissível a compressão do concreto).

Logo, para obtenção da altura final da sapata, determina-se através da equação:

$$h = d + 5 \quad (149)$$

Onde, a altura mínima deve atender à relação:

$$h_0 \geq \frac{h}{3} \geq 20 \text{ cm} \quad (150)$$

4.9.3 Sapata Associada

4.9.3.2 Dimensionamento

Segundo Ferreira (2010), inicialmente, determina-se a posição do centro de carga dos pilares, verificando que o mesmo deve coincidir com o centro de gravidade da sapata que será projetada:

$$x = \frac{P_2}{P_1 + P_2} \cdot d_1 \quad (151)$$

e

$$y = \frac{P_2}{P_1 + P_2} \cdot d_2 \quad (152)$$

Para o cálculo da sapata, tem-se a seguinte equação:

$$A \geq \frac{R_{total}}{\sigma_a} \quad (153)$$

Considerando-se para o R_{total} que:

$$R_v = P_1 + P_2 \quad (154)$$

Ainda segundo Ferreira (2010), para calcular os lados a e b da sapata associada, deve-se seguir as seguintes considerações:

- a) Para buscar o dimensionamento mais econômico desse tipo de sapata, deve-se testar dimensões “a” e “b” que conduzam a momentos positivos da viga de rigidez (M_1 e M_2), praticamente iguais ao momento negativo (M_2).
- b) É necessário observar que a posição do CG da base da sapata deve coincidir com a posição do centro de carga.

Do mesmo modo que na sapata isolada, verifica-se as condições de compressão antes do cálculo de armadura:

$$C = \frac{M}{b_w d^2} \leq 0,14 f_{ck} \quad (155)$$

Sendo:

C : tensão compressiva

M : momento fletor atuante

b_w : dimensão do pilar referente ao momento fletor atuante

$$A_{sw} = \frac{2M}{f_y d} \quad (156)$$

Onde:

A_{sw} : armadura à tração

f_y : tensão de escoamento do aço

De modo a facilitar o dimensionamento, determina-se a armação inferior com o momento máximo no balanço e a armação superior com o momento máximo entre os pilares.

$$M_{balanço} = \frac{px^2}{2} \quad (157)$$

$$M_{entre pilares} = \frac{pl^2}{8} \quad (158)$$

$$p = \sigma_a b \quad (159)$$

Sendo:

$M_{balanço}$: momento máximo no balanço

$M_{entre pilares}$: momento máximo entre pilares

p : carregamento na viga de rigidez

Para o estribo, determina-se a partir da força cortante máxima da viga:

$$Q_{balanço} = px \quad (160)$$

$$Q_{entre pilares} = \frac{pl}{2} \quad (161)$$

$$A_{estribo} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{20d} \quad (162)$$

Onde:

$Q_{balan\c{o}}$: cortante máximo no balanço

$Q_{entre\ pilares}$: cortante máximo entre pilares

$Q_{m\acute{a}x}$: cortante máximo na viga

p : carregamento na viga de rigidez

4.10 Lançamento da estrutura

Com as plantas de arquitetura e de forma realizadas no software AutoCAD, com extensão DWG, foram lançados os desenhos manualmente no software Cypecad. Após inserir as plantas de fôrma dos três pavimentos, foram ajustados os pontos de origem, de forma a garantir que a prumada esteja correta.

No projeto, foram consideradas todas as lajes maciças, no entanto, o carregamento delas é variável, tendo em vista que foram aplicadas em diferentes situações de uso.

As cargas permanentes que foram aplicadas no atual projeto são:

a) Peso próprio da estrutura mista, sendo este determinado automaticamente pelo CypeCad com base nas dimensões dos elementos estruturais nele lançados;

b) Peso das paredes de vedação, onde foram consideradas as cargas de 4,91 kN/m² para as paredes de tijolos furados e de 1,3 kN/m² para paredes de drywall. Vale ressaltar que no programa não foi adicionado vão de parede, sendo considerada assim a pior hipótese, ou seja, de parede cheia.

c) Peso do revestimento das lajes, sendo adotado 1kN/m² para as lajes de piso e 0,3 kN/m² para a laje de cobertura devido ao telhado de telha galvanizada. Na cobertura, mais precisamente na região da caixa d'água, foi considerada a carga de 2,3 kN/m².

Já para as cargas acidentais, foram adotados os seguintes valores descritos na tabela abaixo:

Tabela 12 - Cargas Acidentais adotadas

PAVIMENTO	DESCRIÇÃO	CONSIDERAÇÃO	CARGA (kN/m ²)
-----------	-----------	--------------	----------------------------

1	Térreo	Loja	4
2	Mezanino	Loja	4
3	Centro Comercial	Escritório	2
4	Cobertura	Sem acesso ao público	0,5

Fonte: De autoria própria, (2022)

A carga de vento definida para esse projeto foi inserida de acordo com os fatores solicitados pelo programa, sendo estes descritos na tabela abaixo:

Tabela 13 - Fatores solicitados para cargas de vento

INTERPRETAÇÃO	COEFICIENTE	FATOR
Velocidade Básica	V_0	37 m/s
Rugosidade	S1	Categoria IV
Dimensões da Edificação	S2	Classe A
Fator Probabilístico	S3	1,0

Fonte: De autoria própria, (2022)

Devido a localização da edificação, foi estipulada a Classe de agressividade II. Sendo assim, foi adotado o uso do concreto com $f_{ck} = 30\text{Mpa}$ e aços CA 50 e CA 60. Para o cobrimento das armaduras ficou estipulado 25 mm para lajes, 30 mm para vigas e pilares e 40 mm para elementos estruturais em contato com o solo.

No programa Solidworks, para o dimensionamento da escada metálica que vai do primeiro piso da loja até o mezanino, foram inseridas as dimensões solicitadas de distância de uma laje até a outra, piso e espelho desejado para a escada e em seguida a mesma foi dimensionada. Após o lançamento de todos os elementos, calculou-se a estrutura no Cypecad.

5 RESULTADOS ESPERADOS

Espera-se como resultado deste trabalho um projeto estrutural de Estruturas Mistas, que apresente o dimensionamento, o detalhamento dos elementos e o cálculo estrutural desde a laje até a fundação. Além disso, visa-se ampliar os conhecimentos obtidos durante a graduação e aprender a trabalhar em equipe, de maneira similar à realidade vivida no dia a dia, devido ao projeto conter alguns dimensionamentos que são específicos para um Engenheiro Civil e outras para um Engenheiro Mecânico.

6 RESULTADOS

Diante dos resultados obtidos, foi possível fazer uma análise detalhada de cada elemento, verificando os perfis, armaduras e esforços sofridos em cada um deles. Alguns problemas foram encontrados, como algumas flechas, erros em armaduras positivas, negativas e de estribos, dentre outros. Para a correção dos problemas encontrados, foram realizadas as alterações mais adequadas a cada caso, sempre considerando a maior economia e facilidade de execução.

A partir dos resultados obtidos no Cypecad para as lajes, teve-se que era necessário aumentar a espessura de algumas delas de 10 para 11 cm. No entanto, optou-se por padronizar as espessuras de todas as lajes para 12 cm, facilitando desse modo a execução da obra e garantindo maior segurança. Para a demonstração dos cálculos de uma laje, no Anexo B estarão dispostos os resultados na planilha de cálculo de lajes maciças, tomando-se como exemplo a laje 1 do pavimento cobertura.

Ao analisar as vigas de concreto armado, foram verificadas situações de flechas ativas, onde para solucionar esse problema foram aumentadas as seções das vigas até que essa condição fosse resolvida. Em seguida, foi feita a verificação em cada viga, onde foram encontradas algumas condições como erro na armadura positiva e/ou negativa, erro de espaçamento de estribo, erro de torção, limite de ruptura, dentre outros. Como solução desses problemas, foram realizadas trocas de bitolas de armaduras, introduzidos reforços, ajuste dos espaçamentos, dentre outros.

Para melhor entendimento dos resultados obtidos, encontra-se no Anexo C a planilha de cálculo de vigas de concreto armado com a aplicação dos cálculos para este elemento estrutural, utilizando-se como exemplo a viga 1 do pavimento cobertura.

No caso das vigas metálicas, foram encontrados alguns problemas para execução do dimensionamento no programa, onde o mesmo apresentou um erro de “seção não implementada” ao calcular a obra. Desse modo, para que as vigas metálicas fossem reconhecidas pelo programa, foi alterada a norma NBR 8800/2008 para NBR 8800 e dessa forma foi possível verificar os perfis que passavam no dimensionamento. Para os conectores, foi utilizada uma planilha, no qual seus resultados estão demonstrados no Anexo D, tomando-se como exemplo a viga 3 do pavimento cobertura.

Para os pilares, o programa encontrou poucos erros, sendo estes mais frequentemente resolvidos com o aumento da seção. Porém, com a finalidade de facilitar a execução do elemento, as armaduras de base e de reforço de cada pilar foram padronizadas por toda a sua extensão. Para a demonstração dos cálculos de um pilar, no Anexo E encontra-se os resultados do pilar 2 na planilha de cálculo de pilares de concreto armado.

No lançamento da escada de concreto armado, foram inseridos no programa as medidas solicitadas de espelho e piso, além da distância entre uma laje à outra. Dessa forma, a escada foi dimensionada pelo próprio Cypecad. Já para o lançamento da escada metálica, também foram inseridos no programa as medidas de espelho e piso, além da distância entre uma laje à outra para o dimensionamento da mesma.

Na verificação da fundação, foi possível perceber que o Cypecad superdimensionou os elementos, deixando-os um pouco maiores do que o necessário. Desse modo, tanto as sapatas isoladas como as associadas foram recalculadas por meio das planilhas de Excel e posteriormente ajustadas no programa conforme os resultados obtidos na planilha. No anexo F é possível visualizar os resultados encontrados para a sapata 2.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As estruturas mistas aço-concreto, formadas pela associação de perfis metálicos com o concreto, estabelecem uma solução competitiva em sistemas estruturais de edifícios, que vem tornando bastante utilizado em diversos países. E esse tipo de sistema misto no Brasil é visto como algo relativamente recente, porém vem evoluindo moderadamente. Nos sistemas horizontais, representado pelas lajes e vigas, a utilização de elementos mistos apresenta algumas vantagens, entre elas a rapidez de execução e o significativo aumento da capacidade estrutural das vigas, com isso gerando um resultado econômico de material. Nesses sistemas, as vigas mistas e as lajes de aço incorporada (*steel deck*), são bastantes utilizadas. Nos sistemas verticais, os pilares mistos têm tomado uma maior proporção na sua utilização, principalmente em edifícios altos. Nesses elementos mistos, a combinação de aço e concreto proporciona maior rigidez estrutural e uma resistência maior ao fogo. Através desse presente trabalho foi possível ampliar muito nosso conhecimento sobre o sistema construtivo estudado, proporcionando ideias e questionamentos sobre o método utilizado, onde é destacado as vantagens de seu uso. E também foi possível ver o modo de como é calculado uma estrutura, tendo a oportunidade de visualizar o trabalho de um grande profissional que tem domínio sobre a área.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480**: Ao destinado a armaduras para estruturas de concreto armado. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ALMINHANA, Guilherme Wienandts. **VIGAS METÁLICAS ALVEOLARES: ANÁLISE COMPARATIVA COM VIGAS DE ALMA CHEIA**. [S. l.], 15 dez. 2014. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/110138>. Acesso em: 25 maio 2022.

ALVA, G. M. S. **SOBRE O PROJETO DE EDIFÍCIOS EM ESTRUTURA MISTA AÇO-CONCRETO**. [S. l.], 9 out. 2017. Disponível em: <https://www.researchgate.net/profile/Gerson-Alva/publication/34738306_Sobre_o_projeto_de_edificios_em_estrutura_mista_aco-concreto/links/59db8c4645851508a43a0aee/Sobre-o-projeto-de-edificios-em-estrutura-mista-aco-concreto.pdf>. Acesso em: 8 mar. 2022.

ALVES, L. M. M.; PEREIRA, M. C. S. **ESTUDO DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO (DIMENSIONAMENTO)**. [S. l.], 2018. Disponível em: <http://45.4.96.19/bitstream/aee/104/1/2018_1_TCC_LUDIMILA%20e%20MATHEUS.pdf>. Acesso em: 8 mai. 2022.

BASTOS, P. S. S. **ESTRUTURA DE CONCRETO I**. mar. 2019. Disponível em: <<https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf>>. Acesso em: 28 abr. 2022.

BASTOS, P. S. S. **FUNDAMENTOS DO CONCRETO ARMADO**. Abr. 2019. Disponível em: <<https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf>>. Acesso em: 29 abr. 2022.

CARINI, Matheus Roman. **ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO: PROJETO DE EDIFÍCIO COMERCIAL**. [S. l.], 10 dez. 2014. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/110092/000952028.pdf?sequence>. Acesso em: 2 jun. 2022.

CHAVES, M. R. **AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PARA GALPÕES INDUSTRIAIS LEVES**. [S. l.], 12 mar. 2007. Disponível em: <https://www.repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/6037/1/DISSERTA%c3%87%c3%83O_Avalia%c3%a7%c3%a3oDesempenhoSolu%c3%a7%c3%b5es%20.pdf>. Acesso em: 18 mar. 2022.

CORDEIRO, L. C. S. **SOBRE AS LAJES MISTAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**. [S. l.], 2014. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-29042015-163950/publico/DISSERTACAO_Leila_Cordeiro.pdf>. Acesso em: 9 mai. 2022.

CORRÊA, R. M. **DESENHO DE ESTRUTURA METÁLICA**. Biblioteca do Centro de Tecnologia, 19 out. 2016. Disponível em: <https://pantheon.ufrj.br/bitstream/11422/7518/3/apostila%2016%20DTC%20estrutura%20met%C3%A1lica.pdf>. Acesso em: 4 maio 2022.

FIGUEIREDO, L. M. B. **PROJETO E CONSTRUÇÃO DE PILARES MISTOS AÇO-CONCRETO**. [S. l.], 1998. Disponível em:

<http://web.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1998ME_LucianaMariaBonvinoFigueiredo.pdf>. Acesso em: 9 mai. 2022.

HIBBELER, R.C. **Resistência dos Materiais**, 3.º Ed., Editora Livros Técnicos e Científicos, 2000.

NAKAMURA, Juliana. **Aberturas em almas de vigas de aço podem auxiliar a passagem de instalações**. [S. l.], 2021. Disponível em:

<https://www.aecweb.com.br/revista/materias/aberturas-em-almas-de-vigas-de-aco-podem-auxiliar-a-passagem-de-instalacoes/19914>. Acesso em: 25 maio 2022.

NETO, Juliano Geraldo Ribeiro. **ESTRUTURAS METÁLICAS 6 – VIGAS DE ALMA CHEIA: FLEXÃO**. 2016. Desenho técnico. Disponível em:

<http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17448/material/6%20-%20VIGAS%20DE%20ALMA%20CHEIA.pdf>. Acesso em: 25 maio 2022.

NETO, J. G. R. **ESTRUTURAS METÁLICAS: Ligações**. [S. l.], 2016. Disponível em: <http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17448/material/9%20-%20LIGA%C3%87%C3%95ES%20-%20parte%201.pdf>. Acesso em: 3 maio 2022.

PEIXOTO, D. S. L. **“PATOLOGIA EM ELEMENTOS DE LIGAÇÃO DE ESTRUTURAS METÁLICAS”**. [S. l.], 2018. Disponível em:

https://repositorio.ufmg.br/bitstream/1843/BUOS-9A4JH5/1/monografia_patologia_em_elementos_de_liga__o_em_estruturas_met_licas.pdf. Acesso em: 1 maio 2022.

PEREIRA, C. **SAPATAS DE FUNDAÇÃO**. 6 out. 2018. Disponível em:

<https://timelinefy-space-001.nyc3.digitaloceanspaces.com/files/17/17_1KMGG9DYGMX9LNEL3SJ2AUMWCQ1J58S9.pdf>. Acesso em: 2 mai. 2022.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **BASE PARA**

CÁLCULO. [S. l.], 6 maio 2003. Disponível em:

http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/AU405_2007/Bases_Calculo_Estados_Limites.pdf. Acesso em: 1 jun. 2022.

RODRIGUES, Tatiana Aparecida. **Dimensionamento Otimizado de Vigas Mistas Aço-Concreto.** Orientador: Prof. Dr. Amilton Rodrigues da Silva. 2018. 110 p.

Dissertação de Mestrado (Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto - Escola de Minas, Ouro Preto, 2018. Disponível em: <https://www.propec.ufop.br/download-tese/316/dimensionamento-otimizado-de-vigas-mistas-aco-concreto>. Acesso em: 3 jun. 2022.

SILVA, J. V. V. **ESTRUTURAS MISTAS E SUAS PARTICULARIDADES**

CONSTRUTIVAS. [S. l.], 21 mar. 2021. Disponível em:

<<https://repositorio.animaeducacao.com.br/bitstream/ANIMA/14189/1/TCC%20Jo%C3%A3o%20Vitor%20Vargas%20Silva%20-%20PRONTO%20PDF-A.pdf>>. Acesso em: 15 mar. 2022.

SANTOS, Paulo Reiser dos. **ANÁLISE E CÁLCULO DE ELEMENTOS**

ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL. [S.

l.], 2014. Disponível em:

<https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/127433/TCC-%20Paulo%20Reiser%20dos%20Santos%20-%20Formato%20A5.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 1 jun. 2022.

SANTOS, R. R. dos. **ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS ASSOCIADAS: INFLUÊNCIA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO NA RIGIDEZ DE UM EDIFÍCIO EM ESTRUTURAS METÁLICAS.** [S. l.], 20 dez. 2021.

Disponível em:

<https://www.repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/6037/1/DISSERTA%c3%87%c3%83O_Avalia%c3%a7%c3%a3oDesempenhoSolu%c3%a7%c3%b5es%20.pdf>. Acesso em: 23 mar. 2022.

VALENCIANI, V. C. **LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS DE AÇO.** [S. l.], 1997.

Disponível em:

http://web.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1997ME_VitorCesarValenciani.pdf.

Acesso em: 30 abr. 2022.

VASCONCELLOS, A. L. **LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS METÁLICAS VOLUME 1.**

Instituto Aço Brasil, 9 out. 2011. Disponível em:

<http://site.ufvjm.edu.br/icet/files/2016/07/ligacoes-cbca-1.pdf>. Acesso em: 3 maio 2022.

ANEXO A – ENSAIO DE SLUMP TEST (SPT)

COTA EM RELAÇÃO AO NBR	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	REVESTIMENTO — 2 1/2" AMOSTRADOR — Ø INT. 1 3/8", Ø EXT. 2" PESO = 65Kg — ALTURA DE QUEDA = 75cm	AMOSTRA	PENETRAÇÃO (GOLPES / 30 cm)						
				Nº DE GOLPES		GRÁFICO				
NÍVEL D'ÁGUA		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		1º e 2º	2º e 3º	10	20	30	40	
-1		ATERRO - ARGILOSO, COR VARIEGADO MÉDIO À RÍO	①	7	8					
-2				9	10					
-3	2,70	ARGILA SILTOSA COM AREIA FINA, COR VARIEGADA MÉDIO	②	6	7					
-4				7	7					
-5	4,50	SILTE ARENOSO, COR VARIEGADO - ALTERAÇÃO DE ROCHA MEDIANAMENTE COMPACTO À COMPACTO	③	19	20					
-6				23	26					
-7	6,50									
-8		IMPENETRÁVEL NA PEÇA DE LAVAGEM, PROVÁVEL ROCHA OU MATAÇÃO AINDA DE ACORDO COM A NBR-6484, 6497 E 3036								
-9										
-10										
-11										
-12										
-13										
-14										
-15										

COTA	ESCALA GRANULOMÉTRICA (WENTWORT)		CONDIÇÕES DE PARALIZAÇÃO	
		1 - ARGILA 2 - ARGILA SILTOSA 3 - ARGILA ARENOSA 4 - SILTE ARGILOSO 5 - SILTE 6 - SILTE ARENOSO	7 - AREIA FINA 8 - AREIA MÉDIA 9 - AREIA GROSSA 10 - CASCALHO 11 - PEDREGULHO 12 - MATAÇÃO	IMPENETRÁVEL À PEÇA DE LAVAGEM
	PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA INICIAL 1,90 10 min. 1,90 24 hr. FECHADO SONDADOR DESENHISTA RESPONSÁVEL TÉCNICO		DATA INÍCIO 11/12/2014 TÉRMINO 12/12/2014 ACÁCIO GIOVANNI G.A./G.V.P.	

SOLOBASE FUNDAÇÕES LTDA.	SONDAGEM SP/ITEM/2596/1.0	S.R. SOLO RESIDUAL - S.R. SOLO SEDIMENTAR
------------------------------------	-------------------------------------	---

ANEXO B - Cálculos para laje 1

1 Carregamentos

1.1 Peso Próprio

$l_x \text{ max} =$	5,40	m
$h_{\text{calc}} =$	0,108	m
$h_{\text{min}} =$	0,07	m
$h =$	0,108	m
$\gamma_c =$	25	kN/m ³
$PP =$	2,7	kN/m ²

1.2 Revestimento

$rev =$	1,00	kN/m ²
---------	------	-------------------

1.3 Alvenaria

$L_{\text{par}} =$	5,4	m
$e_{\text{par}} =$	0,15	m
$h_{\text{par}} =$	2,66	m
$\gamma_{\text{tij}} =$	13	kN/m ³
$l_x =$	3,83	m
$L_y =$	5,4	m
$P_{\text{par}} =$	1,354308	kN/m ²

1.4 Utilização

$q =$	0,5	kN/m ²
-------	-----	-------------------

1.5 Carga de Cálculo

$PP =$	2,7	kN/m ²
$rev =$	1,00	kN/m ²
$q =$	0,5	kN/m ²
$S_d =$	5,88	kN/m ²
$PP =$	2,7	kN/m ²
$rev =$	1	kN/m ²
$P_{\text{par}} =$	1,354308	kN/m ²

$$q = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{dL3} = 7,776031 \text{ kN/m}^2$$

2 Esforços

2.1 Esforços na L1

$$l_x = 3,83 \text{ m}$$

$$l_y = 5,4 \text{ m}$$

$$\lambda = 1,45$$

Forma de Trabalho em duas Direções

$$\text{Caso} = 3$$

2.1.1 Reações na Laje 1

$$\text{Caso} = 3$$

$$\lambda = 1,45$$

$$S_d = 5,88 \text{ kN/m}^2$$

$$l_x = 3,83 \text{ m}$$

$$v_x = 2,84$$

$$v'_x = 4,15$$

$$v_y = 2,17$$

$$v'_y = 3,17$$

$$R_x = 6,395794 \text{ kN/m}$$

$$R'_x = 9,345966 \text{ kN/m}$$

$$R_y = 4,886927 \text{ kN/m}$$

$$R'_y = 7,138967 \text{ kN/m}$$

2.1.2 Momentos na Laje 1

$$\text{Caso} = 3$$

$$\lambda = 1,45$$

$$S_d = 5,88 \text{ kN/m}^2$$

$$l_x = 3,83 \text{ m}$$

$$\mu_x = 4,58$$

$\mu'_x =$	10,17	
$\mu_y =$	2,32	
$\mu'_y =$	8	
$M_x =$	3,95	kNm/m
$X_x =$	8,77	kNm/m
$M_y =$	2,00	kNm/m
$X_y =$	6,90	kNm/m

3 Resistências

$f_{ck} =$	30	MPa	Resistência Característica à Compressão do Concreto
$f_{cd} =$	21,42857	MPa	Resistência de Cálculo à Compressão do Concreto
$f_{ctm} =$	2,896468	MPa	Resistência de média à Tração do Concreto
$f_{ctk,inf} =$	2,027528	MPa	Resistência à Tração do Concreto na Flexão
$f_{ctd} =$	1,448234	MPa	Resistência de Cálculo à Tração do Concreto
Aço =	CA 50		
$f_{yk} =$	500	MPa	Resistência Característica à Tração no Escoamento do Aço
$f_{yd} =$	434,7826	MPa	Resistência de Cálculo à Tração no Escoamento do Aço

4 Posição da Linha Neutra

$h =$	0,108	m						5	0,196349541	5.0	0,19635	5
$C =$	0,025	m						6,3	0,311724531	6.3	0,311725	6,3
$\emptyset_{arb} =$	6,3	mm						8	0,502654825	8.0	0,502655	8
$d =$	0,0704	m						10	0,785398163	10.0	0,785398	10
$b_w =$	1	m						12,5	1,22718463	12.5	1,227185	12,5
$f_{cd} =$	21,42857	MPa						16	2,010619298	16.0	2,010619	16
								20	3,141592654	20.0	3,141593	20
								22	3,801327111	22.0	3,801327	22
Lajes	Momentos	Valores	Unidades	x	x_{23}	x_{34}	Domínio	25	4,908738521	25.0	4,908739	25
L1	$M_x =$	3,95	kNm/m	0,003949	0,018234	0,044211	2	32	8,042477193	32.0	8,042477	32
	$X_x =$	8,77	kNm/m	0,009035	0,018234	0,044211	2					
	$M_y =$	2,00	kNm/m	0,001978	0,018234	0,044211	2					
	$X_y =$	6,90	kNm/m	0,007023	0,018234	0,044211	2					

5 **Área de Aço**

Laje	Momentos	Valores	Unidades	x	A _s (m²)	A _s (cm²)
L1	M _x =	3,95	kNm/m	0,003949	0,000132	1,320231
	X _x =	8,77	kNm/m	0,009035	0,000302	3,020913
	M _y =	2,00	kNm/m	0,001978	6,61E-05	0,66119
	X _y =	6,90	kNm/m	0,007023	0,000235	2,348038

6 **Detalhamento**

	Laje	Momentos	A _s (cm²)	Ø (mm)	A _Ø (mm)	N _{barras/m}	S _h (cm)	S _{h,min} (cm)	S _{h,máx} (cm)	S _h (cm)	L de Distr (cm)	N _{barras,total}	Detalhamento
1	L1	M _x =	1,32	6,3	0,311725	6	17	8	20	17	540,00	32	32 N1 φ6.3 C/17
2		X _x =	3,02	6,3	0,311725	8	12,5	8	20	12,5	540,00	44	44 N2 φ6.3 C/12,5
3		M _y =	0,66	5	0,19635	5	20	8	20	20	383,00	20	20 N3 φ6.3 C/20
4		X _y =	2,35	5	0,19635	10	10	8	20	10	383,00	39	39 N4 φ5.0 C/10

Dimensionamento da Viga 1**1.0 Carregamentos****1.1 Peso Próprio da Viga**

Vão =	5,4 m
h =	0,4 m
b _w =	0,15 m
γ _C =	25 kN/m ³
PP =	1,5 kN/m

1.2 Resistências

f _{ck} =	30 MPa
f _{cd} =	21,42857 MPa
f _{ctm} =	2,896468 MPa
f _{ctk,inf} =	2,027528 MPa
f _{ctd} =	1,448234 MPa
Aço _{long} =	CA50
f _{yk} =	500 MPa
f _{yd} =	434,7826 MPa
Aço _w =	CA60
f _{ywk} =	600 MPa
f _{ywd} =	435 MPa

1.3 Área de Aço

		1
	X1	M1
M _d =	-28,08	0
h =	0,4	0,4
d =	0,36	0,36
b _w =	0,15	0,15
f _{cd} =	21,42857	21,42857
X =	-0,03437	0
X ₂₃ =	0,09324	0,09324
X ₃₄ =	0,22608	0,22608
Domínio =	2	2
f _{yd} =	434,7826	434,7826
A _s =	-1,728	0
ρ _{s,min} =	0,0015	0,0015
A _{s,min} =	0,9	0,9
A _s =	0,9	0,9

1.4 Amadura de Pele

h =	0,4
Verificação =	Dispensada
b _w =	0,15
A _{s,pele} =	---

1.5 Detalhamento

1

X1 M1

$$A_{s,sup} = 0,9 \quad 0,9$$

$$\phi_{barra,sup} = 10.0 \quad 10.0$$

$$A_{\phi,sup} = 0,7853 \quad 0,7853$$

$$N_{barra,sup} = 2 \quad 2$$

$$Desp = 0,5327 \quad 0,5327$$

Agregado Graúdo = Brita 1 Brita 1

$$\phi_{maxagre} = 19 \quad 19$$

$$e_{h,min} = 2,28 \quad 2,28$$

$$C = 3 \quad 3$$

$$\# = 5.0 \quad 5.0$$

$$b_w = 0,15 \quad 0,15$$

$$N_{barras/camada} = 3 \quad 3$$

$$N_{camadas} = 1 \quad 1$$

$$A_{s,inf} = 1,038 \quad 1,038$$

$$\phi_{barra,inf} = 10.0 \quad 10.0$$

$$A_{\phi,inf} = 0,7853 \quad 0,7853$$

$$N_{barra,inf} = 2 \quad 2$$

$$Desp = 0,5327 \quad 0,5327$$

$$N_{barras/camada} = 3 \quad 3$$

$$e_{v,min} = 2 \quad 2$$

$$N_{camadas} = 1 \quad 1$$

$$d_{est} = 36 \quad 36$$

$$h = 40 \quad 40$$

$$d' = 4 \quad 4$$

$$d_{verd} = 36 \quad 36$$

Verificação = Det. Adeq Det. Adequado

2 Dimensionamento da Armadura Transversal

2.1 Verificação da Resistência da Biela

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 21,4285 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,15 \text{ m}$$

$$d = 0,36 \text{ m}$$

$$\alpha_{V2} = 0,88$$

$$V_{Rd2} = 274,94 \text{ KN}$$

Vão 1

$$V_d = 18,5$$

$$V_{Rd2} = 274,94$$

A Biela

Verificação = Resiste

2.2 Parcela Resistente do Concreto - V_c

$$f_{ctd} = 1,4482 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,15 \text{ m}$$

$$d = 0,36 \text{ m}$$

$$V_C = 46,92168 \text{ KN}$$

2.3 Área de aço transversal - A_{sw}

Vão1

$$V_d = 18,5$$

$$V_C = 46,92168$$

$$V_{SW} = 0$$

$$Aço = CA60$$

$$f_{ywk} = 600$$

$$f_{ywd} = 435$$

$$d = 0,36$$

$$A_{SW} = 0$$

2.4 Área de aço transversal mínima - $A_{sw,min}$

$$f_{ctm} = 1,4482 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 600 \text{ MPa}$$

$$\rho_{SW,min} = 0,000483$$

$$b_w = 0,15 \text{ m}$$

$$A_{SW,mn} = 0,7241 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2.5 Detalhamento da Armadura Transversal

Vão1

$$A_{SW} = 0$$

$$A_{SW,mn} = 0,7241$$

$$A_{SW} = 0,7241$$

$$\#_{estribo} = 5.0$$

$$N_{pernas} = 2$$

$$A_{\#} = 0,3926$$

$$N_{\#} = 3$$

$$S_{\#} = 33,33333$$

$$S_{\#,min} = 8$$

$$V_{Rd2} = 274,94$$

$$0,67V_{Rd2} = 184,2073$$

$$V_d = 18,5$$

$$d = 36$$

$$0,6d = 21,6$$

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

$$S_{\#,màx} = 21,6$$

$$S_{\#} = 21$$

$$V_{\#} = 540,00$$

$$N_{\#,total} = 26$$

$$S_{\#} = 20$$

$$\text{Det} = 26 \text{ N3 } \varnothing 5.0 \text{ C/20}$$

ANEXO D – Cálculo para conectores.

PLANILHA P/ CÁLCULO DE CONECTORES		
	VALORES ADICIONADOS	UNIDADES
VÃO DO PERFIL METÁLICO (L):	5,00	m
PESO DO PERFIL METÁLICO:	22,5	kg/m
CARGA VERTICAIS:	1,3	kN/m ²
COMPRIMENTO TOTAL:	5,6	m
CARGA DISTRIBUIDA (Q):	0,820	tf/m

1º PASSO: CÁLCULO ESFORÇO CORTANTE:		
$V = Q \cdot L / 2$		
V =	0,00	tf
V(majorada)=	0	kgf

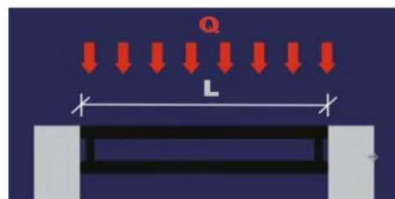
COMPORTAMENTO DA CARGA	COEFICIENTE DE SEGURANÇA	
	BAIXO RISCO	ALTO RISCO
ESTÁTICA	3	5
VARIÁVEL	4	5
DINÂMICA	7	15
CHOQUE	5	10

OBS: Coeficiente de segurança catálogo de fixação Walsywa.

TABELA DE CHUMBADORES WALSYWA

DESCRIÇÃO	Ø DA ROSCA		Ø DO FURO	COMPR. DO PARAFUSO		COMPR. JAQUETA	COMPR. PROLONGADOR	PROF. MÍN. DO FURO		ESP. MÁX. A SER FIXADA	TORQUE DE APERTO	CARGAS MÉDIAS* (kgf)	
	aA	aB		c	d		e	f	g			Tração	Cisalhamento
CB 14200**	pol.	pol.	mm	pol.	mm	mm	mm	pol.	mm	mm	N.m		
CBPL 14300**	1/4"	3/8"	10	2"	50	32	-	2"	50	8	12	1127	800
CB 56214	5/16"	1/2"	13	2 1/4"	57	34	-	2 1/4"	57	7	25	1773	
CBPL 56314				3 1/4"	82		25	3 1/4"	82			1902	1190
CB 38212	3/8"	9/16"	14	2 1/2"	63	37	-	2 1/2"	63	16	40	2143	
CBPL 38312				3 1/2"	89		25	3 1/2"	89	14		2753	1617
CB 12300	1/2"	3/4"	19	3"	76	50	-	3"	76	18	100	2970	2897
CBPL 12412				4 1/2"	114		33	4 1/2"	114	20		4929	
CB 58312	5/8"	7/8"	22	3 1/2"	89	60	-	3 1/2"	89	18	180	3333	4967
CBPL 58500				5"	127		45	5"	127	14		5841	
CB 34412	3/4"	1"	26	4 1/2"	114	80	-	4 1/2"	114	19	350	4320	6573
CBPL 34612				6 1/2"	165		63	6 1/2"	165	10		6657	
CB 10600	1"	1 1/4"	32	6"	152	100	-	6"	152	35	400	7790	12080
CBPL 10900				9"	228		79	9"	228	30		11676	

PARAFUSO ESCOLHIDO DE ACORDO COM A TABELA:	5/16"	CISALHAMENTO (kgf)
		1190
QUANTIDADE A SER UTILIZADA:	#VALOR!	



ANEXO E - Cálculo para pilar 2

1. Estado limite de ruptura frente à solicitações normais

n= 0.473

1.1. Verificação de resistência da seção (h1)

N1d=	48.747	t
M1d,x=	4.586	t.m
M1d,y=	2.288	t.m
NRd=	103.160	t
MRd,x=	9.705	t.m
MRd,y=	4.841	t.m
ee,x=	46.93	mm
ee,y=	94.08	mm

no eixo x:

ea=	24	mm
h=	300	mm
e1=	94	mm
Md=	4.586	t.m
Nd=	48.747	t

no eixo y:

ea=	24	mm
h=	300	mm
e1=	46.93	mm
Md=	2.288	t.m
Nd=	48.747	t

1.2. Verificação do estado limite de instabilidade

no eixo x:

I=	34.21	
Ie=	2.963	m
I0=	2.963	m
h=	300	mm
I=	2.390	m
Ac=	900	cm ²
Ic=	67500.00	cm ⁴
I1=	35	
e1=	94.08	mm

no eixo y:

I=	34.21	
Ie=	2.963	m
I0=	2.963	m
h=	300	mm
I=	2.390	m
Ac=	900	cm ²
Ic=	67500.00	cm ⁴
I1=	35	
e1=	46.93	mm

1.3. Cálculo da capacidade resistente

ecu=	0.0035	
ec0=	0.0020	
fcd=	185.67	kgf/cm ²
fck=	305.81	kgf/cm ²
gc=	1.4	
euk=	0.0200	
fyd=	4432.03	kgf/cm ²
fyk=	5096.84	kgf/cm ²
gs=	1.15	

1.4. Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura

NRd=	103.160	t
MRd,x=	9.705	t.m
MRd,y=	4.841	t.m
Cc=	81.653	t
Cs=	34.874	t
T=	13.367	
ecc,x=	29.47	mm
ecc,y=	63.08	mm
ecs,x=	31.68	mm
ecs,y=	92.47	mm
eT=	-99,5	mm
ecmax=	0.0035	
esmax=	0.0013	
scmax=	185,67	kgf/cm ²
ssmax=	2777.88	kgf/cm ²

2. Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante

h=	0.044	
VSd,x=	1.701	t
VSd,y=	0.113	t
VRd2=	38.847	t
h=	0.231	
VSd,x=	1.570	t
VSd,y=	0.097	t
VRd3,Vx=	6.787	t
VRd3,Vy=	13.260	
na direção x:		
VRd2=	38.847	t
av2=	0.88	
fcd=	218.44	kgf/cm ²
bw=	300	mm
d=	249.50	mm
na direção y:		
VRd2=	38.847	t
av2=	0.88	
fcd=	218.44	kgf/cm ²
bw=	300	mm
d=	249.50	mm

2.1. Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

na direção x:

VRd3=	6.787	t
Vc=	6.787	t
Vc0=	6.630	t
fctd=	14.76	kgf/cm ²
fctk,inf=	20.67	kgf/cm ²
fctm=	29.53	kgf/cm ²
fck=	305.81	kgf/cm ²
gc=	1.4	
bw=	300	mm
d=	249.50	mm
M0=	0.048	t.m
MSd=	2.041	t.m

na direção y:

VRd3=	13.260	t
Vc=	13.260	t
Vc0=	6.630	t
fctd=	14.76	kgf/cm ²
fctk,inf=	20.67	kgf/cm ²
fctm=	29.53	kgf/cm ²
fck=	305.81	kgf/cm ²
gc=	1.4	
bw=	300	mm
d=	249.50	mm
M0=	2.082	t.m
MSd=	0.008	t.m

3. Disposições relativas às armaduras

condição: bmin ≥	120	mm
300 ≥	140	mm
condição: Ac ≥	360	cm ²
900 ≥	900	cm ²
condição: h ≥ 5b		
300 ≥	1500	mm

3.1 Armadura longitudinal

$$s_b \geq s_{\min}$$

174 ≥	25	mm
smin=	25	mm
s1=	20	mm
s2=	25	mm
s3=	18	mm
φmax	25	mm
dg=	15	mm

$$s \leq s_{\max}$$

199 ≤	400	mm
smax=	400	mm
b=	300	mm

$$\varnothing_{\min} \geq 10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 25 &\geq 10 && \text{mm} \\ \varnothing_{\max} &\leq 1/8 \cdot b \\ 25 &\leq 37.5 && \text{mm} \\ b &= 300 && \text{mm} \end{aligned}$$

3.2 Estribos

$$\begin{aligned} s &\leq s_{\max} \\ 200 &\leq 200 && \text{mm} \\ s_{\max} &= 200 && \text{mm} \\ s_1 &= 200 && \text{mm} \\ s_2 &= 300 && \text{mm} \\ s_3 &= 300 && \text{mm} \\ b_{\min} &= 300 && \text{mm} \\ \phi_{\min} &= 25 && \text{mm} \\ \varnothing_t &\geq 5 \text{ mm} \\ 5 &\geq 5 && \text{mm} \\ \varnothing_t &\geq 1/4 \cdot \varnothing_{\max} \\ 5 &\geq 5 && \text{mm} \\ \phi_{\max} &= 25 && \text{mm} \end{aligned}$$

4. Armadura mínima e máxima

4.1 Área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$

$$\begin{aligned} A_s &\geq A_{s,\min} \\ 19.64 &\geq 3.6 && \text{cm}^2 \\ A_s &= 19.64 && \text{cm}^2 \\ A_{s,\min} &= 3.60 && \text{cm}^2 \\ A_c &= 900 && \text{cm}^2 \end{aligned}$$

4.2 A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,\max}$

$$\begin{aligned} A_s &\leq A_{s,\max} \\ 19.64 &\geq 36.00 && \text{cm}^2 \\ A_s &= 19.64 && \text{cm}^2 \\ A_{s,\min} &= 36.00 && \text{cm}^2 \\ A_c &= 900 && \text{cm}^2 \end{aligned}$$

4.3 A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$

$$\begin{aligned} A_s &\geq A_{s,\min} \\ 19.64 &\geq 2.21 && \text{cm}^2 \\ A_s &= 19.64 && \text{cm}^2 \\ A_{s,\min} &= 2.21 && \text{cm}^2 \\ N_d &= 65.387 \text{ t} \\ f_{yd} &= 4432.03 && \text{kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

ANEXO F - Cálculos para sapata 2

1.0 Área da Base

$$\begin{aligned}P &= 762,7 \text{ kN} \\ \sigma_{adm} &= 200,00 \text{ kPa} \\ A_b &= 3,8135 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$N_{spt} (-2\text{m}) = 10$$

Capacidade de carga

1. método 1

$$\sigma_{adm} = 0,2 \text{ Mpa} \quad 200 \text{ Kpa}$$

2.0 Dimensão dos Lados

$$\begin{aligned}a_0 &= 0,3 \text{ m} \\ b_0 &= 0,3 \text{ m} \\ A_b &= 3,8135 \text{ m}^2 \\ a &= 1,95 \text{ m} \\ b &= 1,95 \text{ m}\end{aligned}$$

3.0 Altura da Sapata

$$\begin{aligned}a &= 1,95 \text{ m} \\ a_0 &= 0,3 \text{ m} \\ d &= 0,55 \text{ m} \\ h &= 0,6 \text{ m} \\ h_0 &= 0,2 \text{ m}\end{aligned}$$

4.0 Verificação à Punção

$$\begin{aligned}a_0 &= 0,3 \text{ m} \\ b_0 &= 0,3 \text{ m} \\ h &= 0,6 \text{ m} \\ A_{punsão} &= 2,16 \text{ m}^2 \\ P &= 762,7 \text{ kN} \\ \tau &= 353,1018519 \text{ kPa} \\ f_{ck} &= 30 \text{ MPa} \\ \tau_d &= 1200 \text{ kPa}\end{aligned}$$

Verificação = Resiste à Punsão

5.0 Esforços de Tração

$$\begin{aligned}P &= 762,7 \text{ kN} \\ a_0 &= 0,3 \text{ m} \\ b_0 &= 0,3 \text{ m} \\ a &= 1,95 \text{ m} \\ b &= 1,95 \text{ m} \\ d &= 0,55 \text{ m} \\ T_a &= 286,0125 \text{ kN} \\ T_b &= 286,0125 \text{ kN}\end{aligned}$$

6.0 Área de Aço

$$\begin{aligned}T_a &= 286,0125 \text{ kN} & 5,0 & 0,196 \text{ cm}^2 \\ T_b &= 286,0125 \text{ kN} & 6,3 & 0,312 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Aço = CA 50	8,0	0,503 cm ²
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	10,0	0,785 cm ²
$A_{s,a} = 0,00092096 \text{ m}^2$	12,5	1,227 cm ²
$A_{s,a} = 9,2096025 \text{ cm}^2$	16,0	2,011 cm ²
$A_{s,b} = 0,00092096 \text{ m}^2$	20,0	3,142 cm ²
$A_{s,b} = 9,2096025 \text{ cm}^2$	25,0	4,909 cm ²
	32,0	8,042 cm ²

7.0 Detalhamento

$A_{s,a} = 9,2096025 \text{ cm}^2$	
10,0	0,785 cm ²
$N_{bar,a} = 12 \text{ Barras}$	
$b = 195 \text{ cm}$	
$C = 4 \text{ cm}$	
$S_a = 15 \text{ cm}$	
$S_{max} = 20 \text{ cm}$	
$S_{min} = 8 \text{ cm}$	
$S_a = \text{Adequado}$	
$A_{s,b} = 9,2096025 \text{ cm}^2$	
10,0	0,785 cm ²
$N_{bar,b} = 12 \text{ Barras}$	
$a = 195 \text{ cm}$	
$C = 4 \text{ cm}$	
$S_b = 15 \text{ cm}$	
$S_{max} = 20 \text{ cm}$	
$S_{min} = 8 \text{ cm}$	
$S_b = \text{Adequado}$	