

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Mateus Coivo Villela

**Comparação entre a NB-1/60 e a NBR 6118/2014 usando como base o projeto do  
edifício do CREA-SC e o modelo S-BIM**

Florianópolis

2022

Mateus Coivo Villela

**Comparação entre a NB-1/60 e a NBR 6118/2014 usando como base o projeto do  
edifício do CREA-SC e o modelo S-BIM**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em  
Engenharia Civil do Centro Tecnológico da  
Universidade Federal de Santa Catarina como requisito  
para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia  
Civil  
Orientadora: Prof. Letícia Mattana

Florianópolis

2022

## Ficha de identificação da obra

Villela, Mateus

Comparação entre a NB-1/60 e a NBR 6118/2014 usando como base o projeto do edifício do CREA-SC e o modelo S-BIM / Mateus Villela ; orientador, Leticia Mattana, 2022.  
134 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. NBR 6118/2014. 3. Concreto armado. 4. S-BIM. I. Mattana, Leticia . II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Mateus Coivo Villela

**Comparação entre a NB-1/60 e a NBR 6118/2014 usando como base o projeto do edifício do CREA-SC e o modelo S-BIM**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de “Engenheiro Civil” e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil

Florianópolis, 14 de julho de 2022.

---

Profa Lia Caetano Bastos, Dra.  
Coordenador do Curso

**Banca Examinadora:**

---

Profa Leticia Mattana, Ma.  
Orientadora  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof. João Carlos Souza, Dr.  
Avaliador  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Eng. Rafael Fernandes  
Avaliador  
Governo do Estado de Santa Catarina



Este trabalho é dedicado à minha mãe, Márcia.

Sem seu esforço nada disso seria possível

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a minha mãe, Márcia, que desde pequeno tem batalhado por minha educação e saúde. Foram tantos ensinamentos e aprendizados ao longo dos anos, com certeza foi a pessoa que mais acreditou em mim. Também agradeço ao meu pai, Rubem, por sempre estar presente na minha vida, com muita dedicação, cuidado, paciência e afeto por mim. Aos demais membros da família Coivo, meu muito obrigado pelo carinho que sempre recebi.

Agradeço a Maria Fernanda por estar ao meu lado nos momentos bons e ruins, foram tempos difíceis para mim, e sempre pude contar contigo. Sou imensamente grato por ter atravessado essa jornada juntos. Também tenho um imenso agradecimento ao meu irmão Esdras e minha cunhada Ingrid, que cuidaram de mim e foram sempre grandes mentores, sou grato pelos incríveis momentos vividos e os que ainda vamos viver.

Também devo agradecer a UFSC pelo ambiente de ensino qualificado e pelas diversas oportunidades. Especialmente a professora e amiga Letícia, que sempre me orientou da melhor maneira possível e acreditou nas minhas habilidades. Agradeço também aos colegas de classe e demais professores que contribuíram para minha formação na Engenharia Civil.

Tenho de agradecer também a todos os amigos e amigas que, de alguma maneira, me ajudaram durante os longos anos de graduação. Em especial, agradeço a minha amiga Amanda, que já é parte da minha família. Aos meus amigos da família mentawmole, que sempre me incentivaram a ser melhor. Ao meu colega e amigo Vini, que considero um irmão para mim. Ao meu professor de yoga, Ayre, que tornou todo esse processo mais leve e transformador.

Ao pessoal da Baixo Impacto Arquitetura, o meu muito obrigado pela receptividade e pela oportunidade de estágio. Agradeço especialmente a Ana Ruivo, que é uma inspiração para mim e por ter me dado tantas incríveis lições e oportunidades, e ao Paulo, pelo seu incrível conhecimento e carisma. Ao pessoal da Carpintería, em especial ao Felipe Manj, por me ajudar a enxergar o meu potencial.

Por fim, agradeço a Deus pela saúde e oportunidade que me foi dada e pelas pessoas especiais que fizeram parte da minha vida como graduando.

## RESUMO

Nas últimas décadas, ocorreram transformações no que diz respeito ao projeto de estruturas, tais como: alterações técnicas no campo do conhecimento e na evolução das ferramentas usadas nos processos de cálculo estrutural, atualmente com S-BIM. Naquele tempo, a Norma Brasileira de Concreto Armado sofreu mudanças que deram origem à difusão de programas computacionais de cálculo e à introdução de critérios de durabilidade na etapa de projeto de estruturas. A versão atual da Norma abrange estas novas filosofias, seguindo critérios que resultam em várias alterações, como: o aumento dos cobrimentos; tamanho mínimo dos elementos estruturais; e a elevação da resistência mínima exigida dos concretos. Desta forma, o presente estudo teve por objetivo comparar o projeto estrutural original de um caso de estudo, o edifício do CREA-SC, elaborado em 1977 segundo a NB-1/60, com o modelo digital desenvolvido no software TQS versão 13.0, seguindo os requisitos da NBR 6118/2014. O método adotado nesta pesquisa envolve uma pesquisa documental nas Normas e projetos, aplicados ao caso de estudo (edificação do CREA-SC). Como principais resultados, foi encontrado que o consumo final de concreto e fôrma foi similar em ambos os modelos, com pequenas variações de consumo. Mesmo tendo elementos estruturais com dimensões alteradas, os consumos finais ficaram com valores próximos, menos nas Fundações, onde foi necessário aumentar as seções para que a estrutura pudesse ser dimensionada no modelo S-BIM. Com respeito aos resultados do dimensionamento do aço do concreto armado, considerando as modificações dos critérios atuais de projeto pela nova norma, como: dimensões limites, resistência do concreto e taxa de armadura, houve diferença considerável nos resultados de detalhamento do aço encontrado.

**Palavras-chave:** NBR 6118/2014; Concreto armado; S-BIM

## ABSTRACT

In the last decades, there have been transformations with regard to the design of structures such as technical changes in the field of knowledge and in the evolution of the tools used in the structural calculation processes, currently with S-BIM. During that time, the Brazilian Reinforced Concrete Standard underwent changes that gave rise to the diffusion of computational calculation programs and the introduction of durability criteria in the structural design stage. The current version of the Standard covers these new philosophies, following criteria that resulted in several changes such as increased coverage, minimum size of structural elements, and raising the minimum required strength of concrete. Thus, the present study aimed to compare the original structural design of a case study, the CREA-SC building, elaborated in 1977, according to NB-1/60, with the digital model developed in the TQS software version 13.0, following the requirements of NBR 6118/2014. The method adopted in this research involves a documental research in the Norms and projects applied to the case study (building of CREA-SC). As one of the main results, it was found that the final consumption of concrete and formwork was similar in both models, with small variations in consumption. Even with structural elements with altered dimensions, the final consumptions resulted in similar values, except in the Foundations, where it was necessary to increase the sections so that the dimensioned structure could be in the S-BIM model. Regarding the results of the steel sizing of the reinforced concrete, considering the modifications of the current design criteria with the New Standard such as limiting dimensions, concrete strength and reinforcement rate, there was a considerable difference in the results of steel detailing found.

**Keywords:** NBR 6118/2014. Reinforced concrete. S-BIM.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Domo de Santa Sofia em Constantinopla.....	24
Figura 2 - Estrutura Dominó de Le Corbusier.....	26
Figura 3 - Aterro da Baía Sul.....	30
Figura 4 - Localização dos principais edifícios administrativos/institucionais em Florianópolis .....	32
Figura 5 - Localização dos principais bairros em desenvolvimento em Florianópolis entre 1970 e 1985.....	34
Figura 6 - Dados da tensão à compressão e tração dos materiais analisados.....	38
Figura 7 - Sistema Monier.....	42
Figura 8 - Laje pré-fabricada treliçada.....	44
Figura 9 - Arranjo estrutural de vigas e pilares.....	45
Figura 10 - Perspectiva - Extensão do Victoria and Albert Museum, Londres, 1995 - Daniel Libeskind.....	58
Figura 11 - Sede do CREA-SC.....	62
Figura 12 - Arquiteto Ademar Cassol apresenta o projeto do CREA-SC.....	63
Figura 13 - Localização do Edifício do CREA-SC.....	64
Figura 14 - Fluxograma das etapas da pesquisa.....	65
Figura 15 - Representação incompreensível de uma parte das pranchas.....	67
Figura 16 - Representação de detalhes de instalação.....	68
Figura 17 - Representação de sapata.....	69
Figura 18 - Comparação das representações de dimensionamento de pilares.....	70
Figura 19 - Exemplo de bitolas utilizadas no projeto original.....	70
Figura 20 - Tabela de bitolas do TQS.....	71
Figura 21 - Sapata 17.....	71
Figura 22 - Representação dos selos de projeto.....	72

Figura 23 - Representação do projeto original contraposto ao projeto em S-BIM.....	74
Figura 24 - Modelo S-BIM.....	81
Figura 25 - Localização Pilares P6, P7 e P26.....	84
Figura 26 - Dimensionamento Lance 1 pilar P6.....	85
Figura 27 - Dimensionamento Lance 2 pilar P6.....	85
Figura 28 - Dimensionamento Lance 3 pilar P6.....	86
Figura 29 - Dimensionamento Lance 1 e 2 do pilar P6.....	86
Figura 30 - Dimensionamento Lance 3 do pilar P6.....	87
Figura 31 - Dimensionamento Lance 1 pilar P7.....	89
Figura 32 - Dimensionamento Lance 2 pilar P7.....	89
Figura 33 - Dimensionamento Lance 3 e 4 pilar P7.....	90
Figura 34 - Dimensionamento Lance 1 e 2 do pilar P7.....	90
Figura 35 - Dimensionamento Lance 3 e 4 do pilar P7.....	91
Figura 36 - Seções de Pilares.....	92
Figura 37 - Dimensionamento Lance 1 pilar P26.....	94
Figura 38 - Dimensionamento Lance 2 pilar P26.....	94
Figura 39 - Dimensionamento Lance 3 pilar P26.....	95
Figura 40 - Dimensionamento Lance 1 e 2 pilar P28.....	96
Figura 41 - Dimensionamento Lance 3 pilar P28.....	96
Figura 42 - Dimensionamento V11 original.....	98
Figura 43 - Detalhe de localização viga V11.....	99
Figura 44 - Dimensionamento da viga V11 em S-BIM.....	99
Figura 45 - Dimensionamento V26 original.....	101
Figura 46 - Detalhe da localização da viga V26.....	102
Figura 47 - Dimensionamento V11 original em S-BIM.....	102
Figura 48 - Dimensionamento V44 original.....	104

Figura 49 - Detalhe da localização da viga V44.....	104
Figura 50 - Dimensionamento V44 em S-BIM.....	105

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Valores do coeficiente adicional $\gamma_n$ para pilares e pilares-parede.....	49
Quadro 2 - Classe de agressividade ambiental (CAA).....	50
Quadro 3 - Comparativo entre normas.....	80



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.....	51
Tabela 2 - Correspondência entre a CCA e o cobrimento nominal para $\Delta c=10\text{cm}$ .....	51
Tabela 3 - Área e níveis da edificação do CREA-SC.....	62
Tabela 4 - Consumo de fôrmas e concreto na Fundação.....	81
Tabela 5 - Consumo de fôrmas e concreto no Pavimento Térreo.....	82
Tabela 6 - Consumo de fôrmas e concreto no Pavimento Superior.....	82
Tabela 7 - Consumo de fôrmas e concreto na Cobertura.....	83
Tabela 8 - Comparativo da armadura longitudinal.....	87
Tabela 9 - Comparativo da armadura transversal.....	88
Tabela 10 - Comparativo da armadura longitudinal.....	91
Tabela 11 - Comparativo da armadura transversal.....	93
Tabela 12 - Comparativo armadura longitudinal.....	97
Tabela 13 - Comparativo armadura transversal.....	97
Tabela 14 - Comparativo armadura viga V11.....	100
Tabela 15 - Comparativo armadura transversal viga V11.....	100
Tabela 16 - Comparativo armadura viga V26.....	103
Tabela 17 - Comparativo armadura transversal viga V26.....	103
Tabela 18 - Comparativo armadura viga V44.....	105

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a.C	Antes de Cristo
BDS	Building Description System
BIM	Building Information Modeling
CAD	Computer-aided design
CA	Aço para Concreto Armado
CAA	Classe de agressividade ambiental
CREA	Conselho Regional de Engenharia e Agronomia
CP	Cimento Portland
d.C	Depois de Cristo
ELS	Estado Limite de Serviço
ELS-VE	Estado Limite de Vibrações Excessivas
ELU	Estado Limite Último
fck	Resistência Característica do Concreto à Compressão
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INMETRO	Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia
ISO	International Organization for Standardization
NB	Norma Brasileira
NBR	Norma Brasileira
S-BIM	Structural Bim
TCC	Trabalho de Conclusão de Curso

## SUMÁRIO

1.	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	19
1.1	OBJETIVOS.....	20
1.1.1	<b>Objetivo Geral</b> .....	20
1.1.2	<b>Objetivos Específicos</b> .....	20
1.2	DELIMITAÇÕES DA PESQUISA.....	21
2.	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	23
2.1	HISTÓRIA DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	23
2.2	ARQUITETURA MODERNA EM FLORIANÓPOLIS.....	28
2.3	A ESTRUTURA.....	33
2.3.1	<b>Materiais Estruturais</b> .....	35
2.3.1.1	Madeira.....	36
2.3.1.2	Aço.....	37
2.3.1.3	Concreto Armado.....	39
2.3.2	<b>Elementos Estruturais</b> .....	43
2.3.2.1	Lajes.....	43
2.3.2.2	Vigas.....	44
2.3.2.3	Pilares.....	44
2.3.2.4	Fundações.....	45
2.3.3	<b>Módulo de Elasticidade</b> .....	45
2.3.4	<b>História e Evolução das Normas Brasileiras de Concreto Armado</b> .....	46
2.3.5	<b>Especificações Normativas NBR 6118</b> .....	48
2.3.5.1	Valores limites.....	48
2.3.5.2	Dimensões mínimas.....	49
2.3.5.3	Durabilidade.....	49
2.3.5.4	Ações.....	52
2.3.5.5	Carregamentos.....	54
2.3.5.6	Estados limites.....	54
2.3.5.7	Estabilidade global.....	54
2.3.6	<b>Projeto Estrutural</b> .....	55

2.3.6.1	Requisitos de um Projeto Estrutural.....	56
2.3.7	<b>Inovações Tecnológicas</b> .....	56
2.3.7.1	BIM.....	58
2.3.7.2	S-BIM.....	59
2.3.7.3	TQS.....	59
3.	<b>METODOLOGIA</b> .....	61
3.1	CARACTERIZAÇÃO DO CASO DO ESTUDO.....	61
3.1.1	<b>Localização do Caso de Estudo</b> .....	63
3.2	METODOLOGIA DA PESQUISA.....	64
3.2.1	<b>Método de Pesquisa</b> .....	65
3.2.2	<b>Limitações</b> .....	66
3.3	PROCEDIMENTOS DA PESQUISA.....	72
3.3.1	<b>Aquisição e interpretação do projeto original</b> .....	72
3.3.2	<b>Método do projeto original</b> .....	72
3.3.3	<b>Simulação em S-BIM no software TQS</b> .....	73
3.3.4	<b>Critérios comuns de projeto</b> .....	74
3.3.4.1	Critérios Específicos de projeto.....	76
3.3.4.2	Análise e dimensionamento segundo a norma NB-1/60.....	76
3.3.4.3	Análise e dimensionamento segundo a norma NBR 6118/2014.....	78
4.	<b>RESULTADOS</b> .....	79
4.1	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	79
4.1.1	<b>Modelo S-BIM</b> .....	80
4.1.2	<b>Consumo de fôrmas e concreto</b> .....	81
4.1.2	<b>Dimensionamento de vigas e pilares</b> .....	83
4.1.2.1	Pilar P6.....	84
4.1.2.2	Pilar P7.....	88
4.1.2.3	Pilar P26.....	93
4.1.2.4	V11.....	98
4.1.2.5	V26.....	101
4.1.2.6	V44.....	103
5.	CONCLUSÃO.....	107
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	110

<b>APÊNDICE A – Madeira</b> .....	117
<b>APÊNDICE B – Aço</b> .....	120
<b>APÊNDICE C – Ofício ao CREA-SC para pranchas originais</b> .....	122
<b>ANEXO A – Pranchas Arquitetônicas CREA-SC</b> .....	123
<b>ANEXO B – Pranchas Estruturais CREA-SC</b> .....	128



## 1 INTRODUÇÃO

Atualmente, todas as etapas presentes no projeto estrutural de um edifício, desde o lançamento dos dados e elementos estruturais, passando pela análise estrutural, dimensionamento e detalhamento dos elementos, até a impressão de desenhos e acompanhamento da execução, de alguma forma, são influenciadas pela rapidez e precisão que as novas tecnologias proporcionam ao setor da construção civil. Um edifício inteiro pode ser processado em minutos e todos os seus dados armazenados virtualmente para utilização no ciclo de vida do empreendimento (KIMURA, 2007).

A indústria da construção, como a automotiva e a aeronáutica, está passando por uma revolução. Nos últimos anos, uma inovação conhecida como *Building Information Modeling* (BIM) teve um impacto sobre o tradicional processo de projeto e construção (EASTMAN, 2011) e está desempenhando um papel importante na transição para métodos mais industriais na construção civil, possibilitando a redução de tempo e custos com base em modelagem digital e gestão da informação (GRANROTH, 2011). Tal inovação incorpora diferentes processos e tecnologias, como software, hardware e procedimentos de processamento de informações para projetar, documentar, visualizar e relatar informações sobre edifícios e outras instalações, em integração com as políticas, padrões, regulamentos, etc.

Em um projeto de edificação ou infraestrutura, o projeto estrutural, materializado na concepção, análise, dimensionamento e documentação é um processo complexo e dinâmico que passa por modificações e restrições constantes durante o ciclo de vida do projeto, sob as ordens do cliente, do arquiteto e / ou contribuições de outros profissionais. BIM representa uma mudança de paradigma na concepção e gestão de projetos, permitindo o desenvolvimento de um modelo virtual detalhado para as diferentes fases do ciclo de vida de um empreendimento (FREIRE; ALARCON, 2002).

A fase de projeto estrutural representa uma das tarefas mais significativas no ciclo de vida de um projeto, dado que o comportamento estrutural deve ser rigorosamente analisado em adesão a uma série de disposições regulamentares, sem mencionar a necessidade de práticas profissionais rigorosas. Este significado torna a fase de projeto estrutural, um componente essencial da geração do modelo BIM integrado (LIU; LI; ZHANG, 2010).

Neste trabalho, é proposto um estudo comparativo entre os projetos originais e simulações estruturais realizada em um software BIM voltado para projetos estruturais, aplicado a um caso de estudo de uma edificação em concreto armado do período Moderno, o edifício do CREA-SC, localizado em Florianópolis..

Junto com as inovações tecnológicas do setor da construção civil, surgem novos termos, como o S-BIM que será adotado nesta pesquisa. S-BIM é um novo conceito no sentido de representar a integridade estrutural em BIM. O modelo S-BIM permite a coleta das informações da parte estrutural do projeto com base na abordagem colaborativa e o desenvolvimento da representação digital em BIM. Consequentemente, é possível aumentar a eficiência e a qualidade geral do projeto e do futuro edifício correspondente (CARRASCO; NAVARRO, 2013).

Nesse contexto, a estruturação desse trabalho se dá inicialmente por apresentar a revisão bibliográfica do tema da pesquisa, contendo a contextualização da arquitetura moderna de Florianópolis e os conceitos relacionados ao projeto estrutural de uma edificação hoje em dia e na época em que foi projetado o edifício analisado como caso de estudo, bem como o advento das tecnologias emergentes sobre o campo dos projetos estruturais. Na sequência, será apresentado o método da pesquisa e os resultados, com a comparação do modelo estrutural desenvolvido no software de modelagem estrutural em BIM, e a comparação com os projetos estruturais originais. Por fim, apresentam-se considerações finais sobre o assunto.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

Comparar o projeto original do edifício do CREA-SC, desenvolvido em concreto armado segundo a NB-1/60, com o modelo estrutural S-BIM elaborado segundo a NBR 6118/2014.

### 1.1.2 Objetivos Específicos



- i. Conhecer e analisar o projeto estrutural original do edifício escolhido como caso de estudo;
- ii. Investigar os métodos de concepção e análise estrutural utilizados no projeto original em que foi projetado o edifício estudado, segundo a Norma Técnica da época;
- iii. Realizar a modelagem estrutural S-BIM no software TQS, com base na Norma Técnica NBR 6118/2014;
- iv. Comparar o consumo de materiais e detalhamento de alguns elementos estruturais para os dois projetos estudados, identificando as diferenças existentes na geometria e critérios de cálculo conforme cada norma utilizada.

## 1.2 DELIMITAÇÕES DA PESQUISA

As delimitações quanto à validade dos resultados são impostas pela tipologia do edifício como um todo e dos diferentes elementos estruturais investigados. A tipologia do edifício é definida pelo número de pavimentos e pela planta baixa dos pavimentos, enquanto a dos elementos estruturais é definida por suas dimensões e distribuição em planta.

Neste estudo, é analisado o edifício do CREA-SC, que tem suas pranchas executivas dispostas a mão, como era feito na época em questão. Primeiramente, houve certa dificuldade na compreensão de tais pranchas, tanto pela grafia quanto pelas diferentes formas de representações da época.

Além dessas limitações, não foi fornecido nenhum memorial de cálculo do edifício, dificultando a compreensão do projeto por completo. Então algumas decisões de projeto foram tomadas visando o maior entendimento global. Já com relação à Norma vigente na época em questão, foi acessada a norma NB-1/60 de forma virtual das páginas 201 à 242.

O software de cálculo utilizado também pode ser considerado como uma limitação, pois os diferentes programas existentes no mercado têm suas peculiaridades quanto às aproximações e à metodologia de cálculo, e a versão utilizada foi uma versão acadêmica da ferramenta. Para esse estudo foi utilizado o software TQS versão 13.0 e, por esse motivo, os resultados podem variar de um programa para outro dependendo da versão. Alguns critérios de projeto foram definidos pelo pesquisador para este estudo, uma vez que não foi possível acessar o memorial de cálculo do projeto original.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir, são descritos os principais trabalhos que serviram de referência para a elaboração deste Trabalho de Conclusão de Curso (TCC).

### 2.1 HISTÓRIA DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS

O conhecimento de estruturas teve mudanças significativas ao longo do tempo com o advento de novos materiais e sistemas estruturais, e o surgimento do “infalível” computador e dos softwares apropriados para testar, conceber e representar novos projetos. Estruturas têm sido construídas por toda a história da humanidade, em todos os lugares, logo, o estudo das condições sociais, culturais e tecnológicas nas quais essas construções foram concebidas contribui para o entendimento de alguns aspectos da relação da forma estrutural e arquitetônica (SANDAKER, 2008).

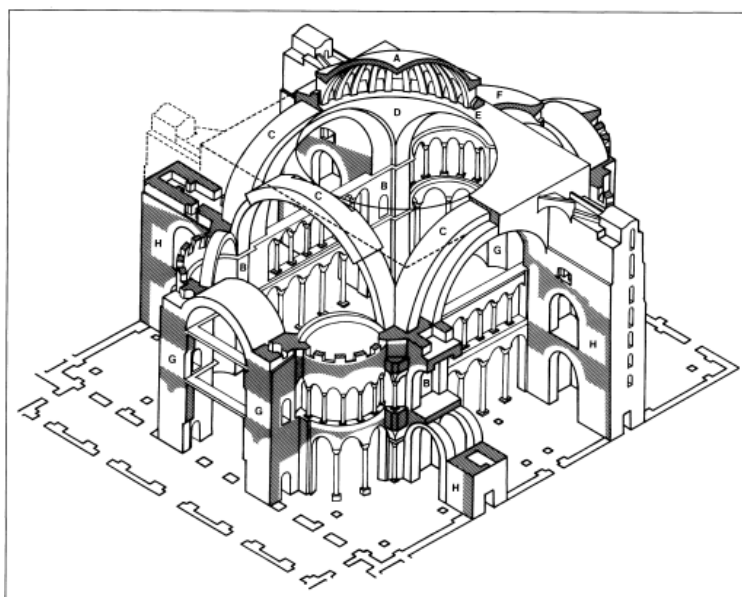
Salvadori (1980) considera que, apesar de todo o desenvolvimento da tecnologia da construção civil, a maioria dos materiais utilizados atualmente continuam sendo os mesmos usados na antiguidade, à exceção do concreto armado, do concreto protendido e do aço de alta resistência. A madeira, a pedra, a alvenaria e o tijolo continuam sendo utilizados em larga escala nas construções da mesma maneira, uma vez que não mudaram suas propriedades físicas, como a capacidade de resistência. No entanto, a superioridade desses materiais modernos torna-se surpreendente quando tratados do ponto de vista econômico e em relação às suas dimensões, pois quanto mais leves, mais eficientes estruturalmente. Para o autor, o conhecimento em estruturas e sua evolução em relação a arquitetura se deu também por conta do desenvolvimento dos materiais:

Poder-se-ia supor, então, que a forma e o tamanho dos prédios seriam determinados essencialmente pela disponibilidade dos materiais estruturais. Embora esta afirmativa seja em grande parte correta na modernidade, é fascinante perceber que os dogmas religiosos e espirituais exercem uma influência enorme na construção tradicional (SALVADORI, 1980, p. 7).

No passado, as estruturas eram concebidas pelo método básico de tentativa e erro. Em uma sequência na qual cada construtor costumava ousar um pouco mais que o seu predecessor, até o momento em que “confrontado pelo fracasso” ficava ciente que os

limites do seu sistema estrutural haviam sido ultrapassados. Como exemplo, o domo de Santa Sofia em Constantinopla (Figura 1), primeiramente construído em 537 d.C. desmoronou duas vezes antes de se manter em pé. Embora o mestre Da Vinci já soubesse como uma viga funcionava no século XV, 150 anos depois, Galileu Galilei tinha uma noção equivocada sobre o modo como elas trabalhavam, considerando que sob a ação de cargas elas tenderiam a girar em torno da superfície de apoio (SALVADORI, 1980).

Figura 1 - Domo de Santa Sofia em Constantinopla



Fonte: Journal of the Society of Architectural Historians, 1996

Legenda da imagem: A: domo; B: cais de pedra maciça; C: arco principal; D: círculo de blocos de mármore planos sobre os quais repousa a cúpula; E: cornija; F: semi domos; G: cais secundários; H: contrafortes

Os primeiros estudos científicos sobre o comportamento de materiais e de estruturas foram realizados por Galileu Galilei e apresentados em sua obra “Discursos sobre Duas Novas Ciências” em 1638. Estes estudos foram motivados principalmente pela nova condição das construções. Nesta época, inicia-se o uso intenso de estruturas esbeltas, onde as tensões sobre os elementos estruturais e materiais se tornam críticas para a integridade e estabilidade das edificações (HEYMAN, 1998). Até então, as construções eram geralmente baseadas em resistência pela massa do material, sendo pouco solicitadas quanto às tensões nos elementos e materiais construtivos. As dimensões e massas estruturais eram significativamente superiores às tensões a que a estrutura era submetida. Raramente um colapso estrutural era proveniente da ruptura do elemento ou material estrutural. Normalmente, os colapsos ocorriam devido ao

deslocamento dos elementos estruturais. Com isso, o problema estrutural era garantir um correto caminho para as forças através do sistema estrutural, estando basicamente relacionado à morfologia estrutural (HEYMAN, 1998).

Nesse contexto, à exceção das grandes obras de engenharia, a concepção das edificações continuava a adotar os modelos práticos tradicionais. Logo, o surgimento do ferro trouxe para a história do conhecimento estrutural mais um salto de desenvolvimento (SARAMAGO, 2011). Assim, a necessidade de construções industriais levou ao uso do ferro laminado, que despertaram interesse dos construtores em geral, e que substituíram as abóbadas de pedra e madeira pelo sistema de viga-pilar mais simples (REBELLO, 2000).

A partir do desenvolvimento do concreto armado, por exemplo, surgiram as “estruturas independentes”, sem os recobrimentos da alvenaria. Como consequência, alguns arquitetos perceberam as oportunidades que o concreto armado oferecia: dentre outras, a possibilidade de gerar formas tridimensionais, superfícies curvas e a capacidade de criar lâminas estruturais (pisos e paredes portantes com grandes balanços em relação aos seus apoios). Juntas, essas três oportunidades geraram a base de uma nova arquitetura, não limitada a componentes unidimensionais (ADDIS, 2009).

De tal maneira, a concepção dos sistemas estruturais é nada mais que a criação de um sistema que é capaz de manter sua forma e estruturar diretamente a edificação projetada. Porém pode se usar das virtudes da estrutura para enriquecer o projeto arquitetônico, tornando-o um elemento plenamente integrado. Peter Collins, o teórico da arquitetura, partilha convicções positivas semelhantes quanto aos papéis da estrutura na arquitetura. Ao concluir uma discussão sobre o Racionalismo dos séculos XVIII e XIX, ele sugere:

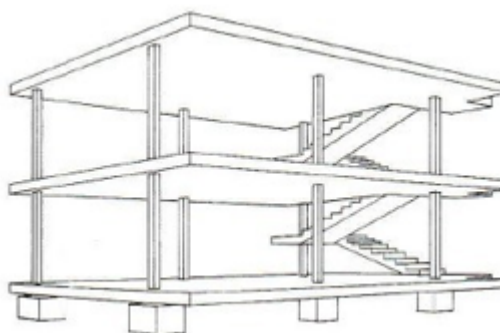
Não obstante a ênfase exagerada que se possa ter dado à expressão da estrutura em um passado que adorava a ostentação, ou a sua redução, devido às ênfases que competiam, ou seja, os efeitos espaciais, os efeitos escultóricos e as novas exigências de planejamento, a estrutura ainda é, em tese, um dos mais vigorosos ideais da idade moderna, e não seria exagero dizer que ela é a noção que oferece as mais frutíferas perspectivas para o desenvolvimento futuro do pensamento da arquitetura moderna (COLLINS, 1998).

A realização da Arquitetura, ao passar da ideia abstrata para a concreta, depende da dimensão técnica, onde os conceitos físicos devem ser compreendidos e interiorizados a fim de integrar inteligentemente a estrutura e o projeto. Diagramas conceituais ajudam a

desenvolver o entendimento intuitivo sobre o funcionamento das estruturas em relação à concepção do edifício, o qual requer uma atenção para as leis da natureza (DIEZ, 2012).

Le Corbusier desenvolveu sua própria estrutura independente em 1914 com a proposta do “Dom-ino” (Figura 2), que pode ser definido como sistema construtivo constituído por lajes planas, pilares e fundações em concreto armado, que propõe uma ordem racional entre seus elementos e sua construção, através da aplicação de subsistemas de organização, visando dotar os edifícios que a empregam de atributos formais modernos, concretos (pisos em balanço, planta e fachadas livres, pilotis, etc.) e abstratos (como economia de meios, rapidez, rigor e precisão na construção, universalidade) (PALERMO, 2006).

Figura 2 - Estrutura Dominó de Le Corbusier



Fonte: LEUPEN, 1999, p.113

Trabalhos, como os do dinamarquês Christen Ostenfeld, sobre a teoria da elasticidade, relacionando as forças e o deslocamento, e o artigo sobre o método de análises de deflexões e inclinações por meio de modelos reduzidos de G.E Beggs foram publicados na década de 1920. Estruturas mais complexas, cujo tratamento matemático era muito difícil ou mesmo impossível, poderiam ter seus esforços calculados com o auxílio de equipamentos eletrônicos. Em 1930, o professor Hardy Cross desenvolveu um método para a determinação de esforços de estruturas hiperestáticas (praticado até hoje), o chamado “método de Cross”. Nessa época, a engenharia estrutural já possuía conhecimentos matemáticos necessários, além do bom entendimento do concreto-armado para que as estruturas extrapolam os sistemas convencionais de lajes-vigas-pilares (REBELLO, 2000).

Também no início do século XX, a partir da compreensão da existência de estruturas microscópicas dos materiais, os profissionais passaram a procurar explicações do comportamento estrutural como consequência de suas características intrínsecas. Assim, surgiu uma nova disciplina chamada de “Ciência dos materiais”. Nesse momento, iniciou-se uma sequência de produções bibliográficas que deram vida à “análise experimental”, exaltando a importância de realização de ensaios com maquetes e sua prática cotidiana na concepção de estruturas. O livro “*The experimental study of structures*” em 1947, de Alfred Pippard, descreve seu curso sobre as vantagens do uso de modelos reduzidos no ensino da teoria estrutural, e ainda, sobre metodologia e experimentos no Laboratório de Modelos de Estruturas da escola técnica em que ensinava (SARAMAGO, 2011).

Com o grande desenvolvimento das técnicas construtivas, o concreto armado tornou-se, no início do século XX, um material de aplicação rápida, que possibilitava vantagens econômicas, e que despertava novos questionamentos por parte dos arquitetos de maior expressão, que até então utilizavam o concreto apenas como recurso de decoração, como textura em paredes, etc. A padronização e uma posterior explicitação dos meios de uso por parte das empresas construtoras e seus engenheiros viabilizaram a absorção das técnicas construtivas básicas por parte dos arquitetos. Assim a questão construtiva-estrutural da então nova técnica começou a ser novamente absorvida pela arquitetura, a exemplo do que ocorrera com os sistemas formais do passado, e a Técnica do Concreto Armado passou a fazer parte do Projeto Arquitetônico (PALERMO, 2006).

Os primeiros programas computacionais na área de estruturas foram desenvolvidos em 1950, sobretudo dentro das universidades. Eles permitiam o dimensionamento de esforços e deformações, no entanto, devido ao custo dos softwares de cálculo, os profissionais não os utilizavam na prática cotidiana. Mesmo durante a década de 1970, as ferramentas tradicionais como réguas de cálculo e calculadoras mecânicas continuavam a ser utilizadas por conta do longo tempo de resposta dos programas de computador. Por outro lado, com o aparecimento dos softwares de CAD (*Computer Aided Design*) os computadores passaram a ser amplamente utilizados para outra necessidade da arquitetura e engenharia: a produção de desenhos gráficos dos projetos. Outra importante mudança apareceu nos softwares gráficos, com o processo de modelagem tridimensional, construindo-se virtualmente uma réplica do projeto. O uso do computador transformou o trabalho de engenheiros e arquitetos em três

principais momentos: a realização de cálculos, a produção de desenhos e o emprego de simulações (SARAMAGO, 2011).

O avanço dos sistemas construtivos ao longo do tempo mostra como a arquitetura e a estrutura estão interligadas. Os materiais resistentes e as formas que se moldam com o objetivo de resistência mostram como a evolução da segunda contribuiu para a variedade na primeira. Do mesmo modo, a evolução da estrutura também se deu baseado nessa interdependência com a arquitetura. Sob essa perspectiva, observa-se um caminho estreito entre a concepção arquitetônica e estrutural, na qual os novos materiais e técnicas influenciam intensamente no fazer projetual e uma visão do espaço virtual (auxiliados por computador) ganha cada vez mais força no desenvolvimento de projetos (RESENDE, 2016).

## 2.2 ARQUITETURA MODERNA EM FLORIANÓPOLIS

A arquitetura se manifesta, ao longo do tempo, de acordo com as transformações da sociedade de várias maneiras, e uma delas foi o modernismo. O modernismo foi um movimento cultural ocorrido nas primeiras décadas do século XX que compreendeu as artes: música, literatura, design, pintura, escultura, teatro e a arquitetura (DOMINGUES, 2016).

Pode-se dizer que a arquitetura moderna inserida no contexto artístico e cultural do modernismo foi produzida no início do século XX, sobretudo entre as décadas de 20 e 50, rejeitando os movimentos e estilos anteriores, como o ecletismo, rompendo os padrões antigos e propondo uma renovação arquitetônica, utilizando novos materiais, e revolução no desenho, na construção e nas formas de se ocupar o espaço, de se morar, de se viver, exaltando a função (DOMINGUES, 2016).

Nas duas primeiras décadas do século XX foram introduzidos em Florianópolis os benefícios da modernidade através de obras de saneamento, reforma e embelezamento urbano – como a abertura da avenida Hercílio Luz em 1920-21. A tecnologia do concreto armado chegou em torno dos anos 40 e começou a ser aplicada na época em que se procuravam saídas em direção a um progresso, buscando superar uma fase de ‘estagnação’. Não havia de fato um grande investimento na construção civil. Somente na década seguinte ocorreu o aprofundamento dos conhecimentos da aplicação do concreto armado pelos engenheiros e arquitetos que atuaram na cidade (CASTRO, 2002).



Na arquitetura produzida em Florianópolis, as primeiras estruturas independentes em concreto datam da década de 1940, e foram executadas em um contexto de grandes dificuldades técnicas que iam desde a elaboração de cálculos dimensionais adequados, passando por uma enorme dificuldade de acesso ao material até uma mão de obra que praticamente desconhecia os métodos de trabalho apropriados para sua execução (MATTOS, 2009). Castro (2002) aponta que até esta década o cimento utilizado nas obras da capital provinha de importação da Alemanha. Na década seguinte, o material já era produzido em Itajaí. Cal, telhas e esquadrias também eram fornecidas por outras cidades do estado.

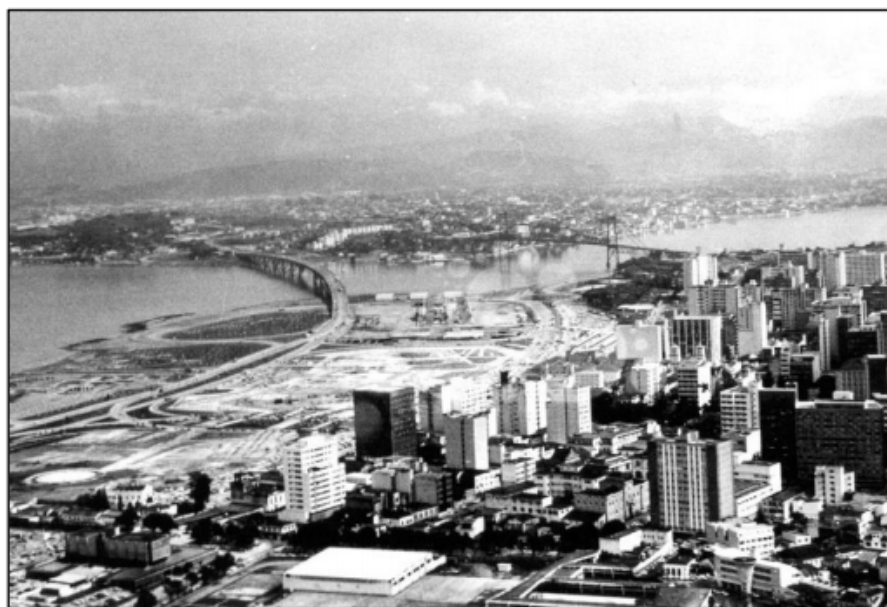
Apenas no final da década de 1950, passa-se a identificar na arquitetura de Florianópolis uma transformação no dimensionamento e execução das estruturas em concreto armado. Vãos de maior amplitude, conjuntos viga-pilar mais delgados e leves e maiores alturas vencidas pelas estruturas demonstram um conhecimento técnico um pouco mais apurado em relação à utilização do concreto armado, tanto em relação ao seu dimensionamento quanto na execução das estruturas. Dentre as razões para este aprimoramento cabe destaque para a fundação de órgãos de classe ligados à engenharia e à arquitetura em Santa Catarina, que promoviam debates diversos em nível regional e que permitiram a troca e difusão de conhecimentos técnicos entre os profissionais do estado (MATTOS, 2009).

A partir da década de 70, elementos da arquitetura moderna como a estrutura externa e aparente, planta baixa livre, valorização dos elementos de circulação vertical, simetria bilateral das plantas e uma eficiente distinção funcional dos espaços, vão se repetir na maioria dos edifícios institucionais erguidos na cidade, grande parte sob responsabilidade do escritório “Liz Cassol Monteiro Arquitetos Associados”, cuja dissolução foi marcada pela construção do edifício-sede da Celesc em 1986, projetado pelos arquitetos Moysés Liz, Odilon Monteiro e Enrique Brena (MATTOS, 2009).

De acordo com a antropóloga Fantin (2000), a cidade despertou tardiamente para a modernização, se comparada com outras capitais do Brasil. Na década de 1970, iniciou-se a construção do Aterro da Baía Sul, que possibilitou a construção da segunda ponte, a ponte Colombo Salles, inaugurada em 1975. O aterro afastou o centro da cidade do mar, mas possibilitou novos acessos à ilha e também espaços para construções importantes, como o novo Terminal Rodoviário Rita Maria (Figura 3), inaugurado em 7 de setembro de 1981.

Segundo as propagandas do governo do estado, publicadas no jornal O Estado, seria “o novo cartão postal da cidade” (O ESTADO,1981, p. 13). Era uma maneira de “chamar” turistas para Florianópolis.

Figura 3 - Aterro da Baía Sul.



Início da urbanização. Início das obras do Terminal Rodoviário Rita Maria. Final década de 1970.

Fonte:Acervo Casa da Memória, 2007

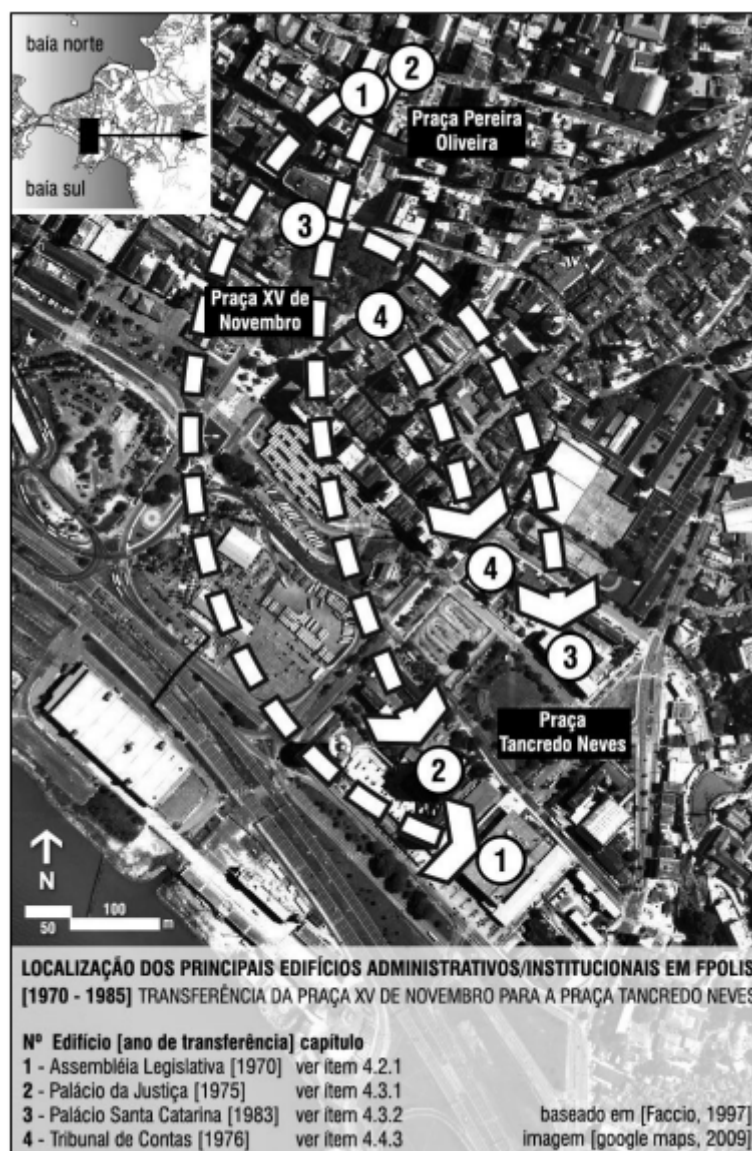
Em Florianópolis, capital de um estado periférico à época, Teixeira e Grad (2011) esclarecem que essa nova arquitetura se manifestou de forma pontual, muito pela ausência de arquitetos com formação universitária e pela própria economia da cidade, praticamente dependente dos recursos financeiros do Estado, em sua condição de capital. A cidade na época não tinha arquitetos de formação modernista e a produção estava a cargo de profissionais mais antigos como o arquiteto Tom Wildi, de origem suíça. A produção mais recente desses profissionais, no período, se ressentia de um purismo estético, em função da sua formação e de peculiaridades da difusão e recepção das idéias modernas de arquitetura no interior do Brasil (e, portanto, também em Florianópolis).

Uma produção de caráter híbrido, onde a nova arquitetura (moderna) se mesclaria a um padrão construtivo colonial. Resultados dessa ambigüidade seriam, por exemplo, um lançamento estrutural superdimensionado, o emprego de elementos decorativos no corpo edificado e valorização da fachada principal, sem maior destaque para a volumetria como um

todo. Os lotes tradicionais da cidade receberam essa nova arquitetura, dentro das limitações apontadas, mas configurando ainda assim uma ruptura formal e de escala, propondo uma verticalização incipiente do centro fundador (CASTRO, 2002).

Na capital catarinense, o centro cívico resultou de diversas ações, desvinculadas em objetivos entre si e não planejadas. Mesmo no caso de projetos com a mesma autoria, como a Assembléia Legislativa e o Tribunal de Justiça, ambos de Pedro Paulo de Melo Saraiva, Alfredo Paesani e outros arquitetos, as intenções de integração entre os edifícios e entre edifício e praça nunca chegaram a ser concretizadas, conforme consta na Figura 4, onde não existe conectividade entre os principais centros administrativos da época, sendo geograficamente distantes para uma comunicação eficiente (MATTOS, 2009).

Figura 4 - Localização dos principais edifícios administrativos/institucionais em Florianópolis



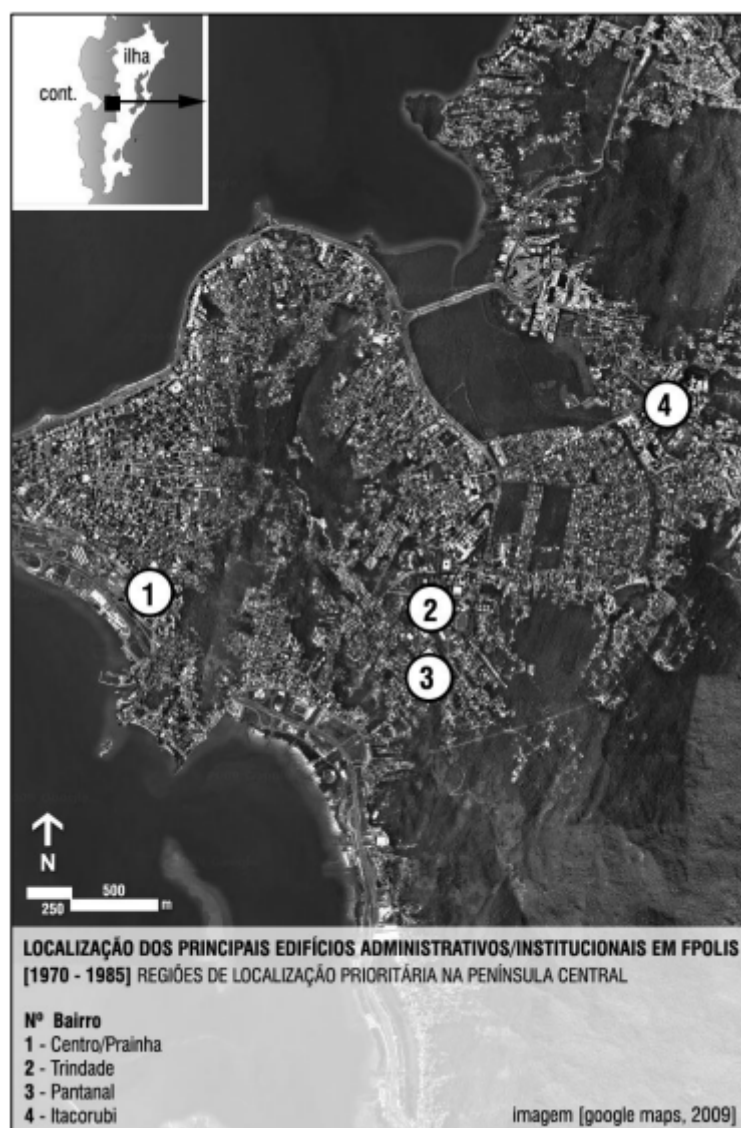
Fonte: Mattos, 2009

De acordo com Mattos (2009), a política de localização dos órgãos públicos, instituições e empresas estatais em Florianópolis não obedecia a uma lógica baseada em critérios técnicos, como os níveis de acessibilidade, o atendimento por serviços urbanos, os custos com transporte de funcionários, ou até mesmo uma localização em alguma região que lhes agregassem algum “status” derivado da história. Na capital catarinense, a localização destes prédios não apenas se deu em grandes frações de terra de propriedade do Estado, como relacionava-se ao favorecimento de parcela mínima da população, para quem a construção de

acessibilidades e infra-estrutura urbana com recursos públicos ampliaria o mercado consumidor e o preço de suas terras.

Com o centro de Florianópolis já desenvolvido, comparado com o restante da cidade, iniciou-se, então, o crescimento urbano de outras regiões da ilha. Vale observar que os grandes impulsionadores do crescimento de todo o entorno da região da Universidade Federal de Santa Catarina foram a presença da máquina estatal e de seu corpo funcional. Conforme ilustra a Figura 5, naquela região foram-se formando bairros residenciais que atendessem à população, como o Santa Mônica, e o desenvolvimento dos bairros da Trindade, Pantanal, Córrego Grande e Carvoeira. No que diz respeito ao bairro do Itacorubi, do mesmo modo que a Trindade e o Pantanal na época, ele também era uma grande área rural, dedicada ao manejo de gado leiteiro. Mas, nos objetivos do governo do estado, a ocupação inicial daquela região deveria ser feita através da instalação de órgãos e autarquias estaduais ligadas à atividade agrícola (MATTOS, 2009).

Figura 5 - Localização dos principais bairros em desenvolvimento em Florianópolis entre 1970 e 1985



Fonte: Mattos, 2009

Cabe dizer também que, assim como em muitas obras do Brasil no período, a “estética” do concreto que vigorava na produção arquitetônica muitas vezes foi buscada de modo falseado, ou seja: são comuns as edificações que, ainda que usem estruturas em concreto armado, receberam fechamentos tradicionais de alvenaria revestida em argamassa e foram, posteriormente, pintadas de modo a “imitar” a aparência do material. Comum também foi a pintura das estruturas em concreto aparente de modo a esconder as imperfeições em sua execução. Foi um preço que se pagou pela dissolução dos argumentos “éticos” ligados à arquitetura em nome de princípios “estéticos” dominantes (MATTOS, 2009).

## 2.3 A ESTRUTURA

O conceito de estrutura é bem amplo, e estende-se por todas as áreas do conhecimento. Na ampla arquitetura e engenharia, estrutura são os pilares, vigas, lajes e fundações, ou uma combinação de tais elementos que um projetista pode usar para formar determinado arranjo. Neste contexto, tais elementos podem ser pensados em termos de frequência, padrão, simplicidade, regularidade e complexidade. Desta forma, a estrutura tem a principal função de servir como sistema de sustentação dos demais elementos, garantir segurança, durabilidade e funcionalidade à edificação. Além disso, pode ser usada para definir o espaço, criar unidades, articular circulações, sugerir movimentos ou desenvolver composições ou modulações. Assim, torna-se intrinsecamente relacionada aos mesmos elementos que criam a arquitetura e sua qualidade (CHARLESON, 2005).

A evolução da forma da estrutura é uma ação criativa que envolve a concepção de toda uma rede de decisões inter-relacionadas. Consiste primeiro na invenção da forma estrutural e na organização geral, e em seguida, na especificação detalhada e precisa da geometria e das dimensões de todos os componentes da estrutura, assim como das junções destes componentes. No caso das estruturas arquitetônicas, as duas atividades estão relacionadas com o processo de projeto arquitetônico do edifício, especialmente a primeira (MACDONALD, 1997).

Estrutura é a inter-relação entre partes para formar um todo, um conjunto, um sistema, desempenhando uma função de absorver e transmitir os esforços, sendo essenciais para a manutenção da segurança e da solidez de uma edificação. Ela ainda pode ser definida como um sistema que transfere cargas de um lugar para outro. O cálculo surge para concretizar o que foi idealizado, onde por um raciocínio lógico se afirma que a arquitetura e a engenharia devem andar juntos, para que um complete o outro, de forma a tornar a estrutura estável e adequada de maneira coerente com o que foi proposto e planejado (REBELLO, 2000, ENGEL, 2001).

### 2.3.1 Materiais Estruturais

Uma série de fatores estão envolvidos quando se trata da seleção ou aquisição de certo material e sistema estrutural para a composição de um espaço como, por exemplo: mão-de-obra acessível, custos, e até os de difícil definição, como as preferências e valores socioculturais e sensações e percepções pessoais (REBELLO, 2006b).

Sendo assim, é de suma importância, quando definir uma solução estrutural, não se deixar persuadir pelas tendências ou repentina decisão, mas, pelo contrário, considerar qual a mais eficiente execução, usando fatores que tornem a solução indicada a fim de que possa ser aceita diante das outras propostas, mostrando, desta maneira, ser sensata e pertinente às exigências estabelecidas no projeto (REBELLO, 2007).

A fim de se engendrar uma estrutura, primeiramente é necessário harmonizar o sistema estrutural e o material para se alcançar os principais objetivos exigidos pela edificação: resistência, estabilidade, estética e durabilidade. Isto posto, é de máxima importância conhecer profundamente os princípios essenciais do comportamento das estruturas e dos materiais. É preciso ter conhecimento de como as estruturas são carregadas e os esforços e as tensões provenientes desse carregamento. Esta vasta compreensão e estudo irão possibilitar a busca por novas respostas de sistemas estruturais e de materiais (MARTHA, 2010).

Para a aquisição de um material ou de um sistema estrutural não há regras pré-estabelecidas, mas alguns fatores, como: mão-de-obra específica acessível, economia, estética, a rapidez de execução, dentre muitos outros, precisam ser analisados como critérios de análise da conveniência ou não de se usar um certo material ou sistema estrutural (VALLE; ROVERE, 2013).

### 2.3.1.1 Madeira

A madeira é um material natural orgânico, anisotrópico e de estrutura celular complexa, que desempenha as funções estruturais, de transporte da seiva, de transformação e armazenamento dos produtos da fotossíntese. A madeira é classificada, genericamente, em duas categorias: madeiras duras e madeiras macias (CRUZ, 1997).

Os exemplos de estruturas antigas de madeira que sobreviveram à deterioração natural do material e a incêndios são poucos, o que impede de se ter uma visão mais completa da história do uso da madeira em estruturas. Contudo, este material foi, sem sombra de



dúvida, o pioneiro. Por ser natural e por apresentar proporções adequadas e estar perto do usuário, a madeira era a escolhida em relação à pedra, material tão antigo quanto ela (KUKLÍK, 2008).

Somente a partir do século XVIII, com o desenvolvimento de teorias sobre a resistência dos materiais, é que as construções de madeira passaram a ter um dimensionamento mais próximo da realidade, permitindo estruturas mais leves e com possibilidade de vencer grandes vãos (REBELLO, 2006b).

Observando-se a sequência cronológica de eventos da história, nota-se que a matéria-prima madeira, desde sempre acessível na natureza através de diversas espécies de árvores existentes, é um material cujo âmbito de aplicações é longo. Das muitas e variadas aplicações possíveis, salientam-se a construção da maquinaria industrial, de edifícios e pontes e de instrumentos de guerra e barcos (KUKLÍK, 2008).

Pode-se destacar como vantagens desse material, a questão de ele ser um material renovável, com boa trabalhabilidade, boa relação resistência-peso, não sofre corrosão e esteticamente agradável (REBELLO, 2007). Informações complementares sobre madeiras foram inseridas no Apêndice A.

### 2.3.1.2 Aço

O aço é uma liga metálica constituída fundamentalmente de ferro e carbono. Além desses dois elementos, dependendo do tipo de aço que se quer obter, são adicionados outros elementos, tais como: manganês, silício, fósforo, enxofre, alumínio, cobre, níquel, entre outros, que modificam as propriedades físicas da liga, como resistência mecânica, resistência à corrosão, flexibilidade e outras (CIMM, 2019).

A quantidade de carbono é imprescindível nas propriedades do aço, pois quanto maior a porcentagem de carbono, mais resistente ele se torna; entretanto, em contrapartida torna-se pouco flexível e muito quebradiço. Se a quantidade de carbono é menor, sua resistência baixa, contudo sua ductilidade aumenta. Os materiais com boa ductilidade permitem a visualização de enormes deformações em peças estruturais submetidas à tensões muito elevadas, servindo então como aviso de que uma deformação pode ocorrer (MCGUIRE, 2008).

Há registros, historicamente, de que os metais já eram utilizados há cerca de 4.000 a 5.000 anos a.C. Possivelmente a sua descoberta foi acidental e teve origem a partir de um grande incêndio. O primeiro metal a ser utilizado na fabricação de armas e ferramentas, em substituição à madeira e à pedra foi o cobre, por se apresentar em estado nativo e ser muito dúctil (INSTITUTO AÇO BRASIL, 2011).

Com o crescimento das cidades, as edificações começam a ser requisitadas para outros fins além daquele de só abrigar um espaço. Os novos tempos demandam espaços maiores como, por exemplo, para mercados e estações de trens com locomotiva a vapor, onde há necessidade de um grande fluxo de ar. Evitar obstáculos visuais (paredes e pilares) em espaços destinados a salas de espetáculos ou de esporte, estádios, igrejas e espaços de exposições gera a necessidade de adotar grandes vãos (INSTITUTO AÇO BRASIL, 2011).

É nessa conjuntura que o uso do metal na construção de estruturas se faz necessária, essencialmente por causa da sua boa resistência aos carregamentos e a incombustibilidade. A grande resistência aos esforços provavelmente é a maior vantagem do aço. Observe na Figura 6 o quanto o aço é resistente em comparação com outros materiais convencionais (REBELLO, 2006a):

Figura 6 - Dados da tensão à compressão e tração dos materiais analisados

<b>resistência à compressão:</b>	<b>resistência à tração:</b>
$\sigma$ aço = 1500 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ aço = 1500 kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma$ concreto = 100 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ concreto = 10kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma$ madeira = 85 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ madeira = 90 kg/cm <sup>2</sup>

Fonte: REBELLO, 2007

Os valores apresentados na Figura 6 revelam como o aço, além de ser o mais resistente, também apresenta resistências iguais à tração e à compressão. Como consequência de sua maior resistência, o aço permite peças estruturais com menores dimensões. Com menor dimensão dos elementos da estrutura, obtém-se menor peso próprio da estrutura, o que resulta em menor carga na fundação (REBELLO, 2006a).

Segundo Pfeil e Pfeil (2000), uma vantagem adicional em relação ao aço é o seu resultado do comportamento real ser muito próximo ao modelo teórico, diferentemente dos outros materiais comparados que manifestam certa aleatoriedade. Em razão do aço ser obtido industrialmente com alto controle de qualidade, ele é um material mais confiável, autêntico,

sendo capaz de ser aplicado com coeficientes de segurança mais baixos, resultando em economia. Além disso, há o fato de ele ser um material isotrópico, ou seja, possui as mesmas propriedades físicas em todas as direções, característica única do aço quando comparado à madeira, por exemplo, que é um material fibroso, no qual suas propriedades mudam em razão da direção das fibras. Informações complementares sobre aço foram inseridas no Apêndice B.

### 2.3.1.3 Concreto Armado

O concreto armado é uma combinação de concreto – uma pasta composta por agregados miúdos e graúdos, cimento e água, conhecida desde a Antigüidade – com uma armadura de aço, previamente montada dentro de uma forma, cuja geometria é adequada ao carregamento da estrutura. A engenhosidade está em combinar a propriedade de resistência à compressão do concreto com a resistência à tração do aço, dando origem a um material capaz de suportar cargas e vencer grandes vãos e balanços, nos formatos mais variados (EUSTAÁQUIO DOS SANTOS, 2008).

Os agregados graúdos – pedras de tamanhos variados – e os agregados miúdos – areia livre de impurezas – servem para dar volume e consistência à mistura e a água tem a função de hidratar o cimento, que passa a agir como uma espécie de cola que une todos os componentes da mistura. O cimento, atualmente utilizado, é um pó de pedra de cor cinza, composto de calcário, argila e xisto, queimados a altas temperaturas. Em contato com a água ele endurece, devido a reações químicas com o silicato de cálcio-anidro. Antigamente, utilizavam-se outros materiais para a agregação da pasta de concreto tais como o gesso, a cal e a pozolana (EUSTAÁQUIO DOS SANTOS, 2008).

Grosso modo, o processo construtivo do concreto armado é composto de três etapas: a montagem das fôrmas e armaduras, depois o lançamento da pasta de concreto, e finalizando, o processo de cura. Uma vez montadas as formas, coloca-se cuidadosamente a argamassa em torno da armadura, de modo a preencher todos os espaços vazios. De acordo com o formato e a função de cada parte da estrutura, variam quantidade e qualidade de cada um dos componentes da pasta. Podem-se utilizar pedras de diversos tamanhos, desde pequenos blocos até britas miúdas. A água pode ser usada em grande quantidade como nas argamassas de alta plasticidade, ou até em misturas com baixo teor de umidade. A dosagem correta é muito

importante tanto para o trabalho no canteiro quanto para o desempenho da estrutura. Por exemplo, o excesso de água influi na facilidade de operar a mistura, tornando-a mais plástica. No entanto, tal excesso interfere negativamente na resistência da mistura. Busca-se sempre um ponto ideal nas proporções de modo a garantir graus concomitantes e aceitáveis de trabalhabilidade e resistência: o mínimo de água para um material o mais moldável possível (VASCONCELOS; CARRIERI, 2005).

As operações básicas da produção da pasta são: a dosagem, pré definida na etapa de projeto, indica proporções e quantidades de cada material; a mistura, que garante a homogeneidade da massa; o transporte entre o local de preparação e o local de aplicação em tempo hábil; o adensamento ou compactação da massa que tem a função de reduzir ao mínimo os espaços vazios; e, finalmente, a cura, que é um conjunto de medidas que visa evitar a perda excessiva e demasiado rápida de água, nos primeiros dias após o lançamento (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2012).

A resistência é atingida aos vinte e oito dias de aplicação, salvo nos casos em que são empregados aditivos especiais. Passado o devido tempo de cura, a argamassa enrijece e as formas podem ser retiradas. As etapas acima descritas são sempre precedidas de uma fase de projeção, também dividida em etapas. Projeta-se a geometria da estrutura, definindo a quantidade, a posição, o formato e o calibre de cada barra de aço da armadura. Calcula-se também a dosagem das partes de agregados miúdos e graúdos, de cimento e de água, definindo de antemão o traço do concreto. Essa etapa, que é denominada projeto de cálculo estrutural, define previamente as ações a serem desenvolvidas no canteiro de obras (CLÍMACO, 2016).

Supostamente, os documentos técnicos – projetos, memoriais descritivos e justificativos, especificações e cadernos de encargos – contém todas as informações necessárias à execução. Além dos conteúdos técnicos de projeto – determinações do cálculo, dosagem, qualidade dos materiais empregados – o resultado final é função do controle tecnológico de todo o processo de execução. Isso se faz por meio da retirada de corpos de prova para testes de resistência em laboratório, cuja finalidade é comprovar o desempenho satisfatório do material de modo a garantir a segurança do edifício em construção (VASCONCELOS; CARRIERI, 2005).

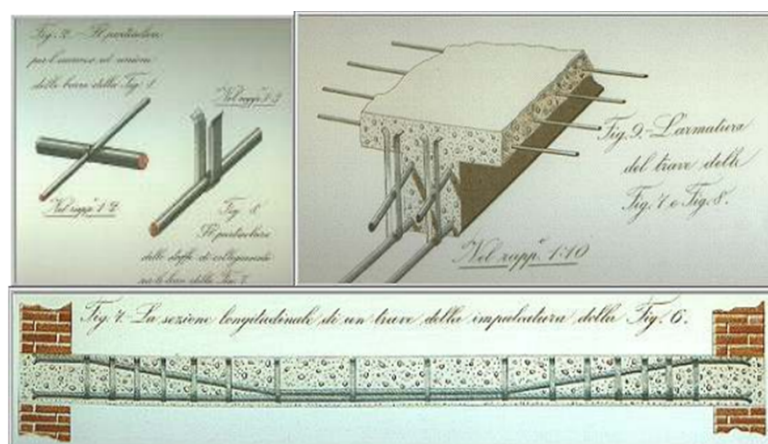
O concreto armado é de utilização recente, quando comparado aos materiais tradicionais de construção, tais como madeira, pedra, argila e cerâmica. As primeiras

utilizações de estruturas de concreto datam de meados do século XVIII, na Inglaterra. Entre 1756 e 1774 John Smeaton fez experiências com calcários argilosos e cimentos, chegando a construir um farol em Eddystone. Em 1924, Joseph Aspdin estabilizou o processo de fabricação do que ficou conhecido como cimento Portland, isto é, uma mistura de calcário pulverizado com argila, tratada a altas temperaturas que produz um cimento capaz de endurecer dentro d'água, também chamado clínquer. Tal como o aço, o concreto começa a ganhar expressão como material construtivo em meados do século XIX, justamente quando a industrialização chega à construção civil. Em 1855, Joseph Lambot apresentou, na Exposição Universal de Paris, um barco cuja estrutura era feita com treliça de vergalhões de aço, envolvida por argamassa de cimento. No mesmo ano, François Coignet utilizou o concreto armado para construção de faróis e peças de tubulação hidráulica (SANTOS, 1961).

Entretanto, foi de Joseph Monier a primeira concepção do concreto armado inserido num sistema tecnológico. Jardineiro de profissão, ele desenvolveu peças de concreto armado que podiam ser produzidas em série. Trata-se de um sistema de construção de jardineiras em ferro e cimento. O sistema de peças de Monier foi patenteado e exposto em Paris, em 1867. No ano seguinte, ele patenteia um outro sistema, de vigas de cimento reforçadas com barras de ferro, apresentado na Exposição de Antuérpia de 1879. Durante essa exposição, Monier vende ao engenheiro G. A. Wayss os direitos da patente para uso na Alemanha (EUSTAÁQUIO DOS SANTOS, 2008).

O sistema Monier (Figura 7) mostra a composição de vigas de concreto armado, que teria também inspirado o sistema Hennebique, teve uma rápida difusão internacional, incluindo uma filial no Brasil, montada em 1913 por Lambert Riedlinger. Firma essa que, em 1928, tornou-se a Companhia Construtora Nacional (SANTOS, 1961).

Figura 7 - Sistema Monier



Fonte: <https://www.sacs.it/tesi/c0423.htm>

Conforme Fusco (2012), a utilização do concreto armado possui vantagens quando comparado com outros materiais de construção, como a economia nos custos dos insumos, resistência a agressões químicas e físicas do meio ambiente e adaptabilidade a qualquer forma de construção. Ainda, segundo Fusco (2012), essas características dependem da circunstância em que a obra é desenvolvida, assim como o meio em que a mesma se encontra.

Para Araújo (2014a), o concreto armado possui vantagens como a fácil execução da edificação independente da forma do edifício, economia, resistência ao fogo e aos agentes agressivos do meio ambiente e baixa demanda de manutenção. Por outro lado, o mesmo autor descreve que o elevado peso das construções, a dificuldade de reformas ou demolições e a baixa proteção térmica são desvantagens características desse material de construção.

A NBR 6120 estabelece o peso específico do concreto armado em  $25 \text{ kN/m}^3$ , sendo esse valor utilizado para o cálculo do peso próprio da estrutura, assim como para a determinação dos esforços atuantes (ABNT, 2019). Da mesma forma, a NBR 6118 estabelece que se a massa específica real do concreto armado não for conhecida, adota-se esse valor recomendado (ABNT, 2014).

As estruturas de concreto armado geralmente são dimensionadas para que não se atinja o denominado estado limite último, situação em que a peça de concreto armado sofre ruptura do concreto à compressão ou deformação plástica excessiva do aço ou, ainda, instabilidade. Quando apresenta exageradas aberturas de fissuras ou grandes deformações a estrutura pode ser condenada para uso. É o chamado estado limite de utilização. Conclui-se que não é condição suficiente a estrutura resistir, mas é necessário também que ela não

apresente deformações ou fissuras acima de determinados limites estabelecidos por Norma (REBELLO, 2006a).

Em princípio, pode-se achar que para evitar a ruptura de uma peça de concreto armado basta a colocação de muita armação, mas na verdade a estrutura excessivamente armada pode não apresentar problemas de fissuração, entretanto a ruptura pode se dar por excesso de compressão no concreto. A peça de concreto armado deve possuir uma quantidade de armação tal que possibilite que seu eventual colapso se dê por tração na armação. Quando solicitada acima do limite, o aço se deforma muito, provocando na peça de concreto armado grandes fissuras que denunciam a possibilidade de colapso. Este tipo de ruptura chama-se ruptura com aviso, e a peça assim armada chama-se peça sub-armada (REBELLO, 2006a).

### **2.3.2 Elementos Estruturais**

O sistema estrutural dos edifícios regulares de concreto armado é constituído por lajes, vigas e pilares, ou a união desses elementos, como as escadas. Os pilares presentes no nível do terreno ou abaixo dele são apoiados em fundações, que distribuem os carregamentos da edificação para o solo. Cada elemento tem uma função, de acordo com os esforços solicitantes, e deve possuir segurança com relação aos Estados Limites Últimos e de Serviço (GIONGO, 2007).

Em virtude da complexidade das construções, uma estrutura requer o emprego de diferentes tipos de elementos estruturais, adequadamente combinados para a formação do conjunto. O ponto de partida do projeto estrutural consiste na elaboração do arranjo das peças, que é a definição da geometria, do posicionamento e da interligação dos diversos elementos estruturais. Os elementos que compõem uma estrutura devem ter geometria de acordo com o projeto arquitetônico e com a função estrutural, que é definida pelos esforços solicitantes, conforme sugere Engel (2001).

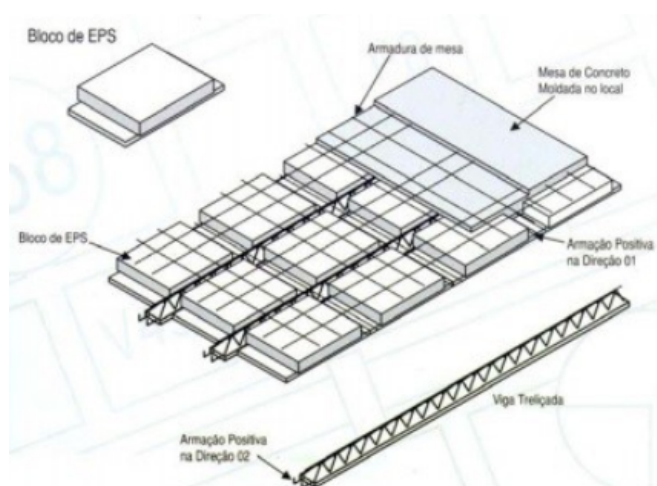
#### **2.3.2.1 Lajes**

Para Araújo (2014b) as lajes são elementos estruturais capazes de absorver as cargas do uso da edificação que são aplicadas nos pisos e transmiti-las até as vigas, assim como

possuem função de distribuir as ações horizontais entre os contraventamentos. Afirma Araújo (2014b) que existem diversos tipos de lajes, como as maciças, nervuradas, cogumelos e pré moldadas e a escolha entre elas deve levar em consideração questões econômicas, características da arquitetura e a segurança da edificação.

Também, para Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), as lajes são elementos planos, onde apresentam duas dimensões muito maiores do que a terceira. Apresenta como principal função receber os carregamentos atuantes naquele pavimento e transferi-los para seus apoios. Como exemplo ilustrativo, tem-se a laje pré-fabricada treliçada da Figura 8.

Figura 8 - Laje pré-fabricada treliçada



Fonte: Bastos, 2006

### 2.3.2.2 Vigas

Explicam Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), que os elementos denominados vigas se caracterizam por serem barras na posição horizontal, com função de delimitar as dimensões das lajes, suportar o peso das paredes, receber as ações provenientes das lajes ou até mesmo de outras vigas e transmitir todo esse carregamento até seus apoios, usualmente os pilares.

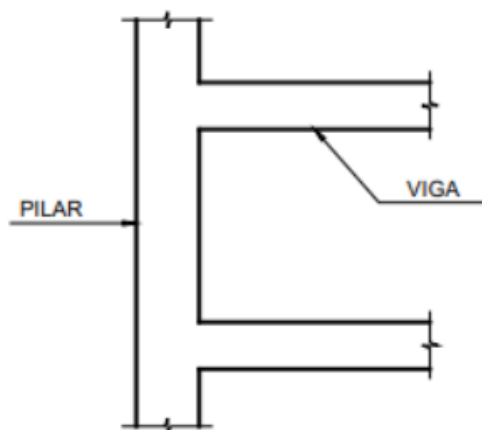
### 2.3.2.3 Pilares

São barras mantidas na posição vertical, com função de receber as ações das vigas ou até mesmo diretamente das lajes, assim como de todos os pavimentos superiores da edificação, e transmitir esses carregamentos para os elementos inferiores ou até a fundação



(PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003). A Figura 9 ilustra um arranjo entre o pilar e a viga.

Figura 9 - Arranjo estrutural de vigas e pilares.



Fonte: Bastos, 2006

#### 2.3.2.4 Fundações

Para Pinheiro, Muzardo e Santos (2004), as fundações tratam-se de elementos que transferem todos os esforços da edificação para o solo, sendo só então esses esforços absorvidos. Consoante às ideias de Araújo (2014b), a escolha do tipo de fundação a ser projetada leva em consideração as características, deformações e resistências do solo em que será distribuído o carregamento do edifício, além de uma escolha adequada para o tipo de superestrutura e carregamentos atuantes. Ainda, afirma Araújo (2014b) que as fundações devem estar em profundidade adequada, ser segura perante as rupturas do solo e atender aos recalques máximos da edificação.

#### 2.3.3 Módulo de Elasticidade

O conceito de elasticidade foi formulado por Robert Hooke, físico inglês, cujos estudos permitiram concluir que para alguns materiais, a força aplicada no sentido de alongamento do objeto e a extensão dele até um determinado limite de solitação se mantinham proporcionais. Em 1802, Thomas Young foi o pioneiro a estabelecer o conceito de

módulo de elasticidade relacionando o comprimento de um objeto à tensão aplicada sobre o mesmo (MONTIJA, 2007).

O módulo de elasticidade do concreto ( $E$ ), também conhecido como módulo de Young, é um importante parâmetro mecânico que reflete a capacidade do material de se deformar elasticamente após aplicada uma tensão (BEUSHAUSEN; DITTMER, 2015). Outra forma de interpretá-lo, dada a sua unidade (pressão), é de uma resistência oferecida pelo material a deformação no regime elástico. Sua definição origina-se da Lei de Hooke (Equação 1), no qual diz respeito sobre a proporcionalidade entre a tensão ( $\sigma$ ) e a deformação ( $\varepsilon$ ) de um material (ZHOU et al., 2015).

$$E = \sigma/\varepsilon \text{ (Equação 1)}$$

Para Souza (2006), pelo fato de o concreto ser um material que não obedece à lei de Hooke, tanto sob esforços de compressão como de tração, a determinação do módulo de elasticidade de concretos é mais complexa. Mehta e Monteiro (2013) afirmam que as relações tensão-deformação do concreto são complexas, primeiro por ele não ser um material verdadeiramente elástico e, segundo, pelo fato de que nem as deformações nem as restrições são uniformes ao longo da peça de concreto. Portanto, as distribuições de tensão resultantes tendem a variar de ponto para ponto (PRADO, 2006).

Segundo Neville (2016), quando os dois componentes elementares do concreto, agregado e a pasta de cimento hidratada, são submetidos a uma carga axial separadamente, eles exibem uma relação tensão-deformação considerada linear. Já o concreto, quando tensionado, exibe um comportamento não totalmente linear. À medida que o material é submetido a uma tensão, é exibida uma curvatura no gráfico tensão por deformação. Essa não linearidade é ocasionada por mudanças microestruturais no concreto, como o desenvolvimento de microfissuras na zona de transição (MEHTA; MONTEIRO, 2013).

### **2.3.4 História e Evolução das Normas Brasileiras de Concreto Armado**

A pré-história da normalização técnica no Brasil tem como marco, sem dúvida, as “Cadernetas de Instruções e Especificações para a Construção de Esgotos”, elaboradas em

1905 pelo notável engenheiro Francisco Saturnino Rodrigues de Brito para as obras de Saneamento de Santos, São Paulo. A partir da década de 20, o principal campo de atuação dos engenheiros brasileiros, que era a engenharia ferroviária e portuária e as obras de saneamento, deslocou-se para o concreto armado. Foi o desenvolvimento vertiginoso das construções de concreto que deu origem, por um lado, à indústria do cimento e das barras de aço e, por outro lado, à pesquisa tecnológica e à normalização técnica (CARNEIRO, 1980).

A primeira norma técnica adotada oficialmente por um órgão governamental foi o chamado “Códigos de Obras Arthur Saboya” de 1929, em São Paulo. Em 1931, surgiu a norma da Associação Brasileira de Concreto, elaborada sob orientação do engenheiro José Furtado Sima. Essa norma foi incorporada ao Código de Obras da Prefeitura do Distrito Federal (Município do Rio de Janeiro) em 1931, e revista em 1935 e 1937. Foi também adotada oficialmente pelo Estado do Paraná e pelo Município de Belo Horizonte (CARNEIRO, 1980).

A norma NB-1 de 1940 foi aprovada pela 3ª Reunião dos Laboratórios Nacionais de Ensaios, na qual foi fundada a Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, por iniciativa de Paulo Sá. Embora ainda fortemente influenciada pela norma alemã DIN-1045, a norma brasileira NB-1/40, além de precisar o cálculo da resistência de pilares à compressão axial tomando como base o “estádio 3” permitia, como alternativa, o cálculo da resistência à flexão no estado limite último, isto é, na ruptura (CARNEIRO, 1980).

Sua revisão em 1960, dando origem a NB-1/60, continha os mesmos capítulos com dezenove páginas em tamanho A4, considerando o Estádio III para todas as solicitações, o conceito de Resistência característica ( $f_{ck}$ ), em cooperação com o CEB, Comitê Europeu do Concreto (KIMURA, 2007).

A versão da revisão de 1978 trouxe os mesmos capítulos, porém com 52 páginas em A4, tendo como principal mudança, a consideração de efeitos de 2ª ordem em análises de estruturas de concreto armado (KIMURA, 2007).

No período de 1940, data da primeira publicação, até abril de 2014, data da última publicação, a NB-1 passou por outras três grandes mudanças, marcadas por três publicações oficiais nos anos de 1960, 1978 e 2003. Esse período também foi marcado por três significativas adequações, quais sejam: a primeira em 1980, em que foi iniciada uma parceria com o Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia (INMETRO), resultando na

alteração do nome NB-1 para NBR 6118; a segunda em 1991, em que a norma ganhou caráter de lei com o recente lançamento do Código de Defesa do Consumidor; e a terceira em 2008, com a validação da norma brasileira nos padrões da Organização Internacional de Normalização (ISO) (INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO, 2007).

No século passado, a principal norma para projeto de estruturas de Concreto Armado foi a NB 1, cuja última edição ocorreu em 1978. Em 1980, a NB 1 teve sua nomenclatura e número substituídos, tornando-se NBR 6118. A versão de 1980 passou por longo processo de revisão e foi substituída em 2003, depois reeditada em 2007. Em 2014, após novo processo de revisão, surgiu a quarta edição da NBR 6118, sendo esta a versão de 2014 a considerada neste texto (NBR 6118/2014). É importante considerar que a NBR 6118 trata apenas do projeto das estruturas de Concreto Armado e Protendido, porque as recomendações para a execução das estruturas de concreto fazem parte da NBR 14931.

O projeto estrutural, desde a publicação da NBR 6118/1978, passou por transformações técnicas em relação tanto ao conhecimento quanto aos instrumentos disponíveis. Como explicam Ferreira e Oliveira (2005, p. 3), “[...] a atividade de projeto estrutural passou por mudanças significativas, principalmente devido ao advento computacional.”. A disponibilidade de ferramentas computacionais mais complexas e eficientes permitiu que se fizesse um número maior de análises, com maior refinamento, de forma simples.

Em linha com esta nova visão, o novo texto da NBR 6118, mais abrangente, procura conceber a estrutura como um todo, num formato mais próximo da realidade, no qual existem interações entre os diferentes componentes, dando ênfase a todas as etapas do projeto (INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2007 p.18).

### **2.3.5 Especificações Normativas NBR 6118**

#### **2.3.5.1 Valores limites**

A NBR 6118 estabelece valores limites mínimos para as dimensões de todos os elementos estruturais de concreto, com a finalidade de proporcionar um satisfatório desempenho da estrutura, assim como para proporcionar condições de execução apropriadas

(ABNT, 2014). Esta Norma estabelece os requisitos gerais a serem atendidos pelo projeto como um todo, bem como os requisitos específicos relativos a cada uma de suas etapas.

### 2.3.5.2 Dimensões mínimas

A NBR 6118 (2014) informa que a seção transversal de pilares, de qualquer geometria, não pode ter dimensão inferior a 19 cm, porém em casos especiais, permite a redução deste valor para 14 cm, desde que os esforços solicitantes de cálculo sejam majorados por um coeficiente  $\gamma_n$ , conforme a Quadro 1. A norma também descreve que para qualquer caso, a seção transversal mínima de um pilar nunca deverá ter área inferior a 360 cm<sup>2</sup>.

Quadro 1 - Valores do coeficiente adicional  $\gamma_n$  para pilares e pilares-parede

$b$ cm	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde  
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$ ;  
 $b$  é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: NBR 6118 (2014)

### 2.3.5.3 Durabilidade

Segundo Araújo (2014a), um dos aspectos mais relevantes para as estruturas de concreto armado é a durabilidade, devido ao fato de que as exigências normativas para esses aspectos estão cada vez mais rígidas, tanto no projeto quanto na execução. Essas exigências garantem a conservação das principais características da estrutura ao longo de sua vida útil, onde não devem ocorrer medidas extraordinárias de manutenção ou reparo. Portanto, ainda, para o mesmo autor, a vida útil de uma edificação é caracterizada pelo período de tempo em que a estrutura desempenha sua função com excelência sem necessidade de reparos, e o tempo de vida útil total, é aquele até onde ocorre a ruptura parcial ou até mesmo total da estrutura. As ações físicas e químicas que agem sobre as estruturas de concreto armado, sem relação

com as ações mecânicas, variações térmicas volumétricas e retrações hidráulicas, caracterizam a classe de agressividade ambiental (CAA) da região onde a edificação será construída. A NBR 6118 determina que a CAA deve ser classificada de acordo com o Quadro 2 (ABNT, 2014).

Quadro 2 - Classe de agressividade ambiental (CAA)

<b>Classe de agressividade ambiental</b>	<b>Agressividade</b>	<b>Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto</b>	<b>Risco de deterioração da estrutura</b>
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana (a,b)	Pequeno
III	Forte	Marinha (a)	Grande
		Industrial (a,b)	
IV	Muito Forte	Industrial (a,c)	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: Adaptado da ABNT 6118:2014

Legenda do quadro: a:Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe 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; b:Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove; c:Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, industriais químicas.

A NBR 6118 caracteriza a relação água/cimento (a/c) e a classe do concreto, de acordo com a classe de agressividade do ambiente em que se encontra a edificação, como apresentado no quadro 2 (ABNT, 2014).

Ainda, conforme a NBR 6118, a durabilidade das estruturas está diretamente relacionada às características do concreto, como espessura, qualidade e cobrimento da armadura. Os cobrimentos para cada elemento estrutural, de acordo com a classe de agressividade em que a edificação está inserida, são especificados pela Norma de acordo com a Tabela 1 (ABNT, 2014).

Tabela 1 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto (a)	Tipo (b)(c)	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação a/c 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	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

Fonte: Adaptado da ABNT 6118:2014

Legenda da imagem: a: O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655; b:CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado; c:CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

Com relação ao cobrimento adotado de acordo com o tipo de elemento, é apresentado a Tabela 2

Tabela 2 - Correspondência entre a CCA e o cobrimento nominal para  $\Delta c=10\text{cm}$ 

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV (c)
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje (b)	20	25	35	45
	Viga / Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo (d)	30	30	40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga / Pilar	30	35	45	55

Adaptado da ABNT 6118:2014

Legenda da imagem: a:Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado; b:Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete a madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros; c:Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV; d:No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45\text{ mm}$ .

#### 2.3.5.4 Ações

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), o edifício deve ser projetado de modo a resistir às ações verticais e também às horizontais. Além disso, conforme o mesmo autor, o trajeto das ações verticais se inicia nas lajes, que transmitem para as vigas por meio de reações de apoio, após para os pilares, dos pavimentos superiores até os inferiores, e que por fim, são transmitidas ao solo por meio da fundação.

Conforme a NBR 8681, ações são as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Essas podem ser classificadas de acordo com sua variabilidade no tempo, em ações permanentes, variáveis e excepcionais (ABNT, 2003). A NBR 6118 explica que as ações devem ser majoradas pelo coeficiente  $\gamma_f$ , cujos valores são estabelecidos por essa Norma, de modo a garantir a segurança da estrutura a ser dimensionada (ABNT, 2014).

##### Ações permanentes

Conforme Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) as ações permanentes são ações com valores constantes ou de pouca variação durante toda vida útil da edificação e podem ser divididas em permanentes direta, tratando-se do peso próprio da estrutura e elementos construtivos, peso de equipamentos fixos e ações da terra, ou em permanentes indiretas, referindo-se às ações de recalque dos apoios, retração dos materiais ou protensão.

##### Ações variáveis

As ações variáveis, conforme classifica a NBR 8681, são as cargas acidentais assim como seus efeitos na edificação, como forças de frenação, impactos e centrífugas, vento, variações térmicas, pressões hidrostáticas, hidrodinâmicas e atrito. Ainda, essas ações são classificadas de acordo com a possibilidade de ocorrerem durante a vida útil da edificação, em ações variáveis normal e ações variáveis especiais, onde a primeira tem probabilidade de ocorrer suficiente para ser considerada no projeto, e a segunda ocorre em situações específicas e deve ser definida para cada edificação (ABNT, 2003).

Explicam Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) que as ações variáveis possuem alterações de seus valores ao longo do uso e vida útil da edificação, além de que podem ser



variáveis ou muito variáveis, fixas ou móveis, estáticas ou dinâmicas. Também, podem ser consideradas ações variáveis as cargas de uso, estipuladas pela ABNT NBR 6120 (2019), vento, calculado pela ABNT NBR 6123 (2019), empuxos de água e abalos sísmicos quando conveniente.

Conforme indica a ABNT NBR 6118 (2014) é obrigatória a consideração do vento no dimensionamento das estruturas, e recomendado as determinações da NBR 6123 (ABNT, 1988), que prescreve que as forças atuantes em uma edificação devem ser calculadas de modo separado para elementos de vedação, partes da estrutura, assim como a estrutura como um todo.

#### Ações excepcionais

As ações excepcionais são ações com um curto espaço de tempo de duração, segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), e apesar de possuírem baixa possibilidade de ocorrerem ao longo da vida útil da edificação, devem ser levadas em consideração no cálculo do dimensionamento das estruturas. Essas ações são caracterizadas como os incêndios, enchentes, sismos atípicos, explosões e choques de veículos. Segundo a NBR 6118, as ações excepcionais são aquelas nas quais os efeitos não podem ser controlados por outros meios (ABNT, 2014).

#### Coefficientes de ponderação

De acordo com a NBR 6118, as ações devem ser majoradas pelo coeficiente  $\gamma_f$ , com valores fixados em tabelas próprias. Assim, esse valor é obtido a partir da Equação 2 (ABNT, 2014).

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (2)$$

Onde:  $\gamma_{f1}$  depende da variabilidade das ações,  $\gamma_{f2}$  considera a simultaneidade das ações e  $\gamma_{f3}$  está relacionado a possíveis erros que possam ocorrer, como aproximações.

Também apresenta a NBR 6118 que as resistências dos materiais devem ser minoradas pelo coeficiente  $\gamma_m$ , a partir da Equação 3, com valores encontrados em tabelas da mesma Norma (ABNT, 2014).

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad (3)$$

Onde:  $\gamma_{m1}$  depende da variabilidade da resistência dos materiais envolvidos,  $\gamma_{m2}$  considera a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura e  $\gamma_{m3}$  considera os desvios gerados na construção e possíveis erros devido às aproximações de resistências.

#### 2.3.5.5 Carregamentos

A NBR 6118, apresenta que carregamentos são considerados combinações de ações em que há a possibilidade de ocorrerem de forma simultânea sobre a estrutura, em um período de tempo, podendo ser transitório ou de longa duração. Para que o dimensionamento seja realizado determinando os efeitos mais desfavoráveis, as ações devem ser combinadas de diversas maneiras, tanto quanto forem necessárias para garantir a segurança nos estados limites (ABNT, 2014). Portanto, são classificados em últimas e de serviço.

#### 2.3.5.6 Estados limites

Uma edificação deve ser projetada de modo a atender os requisitos de segurança, bom desempenho de serviço e durabilidade. O estado limite último (ELU) de ruína trata-se, de acordo com Araújo (2014a), do estado de colapso ou ruína que torne a estrutura parcial ou totalmente inapta ao uso, já o estado limite de serviço ou utilização (ELS), corresponde ao estado em que a estrutura apresenta deformações excessivas, vibrações, fissurações, entre outros, que prejudiquem a utilização da edificação e comprometam a durabilidade dessa. Portanto, relacionado ao ELU está a segurança, e relacionado ao ELS está a durabilidade, conforto e aparência da edificação.

#### 2.3.5.7 Estabilidade global

A avaliação da estabilidade global das estruturas de uma construção é uma medida que deve ser realizada para garantir a segurança dos usuários e obter dados que permitam a melhoria da performance do aspecto estrutural. Neste sentido, a verificação da estabilidade global pode ser verificada por meio dos parâmetros de estabilidade global  $\alpha$  e  $\gamma_z$  e que são descritos na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Quando se trata sobre a estabilidade global de um edifício em concreto armado é necessário conhecer dois tipos de análise possíveis de serem realizadas: análise de 1ª ordem e análise de 2ª ordem. A análise de 1ª ordem é caracterizada pela obtenção dos esforços a partir da configuração geométrica inicial da estrutura, ou seja, considera-se os esforços na configuração indeformada da estrutura, analisando assim os chamados “efeitos de primeira ordem”. Entretanto, a análise em 2ª ordem abrange o cálculo dos esforços da estrutura na configuração deformada, considera-se os chamados “efeitos globais de segunda ordem (KIMURA, 2007).

A NBR 6118:2014 classifica as estruturas, para efeito de cálculo, em estruturas de nós fixos e nós móveis. Uma estrutura de nós fixos apresenta efeitos de 2ª ordem inferiores a 10% aos efeitos de 1ª ordem. Quando a análise indicar que os efeitos de 2ª ordem forem superiores, a norma classifica a estrutura como de nós móveis, tendo como limite superior a 30% dos efeitos de primeira ordem (ABNT, 2014).

Nesse sentido, a análise da estabilidade global de um edifício é realizada na estrutura como um todo e pode ser mensurada através de parâmetros estudados, para que o projetista conheça a sensibilidade da edificação diante dos efeitos de segunda ordem (KIMURA, 2007).

### **2.3.6 Projeto Estrutural**

Segundo Arduini (1991), alguns projetistas definem a arte da Engenharia Estrutural como sendo o ato de projetar uma estrutura que não só preencha todas as necessidades fundamentais específicas e outras condições, mas também que esteja em harmonia com seu ambiente. A estrutura tem que contribuir positivamente ao ambiente e ser parte integrante deste.

### 2.3.6.1 Requisitos de um Projeto Estrutural

Ao preparar um projeto estrutural, o engenheiro deve ter em mente alguns critérios a serem analisados. A lista seguinte, sugerida por Arduini (1991), não pretende ser completa e nem é ordenada segundo a importância. Contudo, os edifícios devem ser projetados considerando-se os seguintes critérios:

1. Segurança estrutural - Tanto o sistema estrutural quanto os elementos individuais devem ser bem dimensionados para suportar as ações de projeto;
2. Segurança contra fogo;
3. Facilidade de construção - Os métodos de construção devem ser simples e diretos. Se as técnicas de construção forem trabalhosas, as dificuldades devem ser mais do que compensadas pelos benefícios gerados pelo sistema proposto;
4. Durabilidade - O sistema e os componentes resultantes deverão ser resistentes à ação do tempo;
5. Disponibilidade - Os materiais e a mão-de-obra necessários deverão estar facilmente disponíveis nas proximidades do local da obra;
6. Escala - O sistema e seus componentes devem ser de tamanho e caráter apropriados ao projeto da edificação;
7. Integração - O sistema estrutural deve estar bem relacionado com os outros sistemas paralelamente;
8. Rigidez - A estrutura toda deve ser bastante rígida para resistir à ação do vento. Os elementos individuais devem manter as deflexões dentro de limites aceitáveis;
9. Economia - O custo relativo do sistema deve estar equilibrado com o custo total de construção. Mais ainda, o custo da estrutura deve estar apropriado aos benefícios a serem obtidos;
10. Visual - A estrutura completa e seus componentes devem reforçar o conceito arquitetônico da construção.

### 2.3.7 Inovações Tecnológicas

Desde a década de 1960, o computador é utilizado para análise estrutural, embora apenas em instituições de pesquisa e universidades. Já nas décadas de 80 e 90, com a criação

de novos softwares gráficos, a análise estrutural através de ferramentas computacionais passou a ser utilizado pela maioria dos escritórios de cálculo estrutural (MARTHA, 2010).

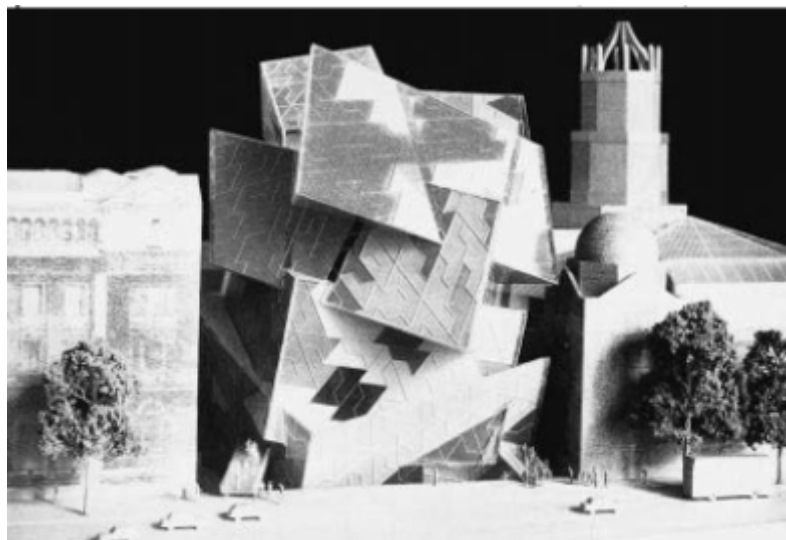
Segundo Jung (2014), a primeira grande mudança na engenharia foi quando os escritórios de projetos de estruturas trocaram suas plantas de arquitetura de cópias heliográficas feitas nas pranchetas com papel manteiga pelos softwares de desenho em CAD (*Computer Aided Design*), sendo o AutoCAD o mais usado e conhecido para desenho com auxílio do computador.

Foi em 1974 que o arquiteto americano Charles M. Eastman, então professor do Instituto de Tecnologia da Geórgia, com o auxílio de uma equipe de estudiosos, que nasceu o conceito do BDS (*Building Description System*) ou (Sistema de Descrição da Construção), que tinha como objetivo comprovar que a descrição de uma obra obtida por meio do computador, poderia replicar ou melhorar todos os pontos fortes de desenhos, fortalecendo um meio para a elaboração de projeto, construção e operação, bem como eliminar a maioria de suas fraquezas (GONÇALVES, 2018).

O conceito do professor Eastman, juntamente com a evolução e o desenvolvimento de softwares, fez com que os projetos e documentos antes executados por meio de papéis, passassem a ser produzidos através da utilização de sistemas computacionais, os chamados CAD, com essa ideia se sucedeu para um primeiro passo no tocante a novas discussões e facilidades tecnológicas que estariam a vir futuramente (GONÇALVES, 2018).

Em seguida, estas ferramentas funcionaram como uma ajuda na concepção arquitetônica, possibilitando formas cada vez mais complexas, dando aos arquitetos mais uma liberdade nos quesitos formais da concepção e da representação da arquitetura. Exemplos como a extensão do edifício do *Victoria and Albert Museum* em Londres, do arquiteto Daniel Libeskind (Figura 10), é representativa quando se trata de estruturas complexas. Para Macdonald (1997), duas importantes considerações precisam ser feitas a respeito dessa relação: a primeira é que a forma será composta por matéria não rígida; em segundo lugar, a magnitude das forças internas que são geradas será provavelmente muito grande em relação às cargas transportadas. Essas duas considerações implicam que o material estrutural será ineficientemente usado e que o tamanho dos elementos estruturais será bem maior do que o necessário para a estabilidade. Esse cenário pode resultar em estruturas onerosas e inviáveis (MACDONALD, 1997).

Figura 10 - Perspectiva - Extensão do *Victoria and Albert Museum*, Londres, 1995 -  
Daniel Libeskind



Fonte: MACDONALD, 1997, p.112.

Em síntese, devido ao grande número de possibilidades oferecidas pela estrutura, os projetistas têm uma extensa variedade de escolha para solucionar os projetos, o que resulta em oportunidades para projetos de estruturas inovadores e criativos. Contudo, devido ao fato de que uma das intenções das estruturas é reforçar de forma eficaz o conceito do projeto, cada tomada de decisão no seu desenho deve ser realizada de maneira estratégica. Os futuros progressos tecnológicos dos materiais para sistemas estruturais e ainda as técnicas de análise e projeto continuarão a aumentar as possibilidades das estruturas e suas implicações na arquitetura (CHARLESON, 2005).

### 2.3.7.1 BIM

Building Information Modeling – BIM (do inglês, Modelagem da Informação da Construção), é mais do que um paradigma para visualização do espaço projetado, é um o modelo digital composto por um banco de dados que permite agregar informações para diversas finalidades, além de aumento de produtividade e racionalização do processo, planejamento de execução e orçamento de obra. Agora comumente conhecido como

Modelagem da Informação da Construção ou Modelo Paramétrico da Construção Virtual (TSE; WONG; 2005).

O BIM, de forma abrangente, pode ser definido como uma tecnologia de modelagem e um grupo de processos, para produzir e analisar modelos de uma edificação que permitem a transferência de informações. O Conceito de BIM baseia-se, sobretudo, em uma metodologia de compartilhamento de informações entre os participantes de todas as etapas de uma edificação, desde sua concepção até a demolição (LINO; AZENHA; LOURENÇO, 2012).

O modelo de uma edificação desenvolvido com a tecnologia BIM é composto por conjuntos de elementos individuais e parametrizáveis, dotados de propriedades e informações, e interativos entre eles. O BIM pode conter informações desde as características físicas dos materiais e suas propriedades geométricas até quantitativos, custos e prazos (VENÂCIO, 2015).

#### **2.3.7.2 S-BIM**

S-BIM é um novo conceito no sentido de integridade estrutural de BIM. Literalmente, coletando as informações da parte estrutural do projeto baseado no conceito de abordagem colaborativa e desenvolvendo a representação digital relacionada. O S-BIM transformou o projeto e a construção de estruturas de edifícios, principalmente devido à sua capacidade de postular a interação da arquitetura com fatores estruturais, como forças, propriedades da seção de deformação, formas estruturais e resistência do material, com base na natureza das conexões e suportes (CARRASCO; NAVARRO, 2013).

#### **2.3.7.3 TQS**

O TQS pertence à empresa TQS Informática Ltda. que é uma empresa que fornece sistemas computacionais gráficos para engenharia estrutural. O software modela, analisa, dimensiona e detalha estruturas de concreto armado, e possui ferramentas de interoperabilidade BIM (TQS, 2019).

No programa é possível desenvolver o projeto estrutural utilizando as considerações existentes na norma NBR 6118/2014 ou nas versões antigas de 2003 ou 1978. Quanto às

análises de esforços, é possível realizar através de pórtico espacial, grelha e elementos finitos de placas (para as lajes). O TQS disponibiliza também ao seu cliente a possibilidade de análise dinâmica de todo o edifício de concreto armado nos métodos de grelha e pórtico espacial, a fim de, verificar o estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE), conforme NBR 6118/2014.



### 3 METODOLOGIA

Para a elaboração deste trabalho foi inicialmente efetuada uma pesquisa do tipo bibliográfica, com enfoque em temas como concreto armado e projeto estrutural. Na sequência, foi definido um caso de estudo para a pesquisa, onde foram explorados os projetos estruturais originais, seus métodos e especificidades. Além disso, foram pesquisados materiais de 2 normas distintas: a NB-1/60 que foi utilizada na concepção do projeto original e a norma NBR 6118/2014, aplicada no caso de estudo e analisada no software TQS. Foram examinados, também, vários artigos técnicos e acadêmicos, publicados em eventos e livros, a fim de realizar um estudo qualitativo. A proposta de trabalho envolve, também, a análise de dados quantitativa, por meio de uma simulação do projeto estrutural em S-BIM, para comparação entre resultados do projeto de acordo com as diferentes versões da Norma. A pesquisa aplicada gera resultados numéricos e a bibliográfica provê suporte para sua interpretação.

#### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DO CASO DO ESTUDO

O projeto utilizado para o estudo é a atual edificação do CREA-SC, de área 1.886m<sup>2</sup> (conforme Tabela 3), que possui 2 pavimentos. Com relação a arquitetura, o térreo é composto por um grande Hall e salas de atendimento, fiscalização, depósito, almoxarifado e outros. Já o 1º pavimento é composto por um plenário, uma sala para o presidente, para o chefe do gabinete, secretaria, contabilidade e outras salas. Todas as pranchas arquitetônicas fornecidas estão no Anexo A e as pranchas estruturais no Anexo B.

Tabela 3 - Área e níveis da edificação do CREA-SC

Pavimento	Piso	Piso a piso (m)	Cota (m)	Área (m2)
Reservatório	4	1.5	7.76	16.69
Cobertura	3	3.13	6.26	944.26
Superior	2	3.13	3.13	890.23
Térreo	1	1.5	0.0	35.72
Fundacao	0	0.0	-1.5	0.00
				<b>TOTAL = 1886.90</b>

A área do pavimento corresponde a área estruturada.

Fonte: Scotti, 1977

A estrutura do edifício é composta por lajes maciças apoiadas em vigas, as quais se apoiam nos pilares, todos constituídos em concreto armado, já o fechamento é em alvenaria de cutelo e reboco tradicional. A fundação é de sapatas isoladas e sapatas corridas.

Mais uma das instituições que tem sua sede construída no bairro do Itacorubi nos anos de 1970, o projeto da sede do CREA-SC apresenta partido com área central dedicada a recepção, mezanino e circulação vertical, enquanto as atividades administrativas são realizadas nas duas áreas laterais. O desenho das fachadas dá continuidade à tradição do escritório Liz Cassol Monteiro, conforme ilustra a Figura 11. Os responsáveis pelo projeto arquitetônico, adotam elementos decorativos em concreto pré-moldado e antecipam a solução da cimalha formada por placas pendentes de concreto que vai aparecer logo depois no centro comercial Ceisa Center.

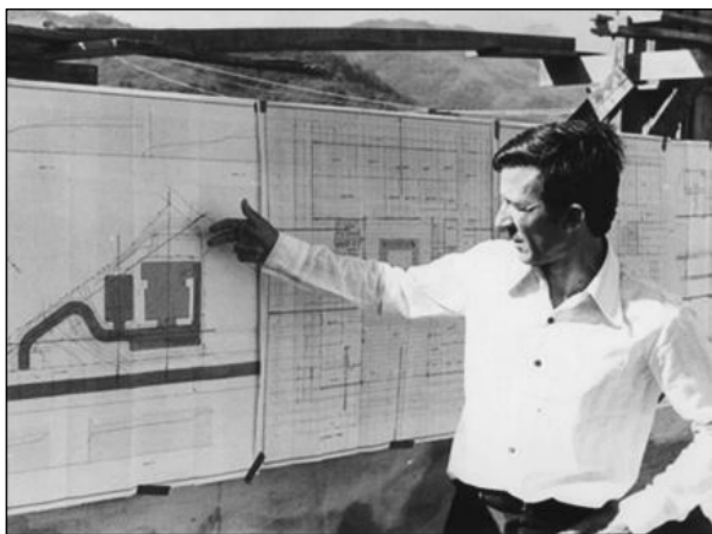
Figura 11 - Sede do CREA-SC



Fonte: [www.crea-sc.com.br](http://www.crea-sc.com.br), 2009

Os responsáveis pelo projeto arquitetônico foram “Liz Cassol Monteiro” e pelo projeto estrutural "Arco Arquitetura e Construções Ltda”. Tal projeto foi executado em 1977 e feito totalmente a mão, conforme consta nas pranchas recebidas do CREA-SC(Anexo A e B). Na Figura 12 o arquiteto Ademar Cassol apresenta o projeto da sede do CREA-SC.

Figura 12 - Arquiteto Ademar Cassol apresenta o projeto do CREA-SC



Fonte: [www.crea-sc.com.br](http://www.crea-sc.com.br), 2009

### 3.1.1 Localização do Caso de Estudo

A edificação está localizada na Rodovia Admar Gonzaga, no bairro Itacorubi, na cidade de Florianópolis, como mostra a Figura 13.

Figura 13 - Localização do Edifício do CREA-SC



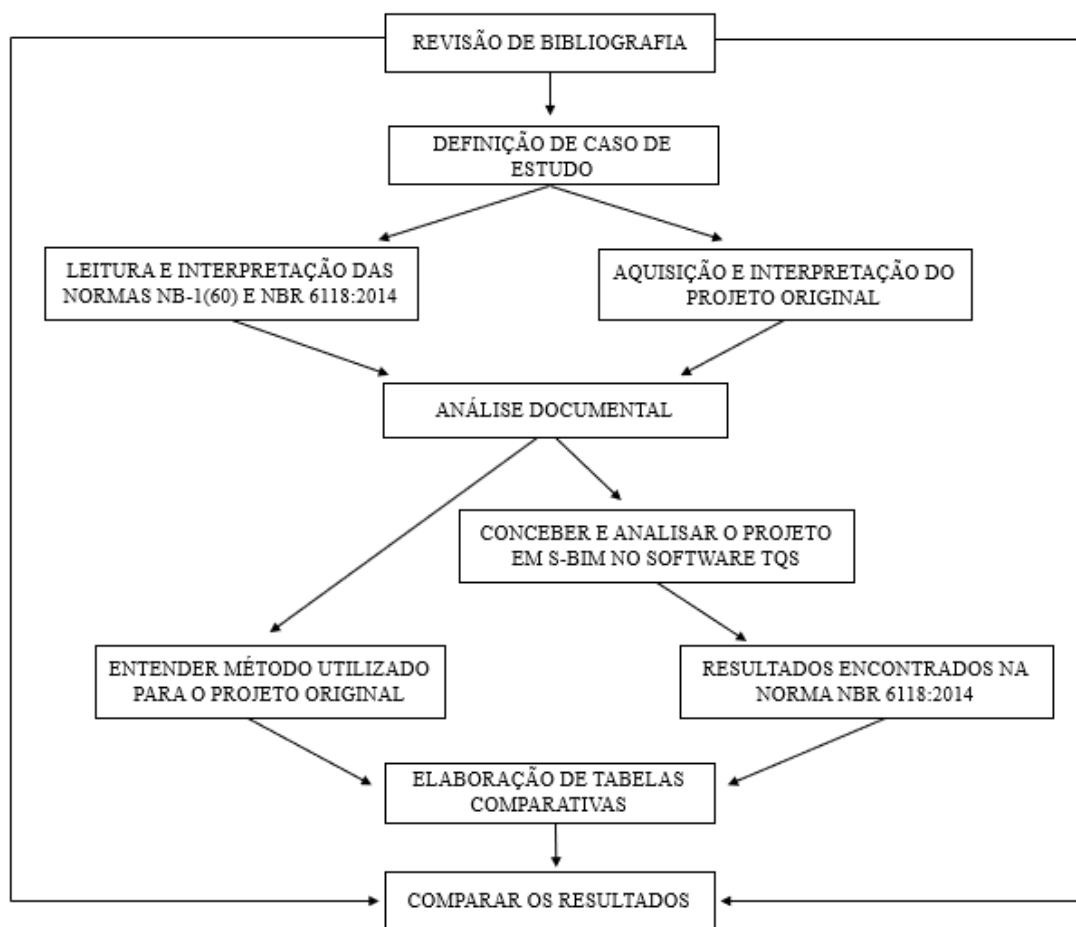
Fonte: Google Maps, 2022.

O Edifício, de acordo com a Figura 13, está implantado em uma área de relevo pouco acidentado, majoritariamente plano, com outros edifícios pequenos nas proximidades, como o condomínio vizinho “Caminho da Lagoa” e a “Celesc” na sua frente.

### 3.2 METODOLOGIA DA PESQUISA

O fluxograma abaixo (Figura 14) demonstra a sequência do procedimento realizado neste trabalho, para melhorar o entendimento das etapas adotadas nesta pesquisa.

Figura 14 - Fluxograma das etapas da pesquisa



Fonte: Autoria própria

### 3.2.1 Método de Pesquisa

Para essa pesquisa em questão foram utilizados dados primários, no qual, não passaram por qualquer tratamento analítico ou científico. O exame de materiais de natureza diversa, que ainda não receberam um tratamento, ou que podem ser reexaminados, buscando-se novas e/ ou interpretações complementares, constitui o que estamos denominando de pesquisa documental.

Os documentos analisados foram as pranchas de projetos cedidas pelo CREA-SC mediante um pedido oficial (Apêndice 3). Primeiramente, foi feita uma análise das pranchas arquitetônicas, para entender a complexidade do edifício. Depois foi feita uma leitura detalhada das pranchas estruturais, a fim de entender o escopo global, assim como as suas especificações. Como se tratava de um projeto antigo, com uma realidade muito diferente da

atual, foi necessário um estudo aprofundado das Normas e métodos utilizados para projeto estrutural da época. Após um entendimento mais completo do edifício e do modo como foi projetado, pode-se por fim realizar uma simulação estrutural do caso de estudo.

Considerando, que a leitura e interpretação dos dados da pesquisa tem abordagem qualitativa, enquanto exercício de pesquisa, não se apresenta como uma proposta rigidamente estruturada, ela permite que a leitura e interpretação explorem novos enfoques. Nesse sentido, a pesquisa documental representa uma forma que pode se revestir de um caráter inovador, trazendo contribuições importantes no estudo de alguns temas. Além disso, os documentos considerados são importantes fontes de dados para outros tipos de estudos qualitativos, merecendo portanto atenção especial.

A pesquisa com abordagem qualitativa teve o objetivo principal de verificar os principais critérios adotados nas normas analisadas. Identificando os métodos e parâmetros da NB-1/60, referente ao projeto original. E também estudado a NBR 6118/2014, referente a norma atual.

Também foi realizada nessa pesquisa uma abordagem quantitativa, por meio da simulação estrutural do edifício. Nesta etapa da pesquisa, sob abordagem quantitativa, teve como objetivo determinar certos parâmetros para guiar as análises que foram realizadas no dimensionamento completo do edifício. O modelo estrutural gerado no final, permitiu um dimensionamento prévio da estrutura, de forma simplificada. Com o resultado deste dimensionamento, foi possível estabelecer certas relações entre as características geométricas dos elementos estruturais e o consumo de aço e concreto, e analisar as diferenças encontradas.

O cálculo da estrutura, através da norma NBR 6118/2014, foi feito por meio do programa TQS versão 13.0. Pode-se fazer o refinamento do cálculo alterando certos parâmetros do programa, mas para essa pesquisa foram adotados os cálculos padrões, a fim de respeitar o texto da Norma atual.

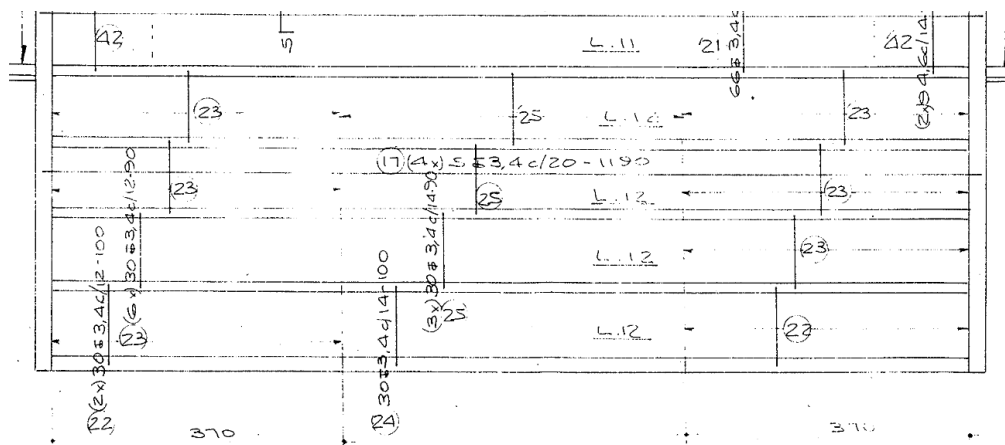
A comparação foi feita entre os resultados definitivos, após todas as iterações entre o resultado estrutural obtido com a norma atual e o método original. A partir desses resultados foram geradas tabelas para a análise quantitativa. Chegou-se às conclusões por meio dessa análise conjunta.

### **3.2.2 Limitações**

Durante a etapa de análise documental do edifício do CREA-SC foram descobertas inúmeras limitações de projeto, tanto impostas por fatores de: falta de informações, representações limitadas, dimensões fora das normas comparativas, uso de bitolas fora do usual e etc.

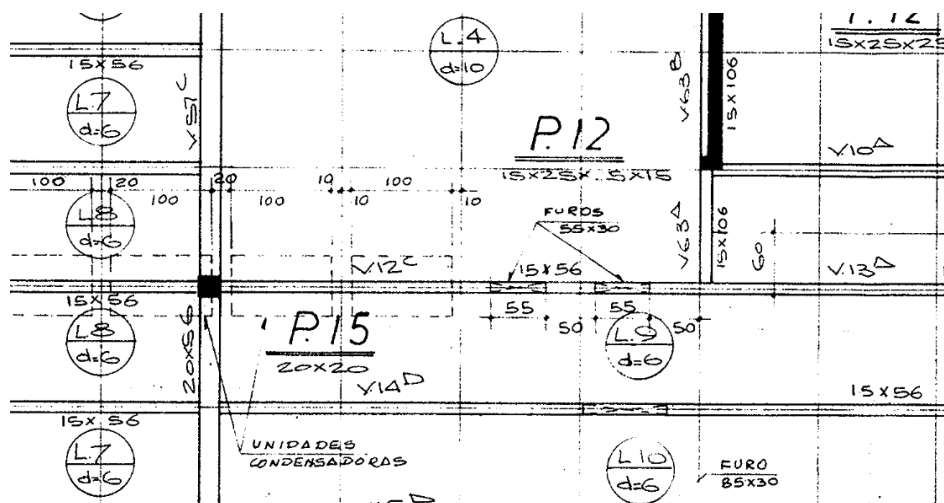
Com relação à grafia do projeto original, a Norma vigente na época era a NB-8/69 - Norma Geral do Desenho Técnico. Nela são fixadas as condições gerais que devem ser observadas na execução dos desenhos: classificação dos desenhos, formato de papel, dobramento de folhas, escalas, legendas, linhas, representação gráfica e cotas. No projeto original, há inúmeras partes de difícil compreensão, como na Figura 15, por conta de serem redigidos à mão há muitos anos. Outro ponto é em relação aos detalhes de representação, como na Figura 16, onde são representados os furos de instalação de forma diferente da usual.

Figura 15 - Representação incompreensível de uma parte das pranchas



Fonte: Scotti, 1977

Figura 16 - Representação de detalhes de instalação

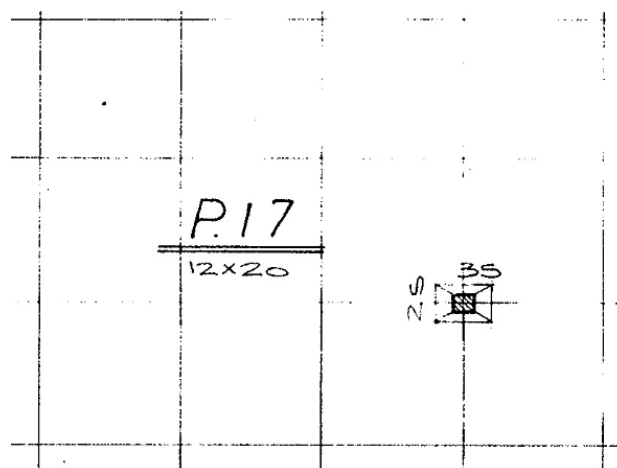


Fonte: Scotti, 1977

Outro exemplo de limitação imposta no modelo original, é com relação ao pilar P17 do projeto que está com dimensões de 12 cm x 20 cm, conforme Figura 17. Tais dimensões eram ainda aceitáveis pela norma NB-1/60, onde estabelecia que a menor dimensão de pilares não cintados não poderia ser inferior a 20 cm, nem a 1/25 de sua altura livre. Excepcionalmente, permitia com o aumento do coeficiente de segurança, pilares com seção retangular com largura não inferior a 12 cm e não maior que 60 cm no seu comprimento. Já a NBR 6118/2014 permite em casos especiais, utilizar a menor dimensão entre 14 e 19 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo por coeficiente adicional. Então para efeito de cálculo do software, o dimensionamento utilizando a norma atual, fez com que houvesse um aumento da seção do pilar para 20 cm x 20 cm.



Figura 17 - Representação de sapata

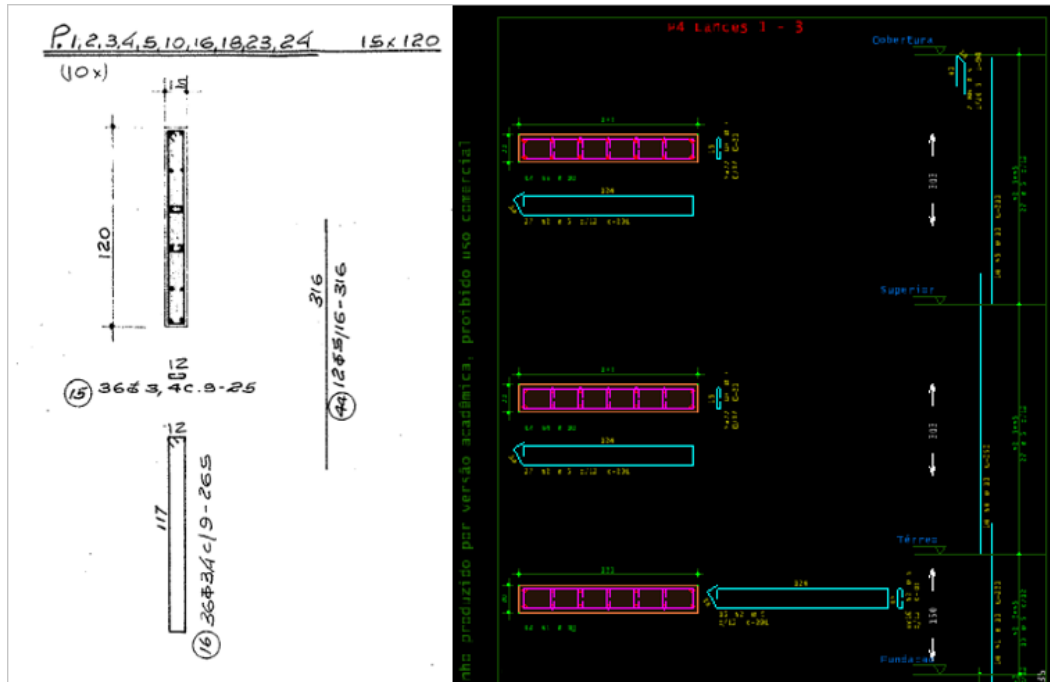


Fonte: Scotti, 1977

Outra dificuldade pontual encontrada nas pranchas, foi a ausência de informações do piso do pavimento térreo, acredita-se que não haja laje nesse pavimento e que provavelmente ocorreu um aterro desse nível, com posterior execução do contrapiso. Ainda com relação às lajes do projeto, muitas se encontravam com dimensão de 7cm, mas pela norma atual, para pisos a altura mínima é de 8 cm.

Com relação ao dimensionamento dos pilares, nas plantas fornecidas é mostrado o dimensionamento dos pilares separados por nível, de modo que dificulta a identificação de como é feita a armação total. Já nos projetos atuais, assim como no software TQS, esse dimensionamento é representado com todos os níveis juntos. Tal comparação é mostrada na Figura 18.

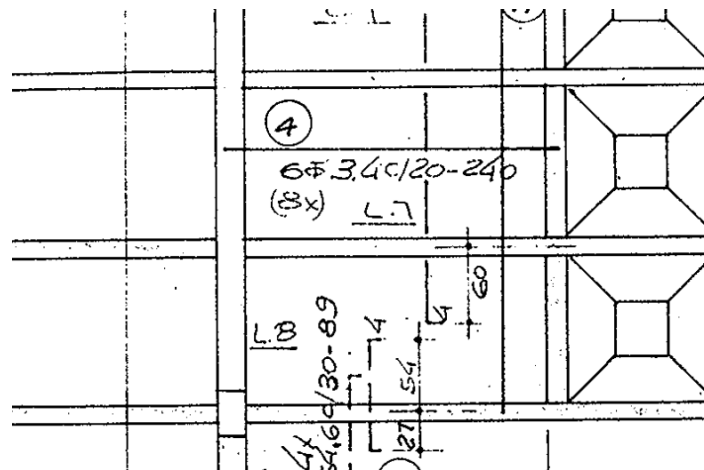
Figura 18 - Comparação das representações de dimensionamento de pilares



Fonte: Autoria própria, 2022.

Outro ponto é em relação aos diâmetros utilizados. No projeto, as armações das lajes contêm bitolas com medidas já não mais usuais hoje em dia, como bitola de 3,4mm, 4,6mm e 6mm, conforme consta na Figura 19. Para uma adequada comparação dos vergalhões utilizados, será comparado principalmente a área dos vergalhões finais. No software TQS não é possível colocar tal diâmetro de vergalhões no software, somente os da Figura 20.

Figura 19 - Exemplo de bitolas utilizadas no projeto original



Fonte: Scotti, 1977

Figura 20 - Tabela de bitolas do TQS

Tabela de bitolas

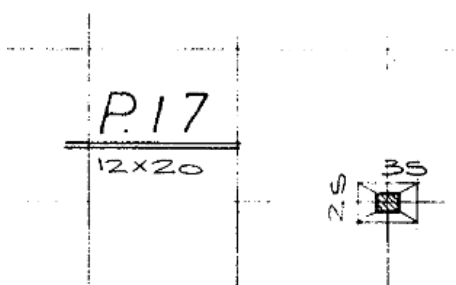
Bitola (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )
4.2	0.13
5	0.19
6.3	0.31
8	0.50
10	0.78
12.5	1.22
16	2.01
20	3.14
25	4.90

Adicionar Remove

Fonte: TQS, 2022

Outro ponto a respeito das dimensões, nas fundações as sapatas têm menos de 60cm de largura da base, sendo menor do que o recomendado na norma. Como a sapata de número 17, com dimensão de 35 x 20cm, conforme Figura 21.



Figura 21 - Sapata 17



Fonte: Scotti, 1977

O fator cronológico também é importante, pois tem-se a informação de que tais projetos foram efetuados em 1977, conforme Figura 22, de tal forma que a norma em vigor da época era ainda a NB-1/60 “Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado”.

Figura 22 - Representação dos selos de projeto

DESENHO  DESETEC DATA: 14/10/77 ESCALA: 1:50 DESENHADO: <i>S. S. S.</i> FOLHA Nº: 13	PROPRIETÁRIO: ..... CONSELHO REGIONAL DE ENGENHARIA ARQUITETURA E AGRONOMIA - 10ª REGIÃO	
	GERAD. SEDE DO CREA - 10ª REGIÃO LOCAL: ..... TÍTULO: ARMAÇÃO DAS LAVES E PILARES DO TETO DO PAVILÃO TERREO	 ARCO VERIFICAÇÃO
	CÁLCULO ESTRUTURAL - ARCO ARQUITETURA E CONSTRUÇÕES LTDA. RUA HERMAN BLUMENAU Nº 212 - VILA RENASCENÇA - SC - TEL. 22-3424	
TUNG CHING CHANG - RUI LUIZ SCOTTI ARQUITETOS ASSOCIADOS - Eng. Sup. Nº 13.313-0/SC-1977		

Fonte: CREA-SC, 1977

### 3.3 PROCEDIMENTOS DA PESQUISA

#### 3.3.1 Aquisição e interpretação do projeto original

A pesquisa documental deste trabalho tratou-se inicialmente de um pedido oficial (Apêndice 3) ao CREA-SC, das pranchas (Anexo A e B) do projeto arquitetônico e estrutural executadas em 1977. Nessa primeira fase, houve um diálogo com o CREA para esclarecimento do estudo desta pesquisa e definido os objetivos da pesquisa documental.

Concluída essa etapa, foi organizado esse material concedido, a fim de facilitar a interpretação dos dados, principalmente pela grande quantidade de informações. Juntamente com o material da revisão bibliográfica, foi possível uma melhor análise dos projetos cedidos.

O material analisado é antigo, como já dito, com métodos e normas diferentes das atuais. Portanto, foi necessário primeiramente uma leitura da norma NB-1(60), sobre “Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado” para melhor compreensão do projeto original.

Para comparação do modelo com projetos estruturais S-BIM, foi feita uma análise da norma atual NBR 6118/2014, que também é utilizada para cálculo no software TQS.

#### 3.3.2 Método do projeto original

Nesta fase é compreendida a execução do projeto na época em questão. Através de uma análise cronológica das normas vigentes, fica claro o método adotado e suas limitações. Para uma total compreensão desta metodologia, faltam informações importantes, como o memorial de cálculo e compreensão de alguns desenhos.

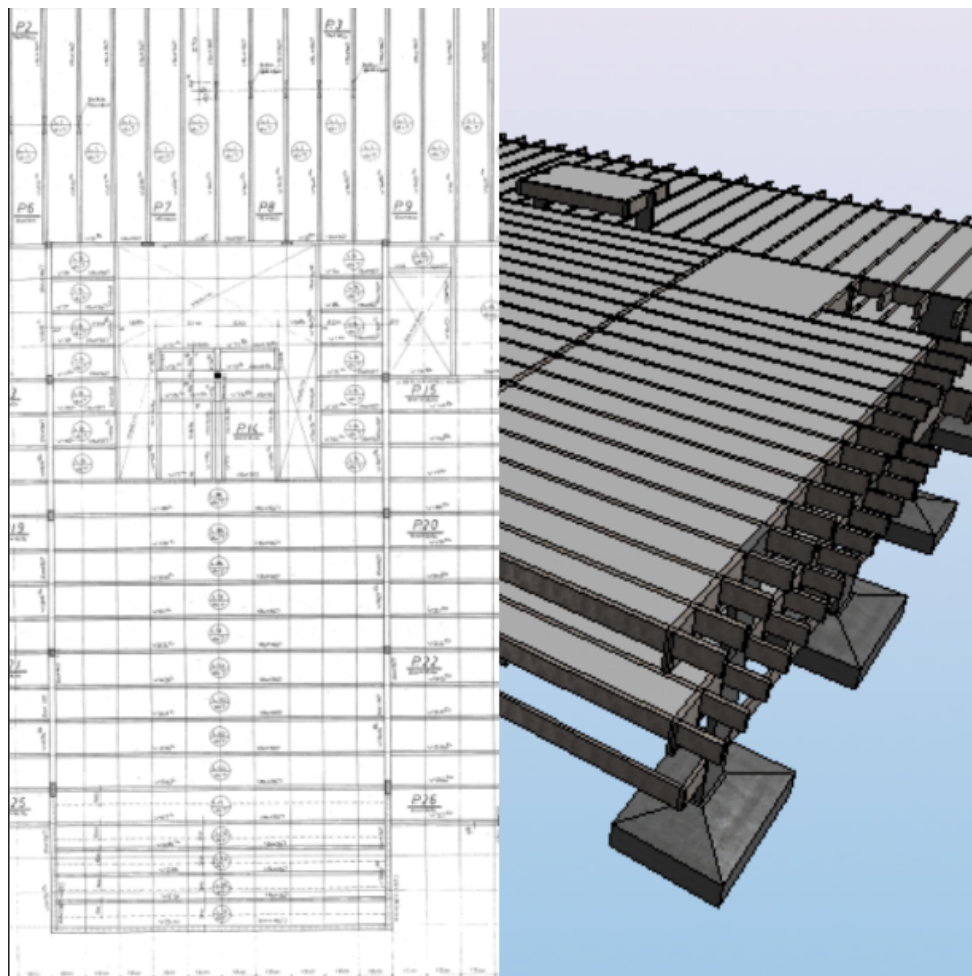
Foram identificados todos os elementos estruturais, suas dimensões e sua organização espacial em planta. Foi compreendido o tipo de armação escolhido para todos esses elementos e o vínculo entre eles.

### **3.3.3 Simulação em S-BIM no software TQS**

Inicialmente, foi feito um requerimento para licença estudantil do software TQS (Apêndice 3). Após aprovado, passou-se um período de aprendizado da ferramenta nova e posterior início da modelagem do estudo de caso.

Para adequada modelagem e comparação, foram definidos critérios específicos de projeto, que serão abordados em seguida. A Figura 23 apresenta uma comparação entre o projeto original do CREA-SC e o modelo S-BIM desenvolvido nesta etapa da pesquisa.

Figura 23 - Representação do projeto original contraposto ao projeto em S-BIM



Fonte: Autoria própria

### 3.3.4 Critérios comuns de projeto

O planejamento de uma estrutura passa pelas fases de decidir o tipo de material, definir os carregamentos e qual modelo estrutural empregado no cálculo. Neste trabalho, as definições dos parâmetros são para o dimensionamento por meio da norma NBR 6118/2014.

Com respeito aos materiais, a resistência característica do concreto foi definida em 30 MPa, respeitando a classe de agressividade ambiental. Valor acima do mínimo recomendado pelas duas Normas: 9 MPa para a Norma de 1960, e 20 MPa para a Norma de 2014. Tal valor é usual atualmente para uma estrutura do porte da que está sendo estudada.

O carregamento vertical é formado por uma parcela permanente e uma variável, entretanto o valor delas varia conforme o caso. A carga permanente, ou seja, a carga relativa

ao peso próprio da estrutura é automaticamente determinada pelo programa. As definições abaixo foram usadas para o pavimento do edifício estudado:

a) Para carga permanente: lajes em balanço:  $1,5 \text{ kN/m}^2$  (proporcional ao aparelho de ar-condicionado e proteção) e para carga variável:  $1,0 \text{ kN/m}^2$ ;

b) Para carga permanente (proporcional ao revestimento):  $1,0 \text{ kN/m}^2$  e para carga variável:  $3,0 \text{ kN/m}^2$ .

O carregamento horizontal, por sua vez, é gerado pela ação do vento. Desta forma, é de suma importância a consideração deste carregamento para estruturas altas, obedecendo as recomendações da Norma de vento NBR 6123/1988. Com respeito à cidade de Florianópolis, a velocidade básica foi considerada em  $42 \text{ m/s}$ . Abaixo seguem outros elementos para a determinação da pressão do vento:

a) classe da edificação B: para maior dimensão entre 20 e 50 m;

b) categoria de rugosidade II: para terrenos abertos com poucos obstáculos. Árvores, edificações baixas, zonas costeiras, vegetação rala, pradaria.

c) condição topográfica igual a 1: para terreno plano com poucos obstáculos

d) fator estatístico igual a 1: para edificações em geral.

Dois parâmetros foram levados em consideração para a definição do modelo estrutural para o projeto deste trabalho: familiaridade com o modelo e validade dos resultados. Há modelos estruturais voltados para a análise de pavimentos isolados e à análise global da estrutura. No que diz respeito ao primeiro grupo, temos: vigas contínuas, grelha e elementos finitos; no que diz respeito ao segundo: pórtico plano e pórtico espacial. No dimensionamento de um edifício, uma combinação entre modelos concebe uma representação mais perto da realidade.

Devido à simplicidade do método e por ser o mais divulgado durante a graduação, o método simplificado e vigas contínuas foram os escolhidos para avaliar os esforços verticais nos níveis dos pavimentos. Esta situação assevera domínio sobre as variáveis do modelo. O modelo de pórtico espacial foi adotado para avaliar o comportamento global e esforços horizontais.

Consta-se que o método simplificado não retrata de modo fiel a distribuição das cargas e os esforços nas vigas, por isso, estas foram analisadas pelo modelo de pórtico espacial.

### 3.3.4.1 Critérios Específicos de projeto

A seguir apresentar-se-ão alguns critérios específicos para o dimensionamento de estruturas para cada Norma sobre concreto armado discutida no trabalho. Visto que o objetivo deste trabalho não é detalhar os critérios, abaixo serão tratados apenas alguns deles direcionados às disposições construtivas, às características geométricas e às características de materiais para os elementos estruturais.

Neste capítulo não serão relatadas recomendações de Norma relacionadas a métodos de cálculo. Questões específicas serão apresentadas na análise dos resultados, se houver necessidade para o entendimento de algum formulário matemático.

### 3.2.4.2 Análise e dimensionamento segundo a norma NB-1/60

É importante, neste ponto, fazer uma observação antes de relacionar os critérios específicos da antiga Norma. Na época em que essa Norma foi publicada, a moderna tecnologia digital não era acessível, o que limitava enormemente a capacidade de se fazer análises estruturais com suporte de simulação. Embora se tenha conhecimento de certas ações e seus efeitos, estes não podiam ser examinados, ou por não se ter ferramentas apropriadas, ou por que os cálculos envolvidos exigiam um tempo demasiado. Conseqüentemente, análises globais eram impraticáveis e os elementos estruturais eram analisados de forma separada, com a estrutura sendo dividida em partes. As análises feitas desse modo eram muito ultrapassadas e propensas a construir estruturas pesadas e rígidas. Neste contexto que foi projetado o edifício caso do estudo, o prédio do CREA-SC, teve então sua concepção, análise e dimensionamento muito diferente do que ocorre na era atual.

O avanço nas pesquisas e testes e a inovação tecnológica proveram o fundamento para o aparecimento de novas técnicas de cálculo e de análise estrutural. Com o uso de ferramentas mais potentes de cálculo, que consideravam de forma mais adequadas as conexões entre elementos, as deformações globais, a instabilidade e os efeitos de 2ª ordem, os métodos de avaliação globais da estrutura foram abandonados.

Mais um aspecto pertinente que modificou a concepção de projeto foi a criação e disseminação da Norma Brasileira, apresentada em 1988, com respeito à ação do vento nas



edificações – NBR 6123. Até este momento, o efeito dessa ação somente podia ser avaliado tomando como base Normas estrangeiras, por isso a Norma de 1960 orientava a consideração da ação do vento apenas em casos especiais. Mas, antes mesmo da revisão de 2014, a abundância de conhecimento com respeito à ação do vento em estruturas, proveniente de ensaios em túnel de vento, aliado ao advento de ferramentas mais potentes de cálculo, aprovaram que se iniciasse a avaliação de forma mais precisa, completa e profunda dos efeitos do vento em edifícios. Atualmente, passou a ser prática costumeira analisar estes efeitos, várias vezes combinando dados teóricos e experimentais.

Abaixo estão listados alguns dos principais critérios usados no dimensionamento de estruturas de concreto armado segundo o texto da Norma de 1960:

- a) cobrimentos:
  - lajes e paredes no interior de edifícios: 1cm ;
  - lajes e paredes ao ar livre: 1,5cm;
  - vigas,pilares e arcos no interior de edifícios: 1,5cm;
  - vigas,pilares e arcos ao ar livre: 2cm;
  - peças em contato ao solo: 2cm;
- b) taxa mínima de armadura para pilares: 0,8%;
- c) deformação máxima para vigas e lajes: 1/300 do vão teórico.

Muito diferente da norma atual que especifica o tipo de cobertura de acordo com o ambiente projetado, conforme já abordado no tópico 2.3.5.3. A norma NB-1/60 não trata do assunto de maneira específica e o único que é dito sobre agressão ambiental aos elementos estruturais consta no tópico C da NB-1/60, onde: ‘medidas especiais de proteção devem ser tomadas sempre que elementos da estrutura se achem expostos à ação prejudicial de agentes externos, tais como ácidos, álcalis, águas agressivas, óleo e gases nocivos, altas e baixas temperaturas. Os coeficientes de segurança deverão ser multiplicados por 1,2

É importante destacar, neste momento, que para a realização do trabalho, a avaliação dos deslocamentos horizontais levou em consideração os mesmos critérios e valores da Norma de 2014, isso ocorreu porque a Norma de 1960 não define esses valores, mas apenas orienta sua verificação. São os seguintes os valores limites analisados: 1/1700 da altura total

do prédio para deslocamento do topo; e 1/850 do pé-direito para deslocamento entre pavimentos.

#### 3.2.4.3 Análise e dimensionamento segundo a norma NBR 6118/2014

As recomendações para os requisitos de qualidade e durabilidade constituem uma das principais evoluções da atual Norma. Com a introdução do conceito de classe de agressividade ambiental (CAA) e a relação direta feita entre durabilidade da estrutura e qualidade e espessura do cobrimento, houve um acréscimo no valor mínimo de resistência do concreto, bem como na espessura do cobrimento dos elementos. No entanto, a Norma permite que se façam combinações: ao ser empregado um concreto de melhor qualidade a espessura pode ser reduzida, garantindo a mesma durabilidade para a estrutura. De qualquer forma, os critérios para a durabilidade e o cobrimento acarretam o uso de concretos de maior resistência mecânica e sugerem o emprego de elementos de maiores dimensões. (INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2007).

De forma a se estabelecer uma comparação com o item anterior, a seguir serão listados alguns critérios utilizados no dimensionamento da estrutura de interesse neste trabalho, segundo o texto da Norma de 2014:

- a) cobrimentos para CAA III:
  - pilares e vigas: 40 mm;
  - lajes: 35 mm.
- b) taxa mínima de armadura para pilares: 0,4%;
- c) deformação máxima para vigas e lajes: 1/250 do vão teórico.

## 4 RESULTADOS

Os processos de cálculo realizados para a estrutura geraram uma quantidade enorme de dados e de resultados. Dessa forma, foram escolhidos alguns dos principais resultados encontrados para serem apresentados neste capítulo, com o objetivo de sustentar as discussões associadas à questão de pesquisa proposta para o trabalho.

Alguns destes dados já foram apresentados e discutidos em capítulos anteriores, como, por exemplo, o fck utilizado e o valores mínimos de dimensão de elementos. Esses dois dados serviram, numa etapa intermediária do trabalho, para que fossem definidos certos critérios até se chegar aos resultados finais. Os resultados finais, composto de quantitativos de materiais, serviram para responder à questão de pesquisa e para elaborar as conclusões deste trabalho.

### 4.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados gerados pelos cálculos podem ser divididos, de uma forma geral, como segue: um grupo de resultados que serve como subsídio para explicar a resposta da estrutura, bem como para determinar o consumo de materiais; e outro grupo formado por tabelas, com quantitativos de aço, com relação a armadura longitudinal ou transversal.

Primeiramente sob análise documental do projeto, ficaram claras algumas comparações sobre a norma vigente na época do projeto e a atual. Elas são apresentadas no Quadro 3.

Quadro 3 - Comparativo entre normas

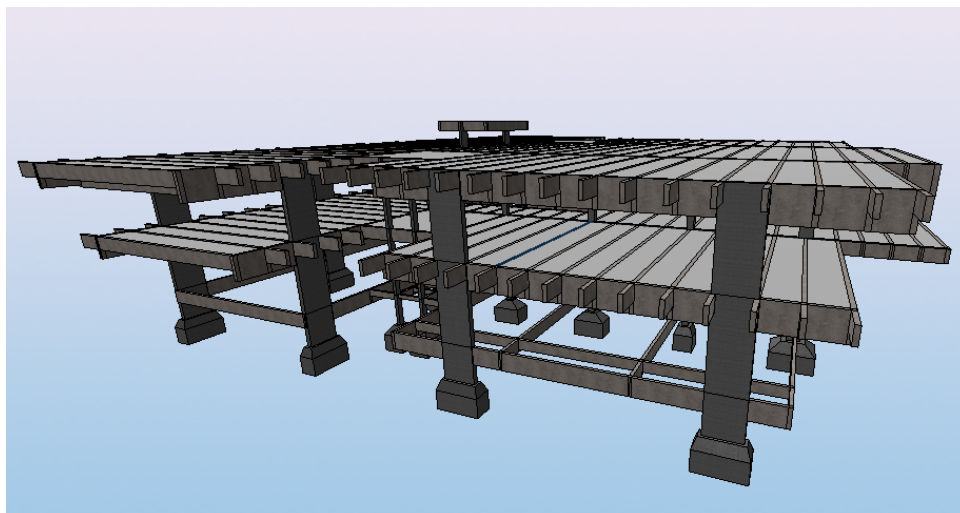
	<b>COMPARATIVO NORMAS</b>	
	Projeto original	Simulação S-BIM
Norma Vigente	<b>NB-1/60</b>	<b>NBR 6118/2014</b>
Fck mínimo	9Mpa	20Mpa
Dimensão mínima de pilar	12cm	14cm
Dimensão mínima de laje(cobertura)	5cm	7cm
Dimensão mínima de laje(piso)	7cm	8cm
Dimensão mínima de sapata	25cm	60cm
Dimensão mínima de vigas	8cm	10cm
Diâmetro mínimo de estribos	3,4mm	5,0mm
CA utilizado	CA-37 e CA-50	CA-50 e CA-60
Bitolas utilizadas	3,4; 4,6; 6; 7; 1/4'; 5/16'; 3/8'; 1/2'; 5/8'; 3/4'	5; 6,3; 8; 10; 12,5; 16; 20; 25
Necessidade de armadura de pele	Sem restrições	Viga com altura maior que 60cm de altura

Fonte: Autoria própria, 2022

#### 4.1.1 Modelo S-BIM

No processo de construção do edifício virtual S-BIM, os elementos (sapatas, pilares, vigas e lajes) são melhor assimilados e detalhados. Na elaboração do modelo ficou claro como o BIM proporciona novos níveis de visualização espacial e compreensão das informações, conforme ilustra a Figura 24.

Figura 24 - Modelo S-BIM



Fonte: TQS, 2022

Outro ganho do modelo S-BIM, para o aprimoramento da qualidade de projetos, é a identificação de possíveis erros de representação gráfica CAD e a melhoria na visualização das interferências de todos os elementos do modelo. No início da modelagem do projeto estrutural, já é possível identificar os elementos de forma direta e objetiva, facilitando o nível de entendimento do Edifício virtual.

#### **4.1.2 Consumo de fôrmas e concreto**

São apresentados na Tabela 4 os valores de fôrma em metro quadrado e concreto em metro cúbico da Fundação do projeto, tanto do modelo original quanto do modelo S-BIM desenvolvido nesta pesquisa.

Tabela 4 - Consumo de fôrmas e concreto na Fundação

	FUNDAÇÃO		% DIFERENÇA
	PROJETO ORIGINAL	MODELO S-BIM	
Norma utilizada	NB-1/60	NBR 6118/2014	
Forma(m <sup>2</sup> )	94	106,16	12,94%
Concreto(m <sup>3</sup> )	17,55	20,41	16,30%

Fonte: Autoria própria, 2022

Com relação à diferença encontrada, fica claro que a necessidade de aumentar a dimensão de algumas sapatas do projeto, por questões de ajustes no dimensionamento e requisitos obrigatórios da Norma NBR 6118/14, fez com que houvesse uma maior necessidade de fôrmas e concreto, o que era esperado.

Na Tabela 5 são apresentados os valores de consumo de fôrmas e concreto do pavimento térreo.

Tabela 5 - Consumo de fôrmas e concreto no Pavimento Térreo

	PAVIMENTO TÉRREO		% DIFERENÇA
	PROJETO ORIGINAL	MODELO S-BIM	
Norma utilizada	NB-1/60	NBR 6118/2014	
Forma(m <sup>2</sup> )	514	485,87	-5,47%
Concreto(m <sup>3</sup> )	22,53	20,84	-7,50%

Fonte: Autoria própria, 2022

Com relação aos valores de fôrma encontrados no Pavimento Térreo, fica claro que a ausência da escada e de um subnível previsto corroboram para uma diferença final do quantitativo de fôrma. Mas de maneira geral, foram encontrados valores próximos nesse caso.

Já com relação ao quantitativo de concreto encontrado, supõe-se que tanto o fck quanto a ausência de elementos fizeram essa grande diferença.

Para o pavimento Superior, os valores estão na Tabela 6.

Tabela 6 - Consumo de fôrmas e concreto no Pavimento Superior

	PAVIMENTO SUPERIOR		% DIFERENÇA
	PROJETO ORIGINAL	MODELO S-BIM	
Norma utilizada	NB-1/60	NBR 6118/2014	
Forma(m <sup>2</sup> )	2175	2146,66	-1,30%
Concreto(m <sup>3</sup> )	183,1	173,71	-5,13%

Fonte: Autoria própria, 2022

Em relação a redução de fôrma, pode-se entender que o não englobamento da escada no modelo já seria suficiente para uma pequena redução da área de forma. Já com relação ao concreto, mesmo tendo aumentado a dimensão de alguns elementos estruturais, não houve modificações de grande porte. Acredita-se que por ter sido adotado um fck de projeto de 30 Mpa, muito maior que o fck do projeto original de 18 Mpa, o consumo de concreto reduziu significativamente.

Já para o pavimento Cobertura do edifício, os resultados encontrados estão no Tabela 7.

Tabela 7 - Consumo de fôrmas e concreto na Cobertura

	COBERTURA		% DIFERENÇA
	PROJETO ORIGINAL	MODELO S-BIM	
Norma utilizada	NB-1/60	NBR 6118/2014	
Forma(m <sup>2</sup> )	2239	2231,39	-0,34%
Concreto(m <sup>3</sup> )	166,64	161,7	-2,96%

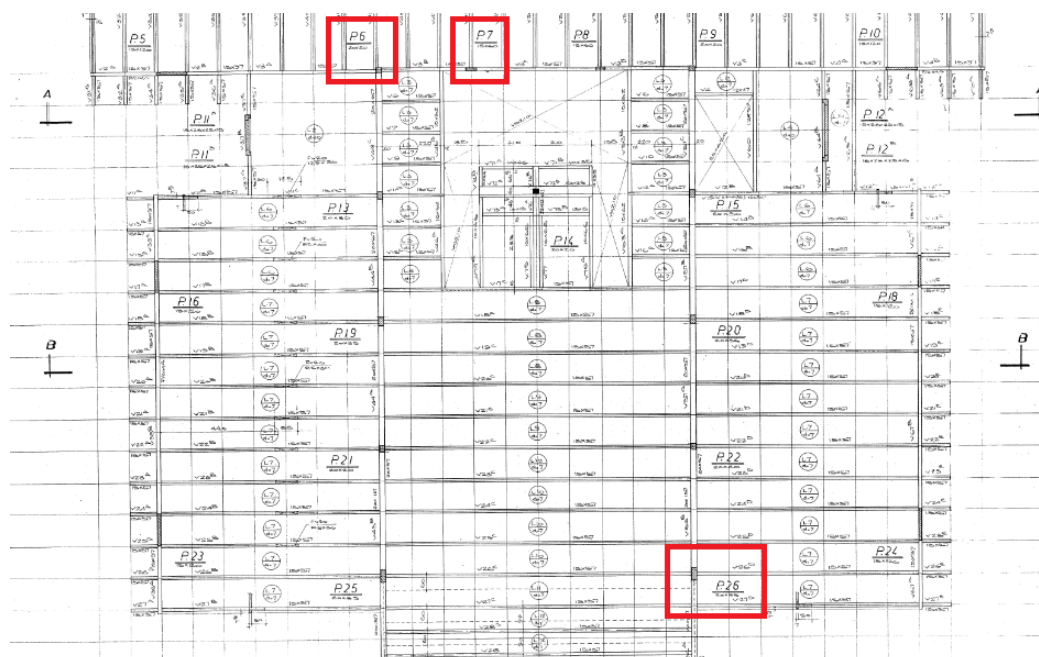
Fonte: Autoria própria, 2022

Como neste pavimento pôde ser repetido o modelo S-BIM conforme o projeto original, sem grandes restrições, o valor das fôrmas ficou muito próximo. Já com relação ao concreto, acredita-se que o valor do fck tenha sido o principal responsável pela pequena diferença no quantitativo encontrado, de menos de 3%.

#### 4.1.2 Dimensionamento de vigas e pilares

Neste capítulo serão apresentadas as comparações sobre o dimensionamento do projeto original e do modelo S-BIM, para elementos de vigas e pilares. Os pilares comparados são P6, P7 e P26, localizados na Figura 25. Também foram comparadas as vigas V11(pavimento térreo), V26(pavimento superior) e V44(cobertura), que serão apresentados na sequência.

Figura 25 - Localização Pilares P6, P7 e P26



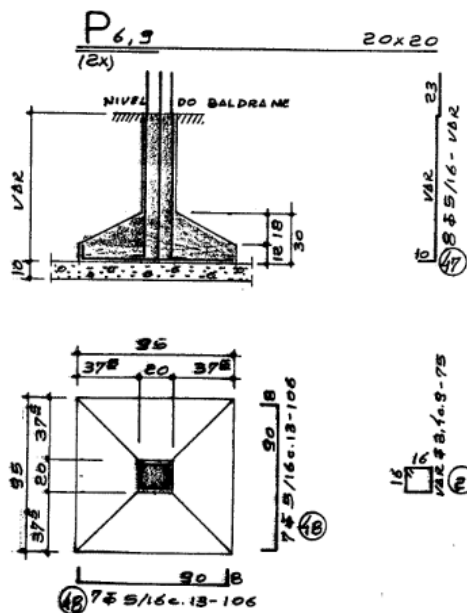
Fonte: Adaptado de Scotti (1977)

#### 4.1.2.1 Pilar P6

É apresentado primeiramente os dados do dimensionamento feito no projeto original do pilar P6, sob efeito da norma NB-1/60, com dimensões de 20x20cm, na Figura 26, Figura 27 e Figura 28.

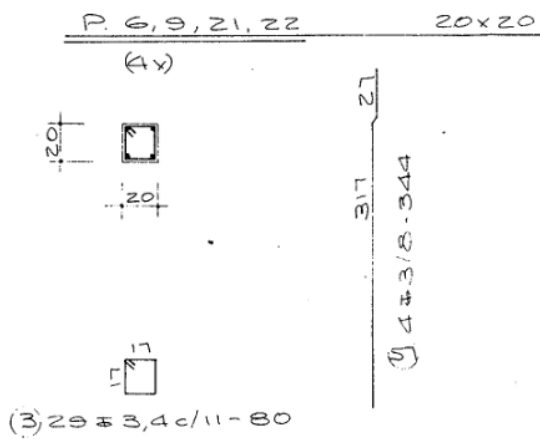


Figura 26 - Dimensionamento Lance 1 pilar P6



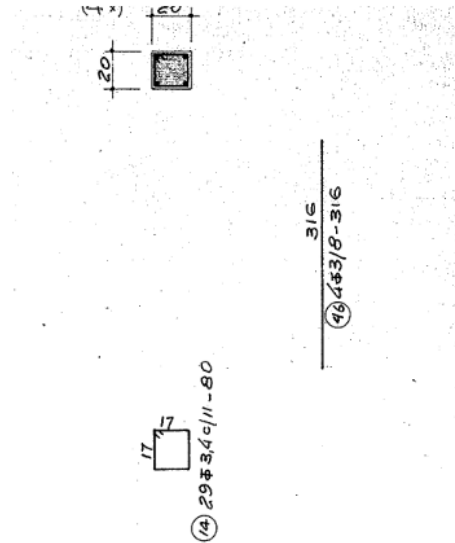
Fonte: Scotti, 1977

Figura 27 - Dimensionamento Lance 2 pilar P6



Fonte: Scotti, 1977

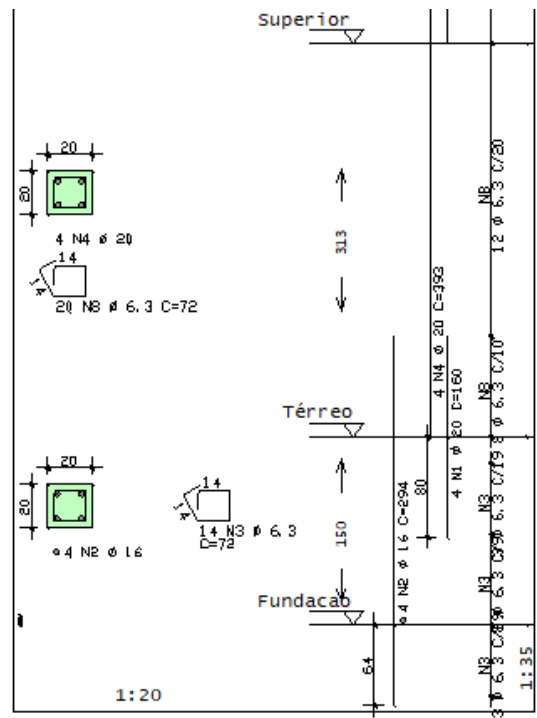
Figura 28 - Dimensionamento Lance 3 pilar P6



Fonte:Scotti, 1977

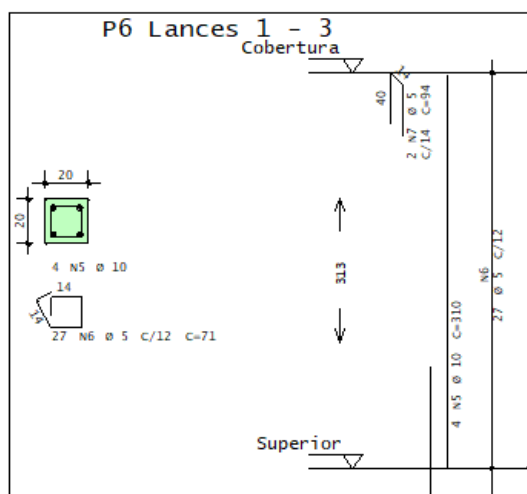
Agora são apresentados os resultados encontrados na simulação estrutural S-BIM, através da Norma NBR 6118/2014, na Figura 29 e Figura 30.

Figura 29 - Dimensionamento Lance 1 e 2 do pilar P6



Fonte:TQS, 2022

Figura 30 - Dimensionamento Lance 3 do pilar P6



Fonte:TQS, 2022

A fim de facilitar o entendimento e compreensão das diferenças encontradas no dimensionamento, foi feita tabelas comparativas, com uma relação dos lances do projeto, seu fck, cobrimento, diâmetro do aço adotado ( $\emptyset$ ), número de vergalhões de aço (n), área adotada de armadura (As) e taxa geométrica de armadura (p). Segue a comparação através da Tabela 8.

Tabela 8 - Comparativo da armadura longitudinal

Lance	Pavimento	PROJETO ORIGINAL(NB-1/60)						SIMULAÇÃO S-BIM(NBR 6118/2014)					
		Armadura Longitudinal						Armadura Longitudinal					
		Fck	Cobrimento	$\emptyset$ (mm)	n	As(cm <sup>2</sup> )	p(%)	Fck	Cobrimento	$\emptyset$ (mm)	n	As(cm <sup>2</sup> )	p(%)
3	Cobertura	18Mpa	1,5cm	10	4	3,1	0,79	30Mpa	4cm	10	4	3,1	0,79
2	Superior	18Mpa	1,5cm	10	4	3,1	0,79	30Mpa	4cm	20	4	12,6	3,14
1	Térreo	18Mpa	1,5cm	8	8	4	1	30Mpa	4cm	16	4	8	2,01

Fonte: Aatoria própria, 2022.

Ao analisar o dimensionamento da armadura longitudinal do pilar P6, nota-se no projeto original um reforço no lance 1 e uma posterior armação contínua, com armação igual para o lance 2 e 3. Ao comparar com a simulação S-BIM, que possui maior cobrimento e fck, nota-se a escolha de uma armação com mais área para o lance 1 e 2, e menor para o lance 3.

Com relação ao dimensionamento da armadura transversal, a Tabela 9 apresenta os resultados encontrados.

Tabela 9 - Comparativo da armadura transversal

		Projeto Original(NB-1/60)		Simulação S-BIM(NBR 6118/2014)	
		Armadura Transversal		Armadura Transversal	
Lance	Pavimento	Ø(mm)	c/cm	Ø(mm)	c/cm
3	Cobertura	3,4	11	5	12
2	Superior	3,4	11	6,3	20
1	Térreo	3,4	9	6,3	19

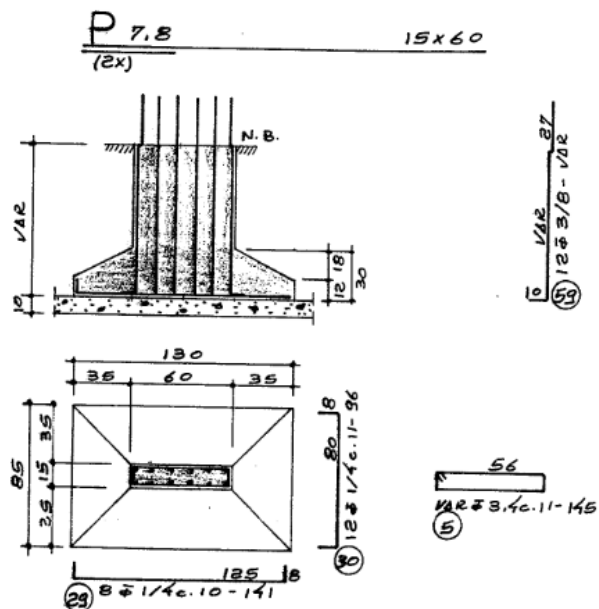
Fonte:Autoria própria, 2022.

O diâmetro adotado para a armadura transversal também mudou do projeto original para o modelo S-BIM, visto que pela nova norma o mínimo para armadura transversal é de 5mm

#### 4.1.2.2 Pilar P7

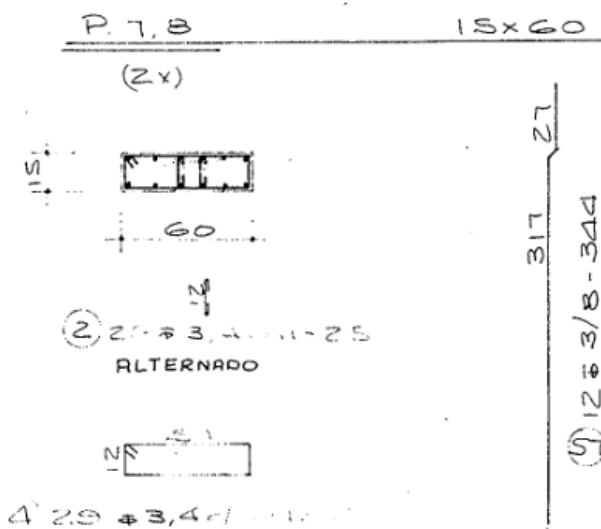
É apresentado primeiramente os dados do dimensionamento feito no projeto original do pilar P7, sob efeito da norma NB-1/60, com dimensões variando de 15x60cm a 15x40cm na Figura 31 , Figura 32 e Figura 33.

Figura 31 - Dimensionamento Lance 1 pilar P7



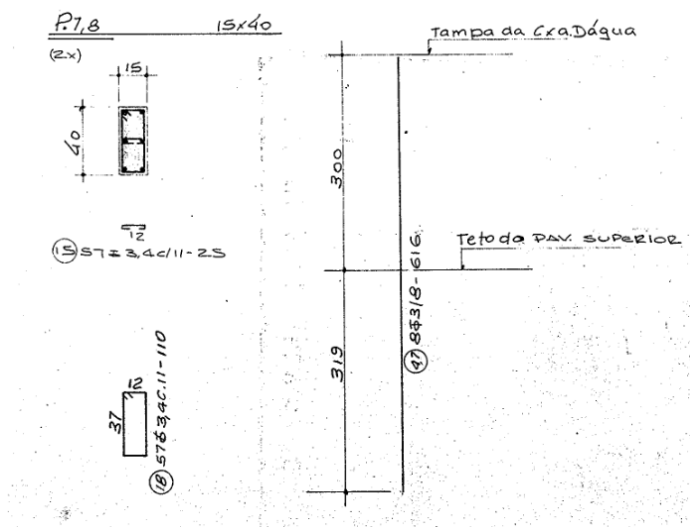
Fonte:Scotti, 1977

Figura 32 - Dimensionamento Lance 2 pilar P7



Fonte:Scotti, 1977

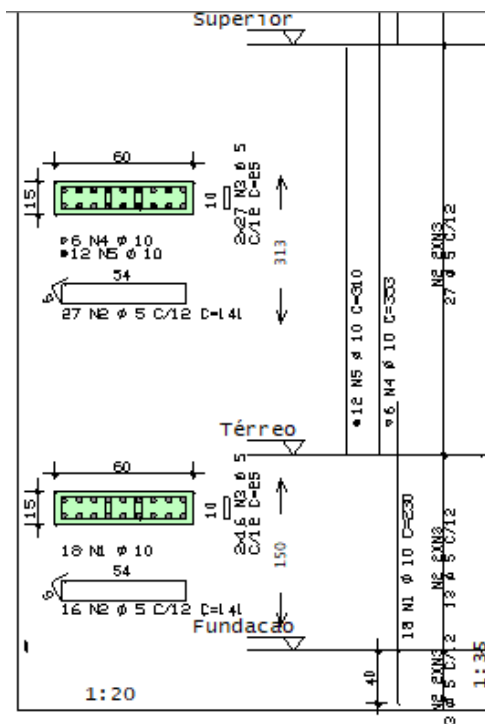
Figura 33 - Dimensionamento Lance 3 e 4 pilar P7



Fonte:Scotti, 1977

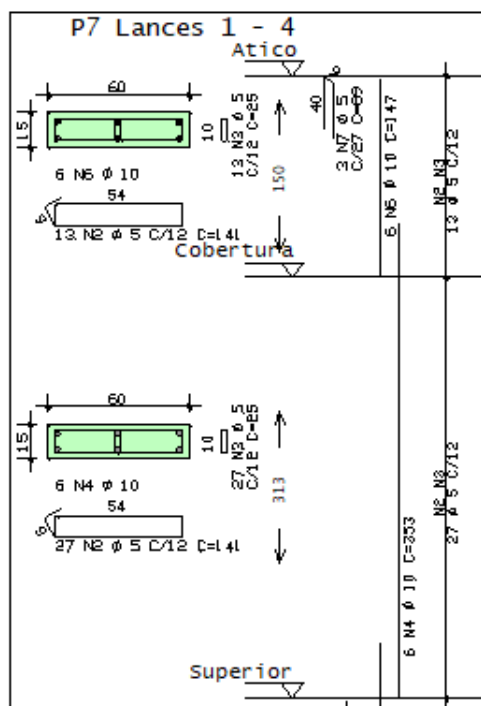
Agora são apresentados os resultados encontrados na simulação estrutural S-BIM, através da Norma NBR 6118:2014, na Figura 34 e Figura 35.

Figura 34 - Dimensionamento Lance 1 e 2 do pilar P7



Fonte:TQS, 2022

Figura 35 - Dimensionamento Lance 3 e 4 do pilar P7



Fonte:TQS, 2022

Após analisado o dimensionamento do Pilar P7, foi feita uma comparação dos principais valores encontrados, na Tabela 10

Tabela 10 - Comparativo da armadura longitudinal

Lance	Pavimento	PROJETO ORIGINAL(NB-1/60)							SIMULAÇÃO S-BIM(NBR 6118/2014)						
		Seção(cm)	Fck	Cobrimento	Ø(mm)	n	As(cm <sup>2</sup> )	p(%)	Seção(cm)	Fck	Cobrimento	Ø(mm)	n	As(cm <sup>2</sup> )	p(%)
4	Ático	15x40	18Mpa	1,5cm	10	8	6,2	1,03	15x60	30Mpa	4cm	10	6	4,7	0,52
3	Cobertura	15x40	18Mpa	1,5cm	10	8	6,2	1,03	15x60	30Mpa	4cm	10	6	4,7	0,52
2	Superior	15x60	18Mpa	1,5cm	10	12	9,3	1,03	15x60	30Mpa	4cm	10	18	14,1	1,57
1	Térreo	15x60	18Mpa	1,5cm	10	12	9,3	1,03	15x60	30Mpa	4cm	10	18	14,1	1,57

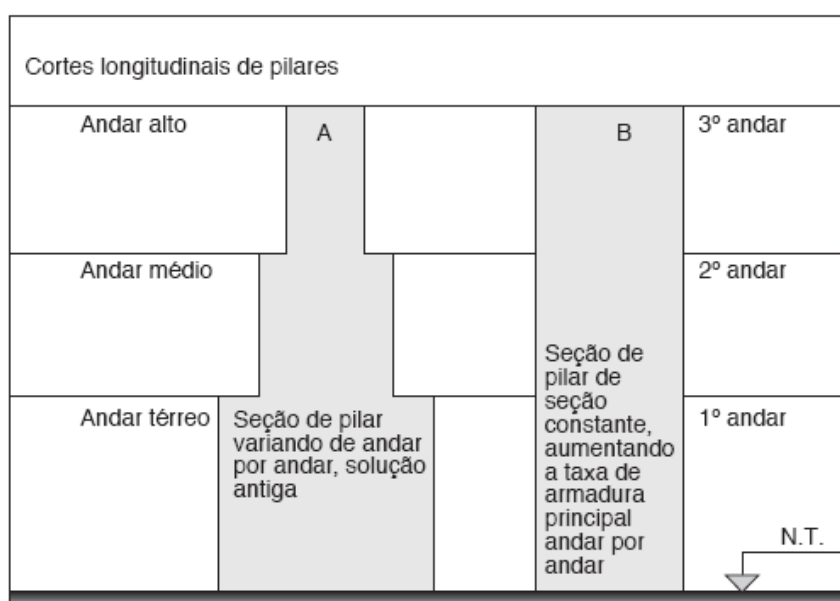
Fonte:Autoria própria, 2022.

Primeiramente no projeto original, o pilar P7, sua seção reduz de tamanho na cobertura (de 15x60cm para 15x40cm), de tal maneira que a taxa geométrica de armadura se mantém a mesma durante todos os pavimentos, o que era comum em projetos estruturais da época. As cargas que atuam nos pilares vão crescendo dos andares mais altos para os mais

baixos. Antigamente, a solução estrutural de pilares era compatível com a carga em cada andar, então alterava-se a seção de concreto e de aço, conforme o caso (BOTELHO, 2006).

Ao realizar a simulação S-BIM desse pilar, não foi possível reduzir da mesma maneira, alegando armadura transversal excessiva, portanto manteve-se a mesma seção. Com a alteração do critério de taxa de armadura na nova Norma, mantém-se a mesma seção e há mudanças na taxa de armadura dos elementos ao longo dos diferentes níveis do projeto. Desta forma, a seção dos pilares é a mesma em todos os níveis do projeto, contribuindo para economia e reaproveitamento de fôrmas, e o que varia nos diferentes níveis é a taxa de armadura (BOTELHO, 2006). A Figura 36 apresenta um corte longitudinal em pilares, mostrando as diferentes soluções para seção destes elementos e consideração de taxas de armadura no cálculo (BOTELHO, 2006)

Figura 36 - Seções de Pilares



Fonte: Botelho, 2006

Com relação ao número de vergalhões de aço, no projeto original os dois primeiros lances foram com 12 bitolas e os dois últimos com 8 bitolas. Já na simulação, os dois primeiros foram com 18 bitolas e os dois últimos com 6 bitolas. Em ambos os projetos, foi-se utilizado o diâmetro de 10mm e também foi reduzida sua área de armadura longitudinal com o avançar dos níveis.



Com relação ao dimensionamento da armadura transversal, a Tabela 11 apresenta os resultados encontrados.

Tabela 11 - Comparativo da armadura transversal

Lance	Pavimento	Projeto Original(NB-1/60)		Simulação S-BIM(NBR 6118/2014)	
		Armadura Transversal		Armadura Transversal	
		Ø(mm)	c/cm	Ø(mm)	c/cm
4	Ático	3,4	11	5	12
3	Cobertura	3,4	11	5	12
2	Superior	3,4	11	5	12
1	Térreo	3,4	11	5	12

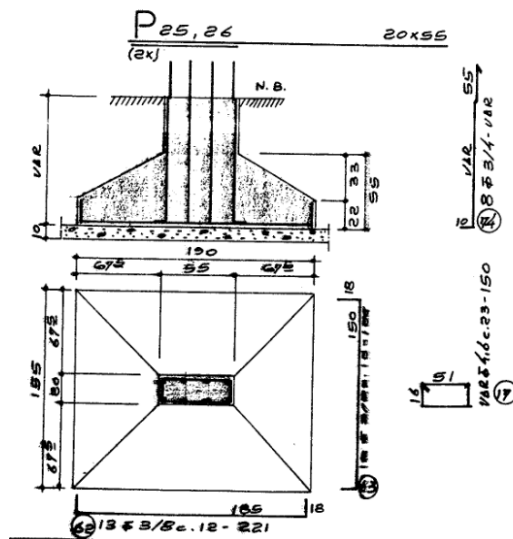
Fonte:Autoria própria, 2022.

Em ambos os projetos foi decidido por armaduras transversais iguais para todos os lances, mas a Simulação S-BIM previu maior diâmetro da armadura, por analisar que tal pilar necessitava maior esforço contra o cisalhamento imposto. E também para respeitar o diâmetro mínimo dos estribos em pilares definido na NBR 6118/2014, que não pode ser inferior a 5mm.

#### 4.1.2.3 Pilar P26

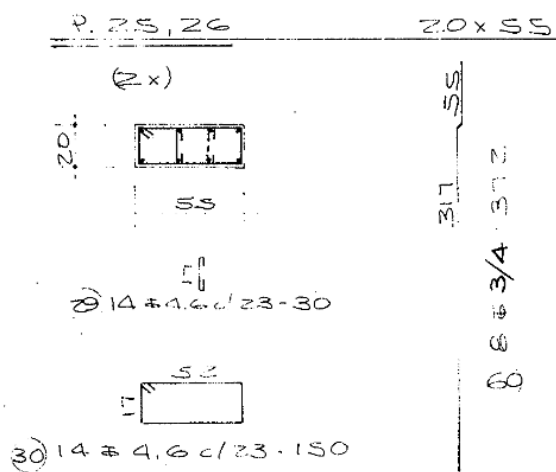
É apresentado primeiramente os dados do dimensionamento feito no projeto original do pilar P26, de dimensões 20x55cm e 20x30cm, sob efeito da norma NB-1/60, na Figura 37 , Figura 38 e Figura 39.

Figura 37 - Dimensionamento Lance 1 pilar P26



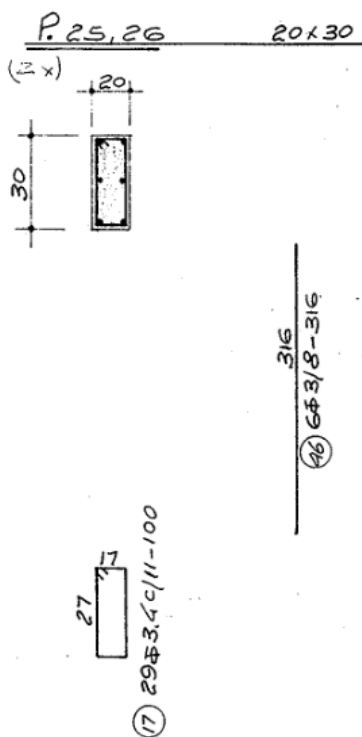
Fonte:Scotti, 1977

Figura 38 - Dimensionamento Lance 2 pilar P26



Fonte:Scotti, 1977

Figura 39 - Dimensionamento Lance 3 pilar P26



Fonte: Scotti, 1977

Agora são apresentados os resultados encontrados na simulação estrutural S-BIM, através da Norma NBR 6118/2014, na Figura 40 e Figura 41. Por conta de uma necessidade de renomeação diferente do projeto original, o pilar P26 passou a ser denominado P28 na simulação do modelo estrutural.



Tabela 12 - Comparativo armadura longitudinal

Lance	Pavimento	PROJETO ORIGINAL(NB-1/60)						SIMULAÇÃO S-BIM(NBR 6118/2014)					
		Armadura Longitudinal						Armadura Longitudinal					
		Fck	Cobrimento	Ø(mm)	n	As(cm <sup>2</sup> )	p(%)	Fck	Cobrimento	Ø(mm)	n	As(cm <sup>2</sup> )	p(%)
3	Cobertura	18Mpa	1,5cm	10	6	4,7	0,26	30Mpa	4cm	20	8	25,1	2,68
2	Superior	18Mpa	1,5cm	20	8	25,2	1,44	30Mpa	4cm	20	10	31,4	3,57
1	Térreo	18Mpa	1,5cm	20	8	25,2	1,44	30Mpa	4cm	20	8	25,1	0,43

Fonte: Autoria própria, 2022.

Primeiramente, ao comparar o tipo de bitola utilizada e sua área de armadura longitudinal, fica evidente que o projeto original prevê grande esforço de flexão nos lances 1 e 2, por isso há maior área nessas regiões. Já a simulação S-BIM previu um maior esforço de flexão no lance 2, por isso obteve-se maior área de aço nesse nível. Além disso, provavelmente o software TQS previu maiores esforços no lance 3, por isso a grande diferença de área de armadura nesse nível comparado ao modelo original.

Com relação ao dimensionamento da armadura transversal, a Tabela 13 apresenta os resultados encontrados.

Tabela 13 - Comparativo armadura transversal

Lance	Pavimento	Projeto Original(NB-1/60)		Simulação S-BIM(NBR 6118/2014)	
		Armadura Transversal		Armadura Transversal	
		Ø(mm)	c/cm	Ø(mm)	c/cm
3	Cobertura	3,4	11	5	12
2	Superior	4,6	23	5	12
1	Térreo	4,6	26	5	12

Fonte: Autoria própria, 2022.

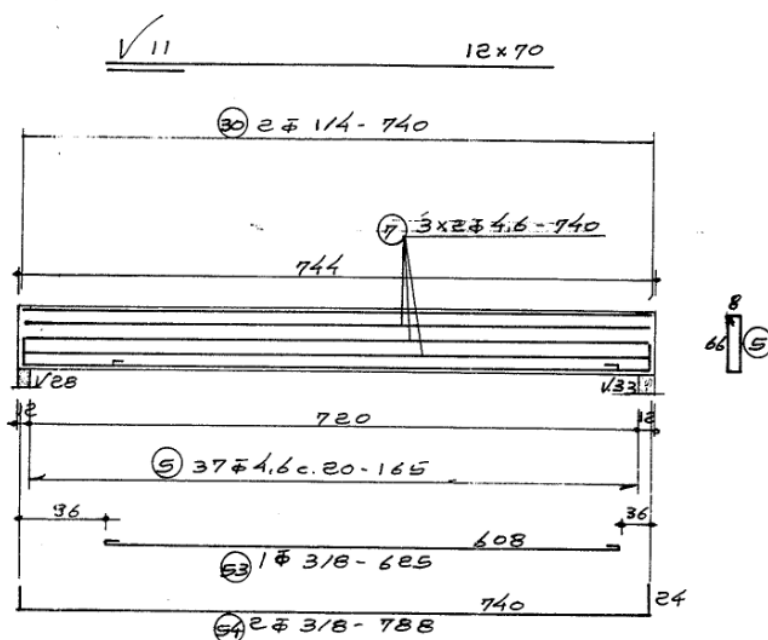
Enquanto na simulação S-BIM foi decidido por uma única armadura com um único espaçamento para todos os lances, no projeto original foi-se diminuindo o espaçamento com o passar dos lances e também reduzida a bitola para 3,4mm no último lance. Fica claro que o modelo S-BIM considerou um esforço de cisalhamento constante no pilar P26, enquanto o projetista do projeto original identificou uma mudança desses esforços com o passar dos

lances. Vale lembrar que o diâmetro mínimo dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5mm pela nova Norma, o que justifica o resultado do modelo S-BIM

#### 4.1.2.4 V11

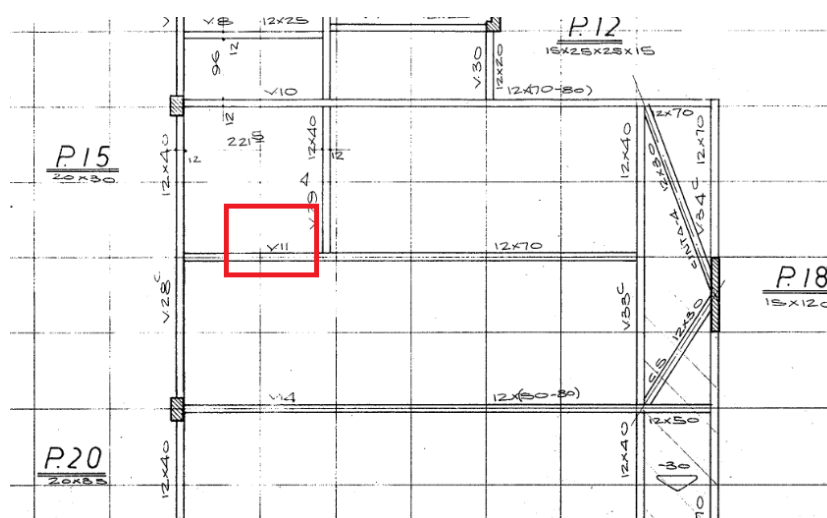
É apresentado primeiramente os dados do dimensionamento feito no projeto original da viga V11, sob efeito da norma NB-1/60, na Figura 42. Tal viga encontra-se no pavimento Térreo, com dimensão de 12x70cm, conforme ilustra a Figura 43.

Figura 42 - Dimensionamento V11 original



Fonte:Scotti, 1977

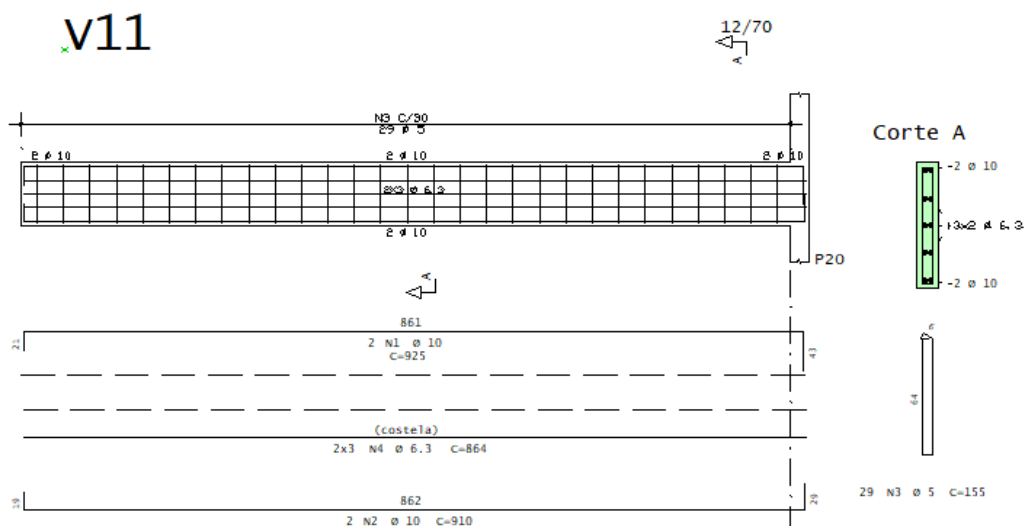
Figura 43 - Detalhe de localização viga V11



Fonte: Adaptado de Scotti (1977)

Agora são apresentados os resultados encontrados no modelo de simulação S-BIM para a viga V11, através da Figura 44.

Figura 44 - Dimensionamento da viga V11 em S-BIM



Fonte: TQS, 2022.

Para comparar o dimensionamento efetuado sob duas normas diferentes, foi feita a Tabela 14, onde são comparados a quantidade e diâmetros das armaduras. Recordando que a

viga V11 tem seção de 12cm x 70cm, dimensões essas respeitadas pelos dois modelos comparados. Desta forma, conforme requisitos do item 17.3.5.2.3 da NBR 6118/2014, a armadura de pele só será necessária para vigas com altura maior ou igual a 60cm.

Tabela 14 - Comparativo armadura viga V11

Tipo de armadura	PROJETO ORIGINAL(NB-1/60)					SIMULAÇÃO S-BIM(NBR 6118/2014)				
	Fck	Cobrimento	Ø(mm)	n	As(cm <sup>2</sup> )	Fck	Cobrimento	Ø(mm)	n	As(cm <sup>2</sup> )
Armadura negativa	18Mpa	1,5cm	6,3	2	0,62	30Mpa	4cm	10	2	1,57
Armadura de pele	18Mpa	1,5cm	4,6	6	0,94	30Mpa	4cm	6,3	6	1,86
Armadura positiva	18Mpa	1,5cm	10	2	1,57	30Mpa	4cm	10	2	1,57

Fonte:Autoria própria, 2022.

Ambos os modelos analisados adotaram a mesma armadura positiva. Já nas outras armaduras, o modelo S-BIM adotou armaduras de maior seção, supondo um maior esforço de tração na peça, por isso foi adotado maior diâmetro na armadura de pele, a fim de evitar problemas decorrentes de fissuração e retração. Já com relação a armadura negativa, foi adotado um diâmetro de 10mm, totalizando área de 1,57cm<sup>2</sup>, mais de duas vezes do que no modelo original. Provavelmente tal aumento deve-se ao fato que o processamento global da estrutura no modelo S-BIM considerou esforços maiores de flexão negativa, de tal forma que todas vigas analisadas apresentaram também maior área de armadura positiva.

Já com relação aos estribos, é apresentada a Tabela 15 comparativa.

Tabela 15 - Comparativo armadura transversal viga V11

PROJETO ORIGINAL(NB-1/60)					SIMULAÇÃO S-BIM(NBR 6118/2014)				
Base(cm)	Altura(cm)	Ø(mm)	n	Espaçamento(cm)	Base(cm)	Altura(cm)	Ø(mm)	n	Espaçamento(cm)
8	66	4,6	37	20	6	64	5	29	30

Fonte:Autoria própria, 2022.

Primeiramente, a dimensão dos estribos é diferente por conta dos valores de cobrimento serem distintos pela norma. Agora com relação ao diâmetro utilizado, pode-se dizer que possuem valores próximos, sendo que no modelo original são utilizados todos os estribos com 4,6mm ou com 3,2mm. Tal valor de diâmetro não consta mais na nova Norma, nem no mercado. Por isso, no modelo S-BIM é adotado um diâmetro de 5mm.

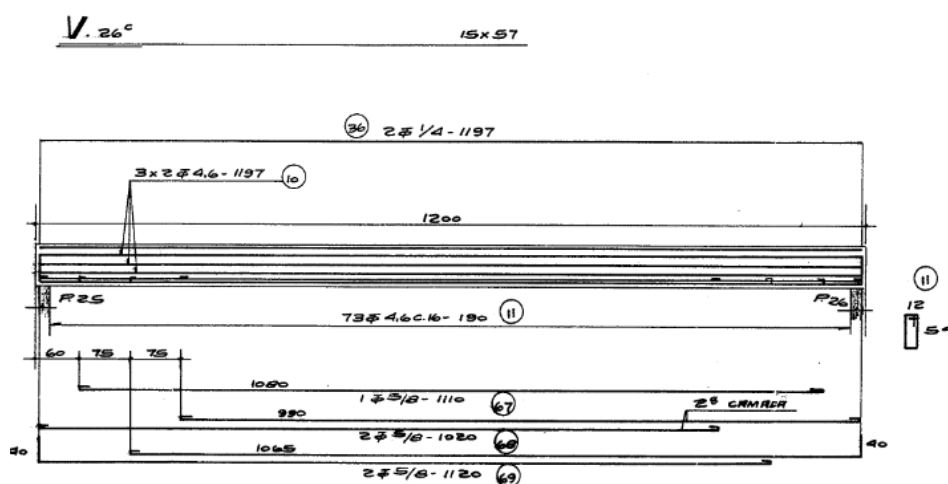


O detalhamento da armadura transversal depende principalmente dos resultados da análise estrutural, bem como das decisões de cada projetista. Foi possível observar que, com uma armadura transversal de diâmetro superior no modelo S-BIM, foi possível adotar menor número de estribos e maior espaçamento entre eles.

#### 4.1.2.5 V26

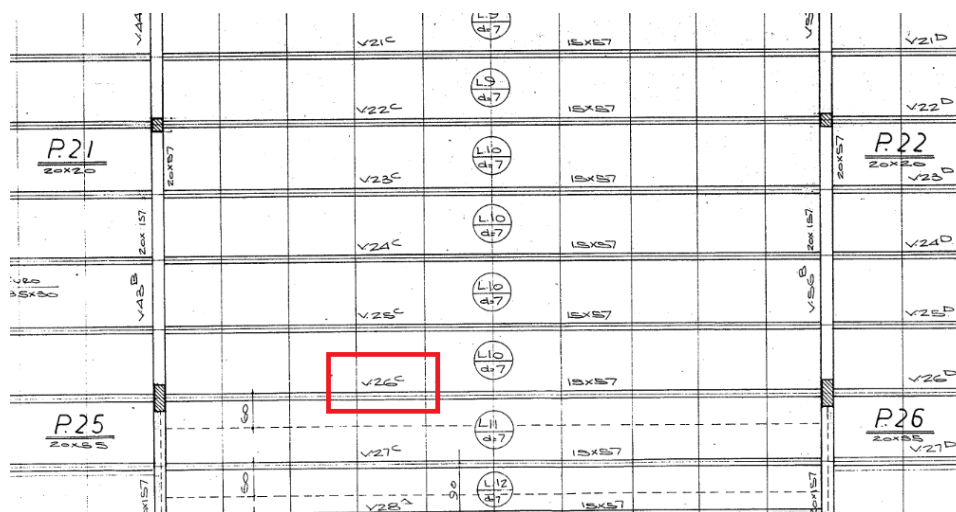
É apresentado primeiramente os dados do dimensionamento feito no projeto original da viga V26, sob efeito da norma NB-1/60, com dimensão de 15x57cm, na Figura 45. Tal viga encontra-se no pavimento Superior, conforme ilustra a Figura 46.

Figura 45 - Dimensionamento V26 original



Fonte:Scotti, 1977

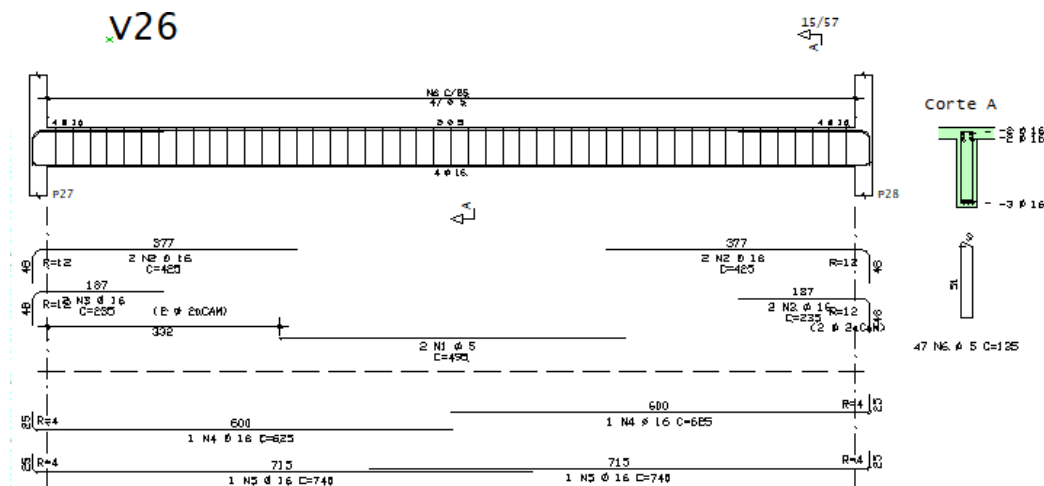
Figura 46 - Detalhe da localização da viga V26



Fonte: Adaptado de Scotti (1977)

Agora são apresentados os resultados encontrados no modelo de simulação S-BIM para a viga V26, através da Figura 47.

Figura 47 - Dimensionamento V11 original em S-BIM



Fonte: TQS, 2022.

Para comparar o dimensionamento efetuado sob duas normas diferentes, foi feita a Tabela 16, onde são comparados a quantidade e diâmetros das armaduras. Recordando que a viga V26 tem seção de 15cm x 57cm, dimensões essas respeitadas pelos dois modelos

comparados. Como a altura é inferior a 60 cm, a norma atual não obriga o uso de armadura de pele nestes casos, por isso na simulação S-BIM não foi adotado.

Tabela 16 - Comparativo armadura viga V26

Tipo de armadura	PROJETO ORIGINAL(NB-1/60)					SIMULAÇÃO S-BIM(NBR 6118/2014)				
	Fck	Cobrimento	Ø(mm)	n	As(cm <sup>2</sup> )	Fck	Cobrimento	Ø(mm)	n	As(cm <sup>2</sup> )
Armadura negativa	18Mpa	1,5cm	6,3	2	0,62	30Mpa	4cm	16	4	16,08
Armadura de pele	18Mpa	1,5cm	4,6	6	0,94	-	-	-	-	-
Armadura positiva	18Mpa	1,5cm	16	4	8,04	30Mpa	4cm	16	4	8,04

Fonte:Autoria própria, 2022.

Ao comparar o dimensionamento efetuado pelos dois modelos, fica claro que houve uma discrepância de valores obtidos, menos com relação à armadura positiva, onde os valores foram os mesmos. O projeto original utilizou 6 vergalhões de 4,6mm na armadura de pele, sendo que a norma atual não exige o mesmo. Com relação a armadura negativa houve as maiores diferenças, na qual, a simulação S-BIM calculou um consumo duas vezes maior que o de armadura positiva, indicando que havia grande esforço negativo na região analisada.

Já com relação aos estribos, é apresentada a Tabela 17 comparativa.

Tabela 17 - Comparativo armadura transversal viga V26

PROJETO ORIGINAL(NB-1/60)					SIMULAÇÃO S-BIM(NBR 6118/2014)				
Base(cm)	Altura(cm)	Ø(mm)	n	Espaçamento(cm)	Base(cm)	Altura(cm)	Ø(mm)	n	Espaçamento(cm)
12	54	4,6	73	16	9	51	5	47	8,5

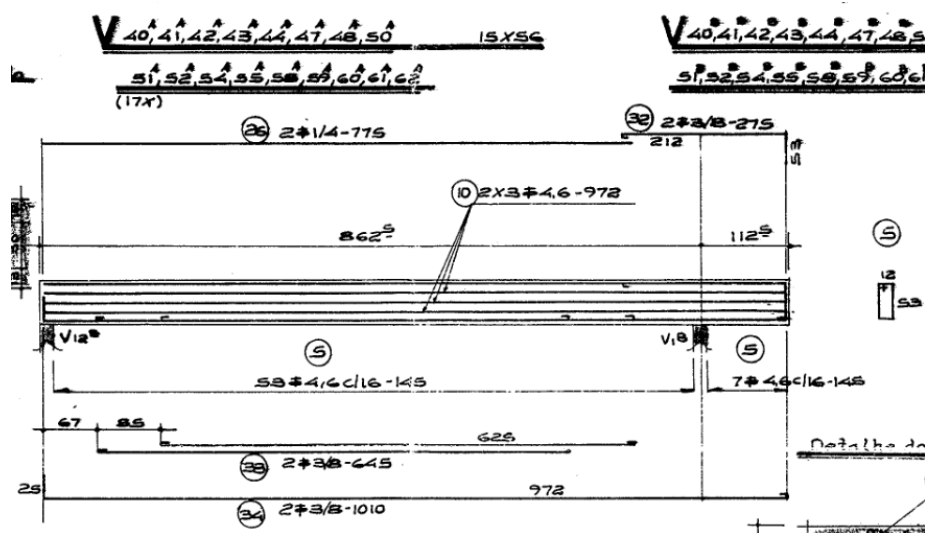
Fonte:Autoria própria, 2022.

Ao comparar os estribos da viga V26, os diâmetros têm valores próximos. Mas a distribuição deles é a principal diferença. A forma de distribuir os estribos cabe ao projetista, pois existem diferentes combinações que chegam no mesmo resultado.

#### 4.1.2.6 V44

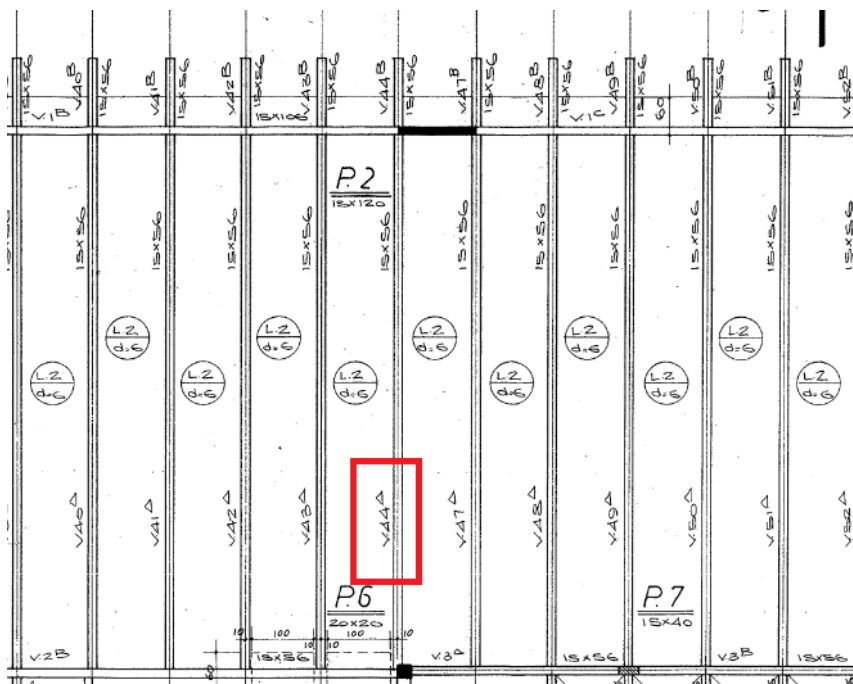
É apresentado primeiramente os dados do dimensionamento feito no projeto original da viga V44, sob efeito da norma NB-1/60, com dimensões de 15x56cm, na Figura 48. Tal viga encontra-se no pavimento Cobertura, conforme ilustra a Figura 49.

Figura 48 - Dimensionamento V44 original



Fonte: Scotti, 1977

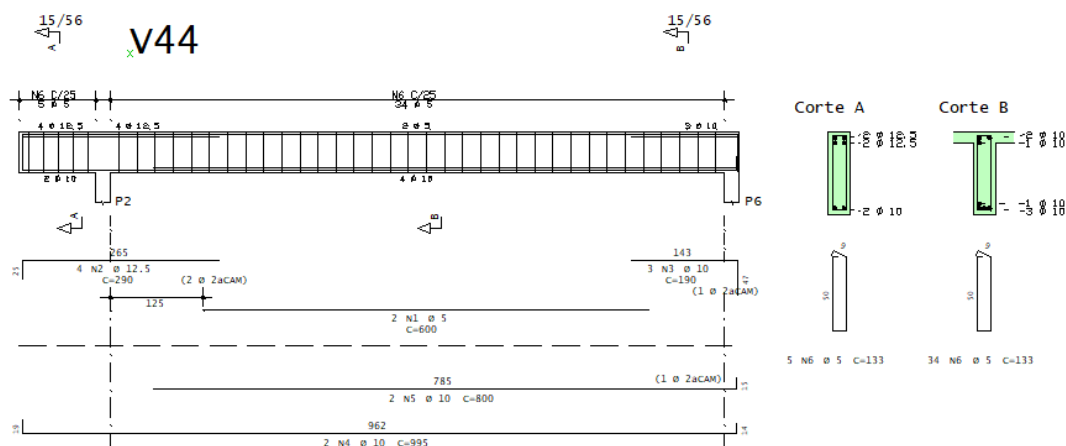
Figura 49 - Detalhe da localização da viga V44



Fonte: Adaptado de Scotti (1977)

Agora são apresentados os resultados encontrados no modelo de simulação S-BIM para a viga V44, através da Figura 50.

Figura 50 - Dimensionamento V44 em S-BIM



Fonte: TQS, 2022.

Para comparar o dimensionamento efetuado sob duas normas diferentes, foi feita a Tabela 18, onde são comparados a quantidade e diâmetros das armaduras. Recordando que a viga V44 tem seção de 15cm x 56cm, dimensões essas respeitadas pelos dois modelos comparados.

Tabela 18 - Comparativo armadura viga V44

Tipo de armadura	PROJETO ORIGINAL(NB-1/60)						SIMULAÇÃO S-BIM(NBR 6118/2014)									
	Fck	Cobrimento	Trecho engastado			Trecho em balanço			Fck	Cobrimento	Trecho engastado			Trecho em balanço		
			Ø(mm)	n	As(cm²)	Ø(mm)	n	As(cm²)			Ø(mm)	n	As(cm²)	Ø(mm)	n	As(cm²)
Armadura negativa	18Mpa	1,5cm	6,3	2	0,62	10	2	1,57	30Mpa	4cm	10	3	2,35	12,5	4	4,88
Armadura de pele	18Mpa	1,5cm	4,6	6	0,94	4,6	6	0,94	30Mpa	4cm	-	-	-	-	-	-
Armadura positiva	18Mpa	1,5cm	10	4	3,14	10	7	5,49	30Mpa	4cm	10	4	3,14	10	2	1,57

Fonte: Autoria própria, 2022.

Primeiramente analisando o trecho engastado, a armadura positiva apresentou iguais valores e a armadura de pele só esteve presente no modelo original, já que não havia necessidade na norma atual. Já com relação a armadura negativa, houve diferenciação, com o modelo S-BIM indicando maiores esforços de flexão negativa, de tal forma, que apresentou maior área de armadura nessa região.

O trecho em balanço apresentou maiores divergências. Onde o modelo S-BIM não adotou armadura de pele nessa ocasião novamente, e no projeto original foi adotado o mesmo padrão de diâmetro que se repetiu nas vigas analisadas. Como relação à armadura positiva, o modelo original apresentou maior armadura, com 7 vergalhões de aço de 10mm, totalizando  $5,49\text{cm}^2$ . Já o modelo S-BIM seguiu o mesmo padrão de diâmetro, mas só adotou 2 vergalhões de aço, somando  $1,57\text{cm}^2$  no total. Por fim, a armadura negativa de ambos também foi diferente, com a simulação estrutural apresentando maior área de aço, com  $4,88\text{cm}^2$ , comparativamente ao  $1,57\text{cm}^2$ .

## 5 CONCLUSÃO

Este trabalho mostrou alguns pontos que influenciam no dimensionamento dos elementos estruturais ao utilizar a NBR 6118/2014 em comparação a antiga NB-1/60. As alterações no texto da Norma de concreto armado tornaram-na mais adequada à necessidade e à realidade prática atual do projeto, bem como permitiram melhorar a qualidade e durabilidade do projeto de estruturas frente às diferentes situações. A difusão das ferramentas computacionais viabilizou a simulação global da estrutura.

Outra consequência importante da revisão do texto normativo foi a mudança na sua apresentação. Apesar de a Norma atual ser bem mais completa e extensa, sua utilização é mais amigável, pois os assuntos estão segmentados de modo que a consulta acompanhe a ordem do processo de projeto.

De posse do quadro 3 comparativo sobre a diferença dos parâmetros de projetos estruturais naquela época em que foi projetado e hoje, pode ser observado que as principais diferenças são: dimensões limites de elementos estruturais, cobrimentos mínimos e  $f_{ck}$ .

É claro que há mais possibilidades para elaboração de uma estrutura, além da opção de dimensionamento manual, como feito na época do projeto original, ainda existem mais softwares disponíveis no mercado, contudo os métodos estudados apesar de apresentarem resultados diferentes, atendem às medidas de segurança exigidas pela norma e são ótimas ferramentas que facilitam muito o dimensionamento de estruturas.

Apesar das inovações oriundas das novas ferramentas de modelagem, que facilitam a simulação global da estrutura, a visualização do projeto e compatibilização com outras disciplinas, por exemplo, é importante salientar o papel do projetista quanto ao uso das novas ferramentas de cálculo estrutural, visto que o conhecimento técnico é fundamental para o correto desenvolvimento do projeto estrutural segundo as Normas.

No estudo realizado observou-se que alterações nos parâmetros de cálculo exigidos pela nova Norma implicam em mudanças no projeto estrutural, tais como o consumo de concreto e fôrmas e o detalhamento de armaduras nos elementos estruturais, conforme apresentado nos resultados. A adequação das dimensões mínimas exigidas pela nova Norma altera o tamanho dos elementos estruturais, conseqüentemente o peso próprio da estrutura e os resultados de análise de esforços e deslocamentos, que levam a resultados diferentes para o

dimensionamento estrutural. Assim, tanto as alterações da geometria dos elementos, quanto às alterações de informações de cálculo pelos novos parâmetros das Normas, implicam em diferenças entre os resultados do projeto de estruturas.

Apesar das diferenças, os valores encontrados, no geral, foram similares e em grande parte foram justificados pelas alterações nos requisitos Normativos.

Com a experiência obtida no uso dos softwares, pode-se notar que para um dimensionamento mais eficaz em relação à economia de materiais, é necessário se especializar em estruturas, e também adquirir mais experiência em lidar com o software, pois existem inúmeras configurações que poderiam ter sido mais exploradas ou até mesmo melhoradas, porém necessitando de um aprofundamento em cada configuração, fazendo essas mudanças e verificando com a norma até onde pode-se configurar para gerar economia sem comprometer a segurança.

Neste estudo foi optado por manter a configuração original do software, considerando que está de acordo com a norma atual. Notou-se que utilizando a mesma concepção estrutural, vários elementos estruturais, como pilares e vigas apresentaram uma diferença nos detalhamentos, justificáveis pelos novos requisitos da Norma NBR 6118/2014.

Obviamente, é necessário estudar mais situações, preferencialmente de projetos efetivamente executados, antes de admitir que estas conclusões e tendências sejam estendidas para a maioria das edificações.

O software de cálculo utilizado, na versão acadêmica, também pode ser considerado como uma limitação, pois os diferentes programas existentes no mercado têm suas peculiaridades quanto às aproximações e à metodologia de cálculo. Por esse motivo, os resultados podem variar de um programa para outro.

Como sugestão para próximos estudos, seria válido também a comparação com outras versões da Norma. Comparando as diferenças encontradas nas suas principais revisões. No software TQS, por exemplo, seria possível comparar em relação a versão de 2003 ou 1978.

Outras possibilidades que os softwares BIM possibilitam, são com relação a possibilidade de geração de um custo final ou por etapa, que seria de grande interesse analisar os valores encontrados nos dias de hoje.



Outra possibilidade de estudo futuro, seria o levantamento “as-built” da edificação construída, usando uma nuvem de pontos, e a comparação com o modelo S-BIM e o projeto original da edificação, com o objetivo de comparar o executado com o projetado.

Além disso, seria possível um estudo das manifestações patológicas do edifício e a verificação dessas com as normas.

## REFERÊNCIAS

ACERVO DA MEMÓRIA. **Memória, literatura e tecnologia**. São Paulo: Cultura Acadêmica Editora, 2007. p.73-83.

ADDIS, W. Edificação: **3000 anos de projeto, engenharia e construção**. Porto Alegre: Bookman, 2009

AGHAYERE, A., VIGIL, J. (2007). *Structural Wood Design. A practice-oriented approach using the ASD method*. John Wiley & Sons, Inc., Nova Jérsea (Estados Unidos da América)

ANDRADE, Péricles Barreto de. **Curso Básico de Estruturas de Aço**. 2 ed. Belo Horizonte: IEA Editora, 1994. 192 p.

**ASPECTOS gerais da atuação das empresas de projeto estrutural**. Jornal da ABECE, São Paulo, n. 05, junho/1996.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014a. 2 v. \_\_\_\_\_. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014b. 2 v.

ARDUINI, A. M. V. **Algumas diretrizes para a elaboração de um projeto de estruturas em concreto armado**. São Paulo, 1991. Dissertação, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos - SP.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1960). **Cálculo e execução de Obras de Concreto Armado**. Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto** - procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação**. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais - classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

\_\_\_\_\_. **NBR 12721: Avaliação de custos unitários de construção para incorporação imobiliária e outras disposições para condomínios edilícios** - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR 15696: Fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto - Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

BASTOS, P. S. D. S. **Histórico e principais elementos estruturais de concreto armado**. UNESP. Bauru. 2006.

BEUSHAUSEN, H.; DITTMER, T. **The influence of aggregate type on the strength and elastic modulus of high strength concrete**. Construction and Building Materials, v. 74, p. 132–139, 2015. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.08.055>>.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos. **Concreto armado eu te amo para arquitetos**. São Paulo: Editora Edgar Blucher, 2006. Imagens retiradas de slides da Editora Blucher com material de apoio gratuito para uso em sala de aula. Disponível em: [https://www.blucher.com.br/area/material\\_apoio/arquitetura-e-design-117](https://www.blucher.com.br/area/material_apoio/arquitetura-e-design-117) Acesso em 12/05/2022

CASTRO, E. R. M. D. Jogo de formas híbridas. **Arquitetura e Modernidade em Florianópolis na década de 50**. [Tese de Doutorado]. Florianópolis: CFH UFSC, 2002.

CARNEIRO, F.L. **História da Norma NB1/1940 de Concreto Armado**. Notas de aula do Prof. Eduardo C. S. Thomaz, UFRJ, Rio de Janeiro, 1980, 9 p. CARVALHO, Roberto Chust;

FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: Segundo a NBR 6118/2003. 3ªed. São Carlos: EdUFSCar, 2012

CARRASCO, Ó. L., NAVARRO, M. G. (2013). **S-BIM IN THE STRUCTURAL BUILDING EDUCATION**. Innovación Educativa, 1, 11.

CHARLESON, A. W. **Structure as architecture: a sourcebook for architects and engineers**. Oxford: Architectural Press, 2005. 226 p.

CIMM – **Centro de Informação Metal Mecânica**. Site Institucional. Disponível em (<https://www.cimm.com.br/portal/>), acessado em 11/04/2022

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de Concreto Armado: Fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 3. ed. Rio de Janeiro: Elsevier; Brasília: Editora UnB de Brasília, 2016

CRUZ, H., Rodrigues, M. (1997). Fichas do LNEC – **Madeiras para construção**. Humidade na madeira. LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

COLLINS, P. **Changing Ideals in Modern Architecture**. Nova York: McGillQueens University Press, 1998.

COUTINHO, J. (1999). *Materiais de Construção 1. Madeiras*. Policopiado (FEUP), Porto.

DIEZ, G. **Projeto Estrutural na Arquitetura**. Porto Alegre: Masquatro e Nobuko Editoras, v. 1, 2012.

DIAS, Luís Andrade de Mattos. **Estruturas de Aço: conceitos, técnicas e linguagem**. 2 ed. São Paulo: Zigurate Editora, 1998. 159 p.

DOMINGUES, M. C. C. **ARQUITETURA MODERNA E DESENVOLVIMENTO: o morar brasileiro**. [Trabalho de Graduação]. Montes Claros: Unimontes, 2016.

EASTMAN, C. et al. **BIM Handbook: a guide to Building Information Modeling for owners, managers, designers, engineers, and contractors**. 2. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2011.

ENGEL, H. **Sistemas de Estructuras**. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, S.A., 2001.

EUSTAÁQUIO DOS SANTOS, R. A ARMAÇÃO DO CONCRETO DO BRASIL. **História da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia**. [Tese de Pós-Graduação]. Belo Horizonte: UFMG, 2008

FAHERTY, K., WILLIAMSON, T. (1999). **Wood Engineering and Construction Handbook**. McGraw-Hill, Inc., Nova Iorque (Estados Unidos da América)

FANTIN, Márcia. **Cidade dividida**. Florianópolis: Cidade Futura, 2000

FERREIRA, M. P.; OLIVEIRA, D. R. C.. Análise quantitativa dos dimensionamentos de um edifício residencial de concreto armado de acordo com as recomendações de NBR 6118/1978 e da NBR 6118/2003. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, Olinda. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2005. 1CD.

FREIRE, J.; ALARCON, J. Freire, J.; ALARCON, L, L. F. “**Achieving lean design process: improvement methodology**,” *Journal of Construction Engineering and Management*, vol. 128, no. 3, pp. 248–256, 2002.

FONSECA, J. J. S. **Metodologia da pesquisa científica**. Fortaleza: UEC, 2002. Apostila.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2012.

GRANROTH, M. (2011). **BIM - Byggnadsinformationsmodellering: Orientering i en modern arbetsmetod : Lärobok**. Stockholm: Arkitektur och samhällsbyggnad, Kungliga Tekniska högskolan (KTH)

GIONGO, José Samuel. **Concreto Armado: Projeto estrutural de edifícios**. São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, 2007.

GONÇALVES, Francisco Jr. **BIM: Tudo o que você precisa saber sobre esta metodologia**. 9 de julho de 2018. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/bim/o-que-e-bim-o-que-voce-precisa-saber/>>. Acesso em: 06/04/2022.

GOOGLE MAPS. [Http://google.com.br/maps](http://google.com.br/maps). Consulta realizada em 04/04/2022.

HEYMAN, J. **Structural Analysis A Historical Approach** . 1 nd. ed. Cambridge: Cambridge University Press, 1998. 187 p. ISBN 0 521 62249 2

INSTITUTO DE AÇO BRASIL. **SIDERURGIA BRASILEIRA: PRINCÍPIOS E POLÍTICAS**. INSTITUTO DE AÇO BRASIL Brasília, 2007. Disponível em: . Acesso em 08/04/2022

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Prática Recomendada Ibracon - Comentários Técnicos NB-1**. São Paulo, IBRACON, 2007.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1o Ed. São Paulo: Editora PINI LTDA, 2007.

KUKLÍK, P. (2008). **History of timber structures**. In Handbook 1 – Timber structures, 1-14, Leonardo Da Vinci Pilot Projects, Praga (República Checa)

JUNG, Frieder. **A Evolução na Engenharia de Desenho**. E3seriescenter. 16 de junho de 2014. Disponível em: <<https://www.e3seriescenter.com/blog-engenhariaeetrica-moderna/a-verdadeira-evolucao-da-engenharia>>. Acesso em: 03/04/2022.

LEUPEN, Bernard et al. **Projeto e análise**. Evolução dos princípios em arquitetura. Barcelona: Gustavo Gili,1999.

LIU. LI;ZHANG. “**IFC-based integration tool for supporting information exchange from architectural model to structural model,**” Journal of Central South University of Technology, vol. 17, no. 6, pp. 1344–1350, 2010.

LIU,Z.Q ;Li Y.G; ZHANG,H.Y. “**IFC-based integration tool for supporting information exchange from architectural model to structural model,**” Journal of Central South University of Technology, vol. 17, no. 6, pp. 1344–1350, 2010.

LINO, J. C.; AZENHA, M.; LOURENÇO, P. **Integração da Metodologia BIM na Engenharia de Estruturas**. In: Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL - BE2012, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012.

MACDONALD, A. J. **Structure Design for Architecture**. Oxford: Architectural Press, 1997.

MAGALHÃES, C. W. F. S.; FONTE, A. O. C.. **Análise comparativa do custo da estrutura de um edifício de concreto armado quando dimensionado pela NBR 6118 (2003) e NBR 6118 (1978)**, 2006.

MATTOS, Melissa Laus. **Arquitetura Institucional em Concreto aparente e suas Repercussões no Espaço Urbano de Florianópolis entre 1970 e 1985**. 2009. 240 f. Dissertação de Mestrado. Florianópolis: UFSC, 2009

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. 1ª Ed. Rio de Janeiro: Editora Elsevier, 2010

McGUIRE, M. **Stainless Steels for Design Engineers**. American Society for Metals International, Materials Park, Ohio, 2008.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete: Microstructure, Properties and Materials**. 4ª. ed. [S.l.]: McGraw-Hill Professional Publishing, 2013. p.674.

MONTIJA, F. C. **Aspectos da variabilidade experimental do ensaio de módulo de deformação do concreto**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

NEVILLE, A. **Propriedades do Concreto**. 5ª. ed. [S.l.]: Bookman, 2016

PAIVA, E.; RIBEIRO, D.; GRAEFF, E. **Florianópolis: Plano Diretor**. O ESTADO, Florianópolis, 1952.

PALERMO, H. N. S. **O Sistema Dom-ino**. Dissertação (Mestrado em Arquitetura), Porto Alegre: PROPARG, UFRGS, 2006.

PFEIL, W.; PFEIL, M. S. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. 7ª ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2000.

PRADO, D.M. **Propriedades físicas e mecânicas de blocos estruturais produzidos com agregados reciclados de concreto**. 2006. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo – USP. São Carlos, 2006.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **Estruturas de Concreto** (Cap. 3, Cap. 4 e Cap. 6), 2003.

RODRIGUES, Romana M.S. Costa de Oliveira. **Construções antigas de madeira**:Experiência de obra de reforço estrutural. 2004, 287 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia civil, Universidade do Minho, Minho, 2004

REBELLO, Y. C. P. **A Concepção estrutural e a arquitetura**. São Paulo: Zigurate, 2000.

REBELLO, Y. C. P. **Algumas questões sobre o processo de concepção da arquitetura e da estrutura**. [S.l.]: Integração-Ensino,Pesquisa,Extensão, Universidade São Judas Tadeu. 2006a. p. 315-321.

REBELLO, Y C. P.. **Bases para projeto estrutural na arquitetura**. São Paulo : Zigurate, 2006b

RESENDE, C. C. **A concepção estrutural no processo de aprendizagem do projeto de arquitetura**: uma análise a partir de duas experiências de ensino de projeto.[Dissertação de Mestrado]. Natal: PPGAU UFRN 2016

SALVADORI, M. **Porque os edifícios ficam de pé**. 2ª. ed. São Paulo: WMF Martins Fontes Ltda., 1980.

SANDAKER, B. N. **On span and space - exploring structures in architecture**. New York: Routledge, 2008.

SANTOS, Paulo F. A **Arquitetura da Sociedade Industrial**. Belo Horizonte, EAUFMG, 1961.

SOUZA, A.S. **Utilização de resíduo de concreto como agregado miúdo para argamassa de concretos estruturais convencionais**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2006.

SARAMAGO, R. C. P.; LOPES, J. M. A. Ensino de estruturas nas escolas de arquitetura do Brasil: estrutura curricular e recursos didáticos. **Revista Tecnológica, Edição especial ENTECA**, p. 169-179, 2011.

SCOTTI, R.L. Conselho regional de engenharia, arquitetura e agronomia. **Pranchas estruturais**. Acesso em 03/03/2022.

TEIXEIRA, Luiz E. F.; GRAD, Guilherme F.. **Arquiteturas da modernidade em risco: dois casos em Florianópolis**.In: 9 °SEMINÁRIO DO COMON BRASILEIRO INTERDISCIPLINARIDADE E EXPERIÊNCIAS EM DOCUMENTAÇÃO E PRESERVAÇÃO DO PATRIMÔNIO RECENTE. 2011.

TSE, T. C. K.; WONG, K. D. A. The utilization of building information models in nD modelling: a study of data interfacing and adoption barriers. **Electronic Journal of Information Technology in Construction**, v. 10, p. 85-110, 2005.

TQS INFORMÁTICA. **Software no Projeto Estrutural**. Disponível em: <http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/visao-geral/software-no-projeto-estrutural>. Acesso em: 28/05/2022.

VALLE, Ângela do; ROVERE, Henriette Lebre La; Pillar, Nora Maria De Patta. **Apostila de análise estrutural I**. Apostila – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2013. Disponível em: <<http://pet.ecv.ufsc.br>> Acessado dia 08/07/2022

VASCONCELOS, Augusto C. e CARRIERI JUNIOR, Renato. **A Escola Brasileira do Concreto**. São Paulo, Axis Mundi, 2005.

LIU, LI;ZHANG. “**IFC-based integration tool for supporting information exchange from architectural model to structural model**,” Journal of Central South University of Technology, vol. 17, no. 6, pp. 1344–1350, 2010.

ZHOU, Y. et al. A fundamental study on compressive strength, static and dynamic elastic moduli of young concrete. **Construction and Building Materials**, v. 98, p. 137-145, 2015. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.110>>.

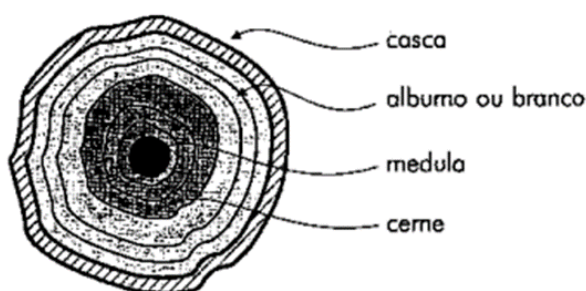


## APÊNDICE A – Madeira

De acordo com Rodrigues (2004), as madeiras duras originam-se de árvores folhosas e estão incluídas na divisão das angiospermas e o seu crescimento é lento. Uma das características mais distintas é a folhagem larga e achatada, com tendência a cair no outono (Peroba, Ipê, Aroeira, Candeia, Carvalho, Castanho etc.). As madeiras macias originam-se de árvores coníferas ou resinosas, e estão incluídas na divisão das gimnospermas e o seu crescimento é rápido. As folhas são em forma de agulha e mantêm-se verdes todo o ano (Pinus).

A Figura 51 revela o corte transversal do tronco de uma árvore. Notam-se, neste corte, três partes distintas e bem definidas, com características e funções diferentes: a parte mais central, denominada medula, uma externa, denominada lenho e uma terceira mais externa, denominada casca. A medula deteriorada e sem interesse de aplicação, precisando ser removida quando do beneficiamento do tronco. O lenho é composto de duas partes: o cerne e o albúrnio ou branco. O branco é a parte mais mole onde se localizam as células vivas que conduzem a seiva. O cerne é constituído de células inativas, tem uma cor mais escura e maior resistência que o branco. A madeira do cerne é a mais indicada para uso estrutural. As células são anualmente acrescentadas ao tronco na forma de anéis. Células de coloração mais clara crescem na primavera e de coloração mais escura no outono (REBELLO, 2006a).

Figura 51 - Corte detalhado do tronco de uma árvore



Fonte: Rebello, 2007

No que se refere à composição química da madeira, este material é constituído por, aproximadamente, 60% de celulose (formada por hidratos de carbono – carbono, oxigênio e

hidrogênio), cerca de 28% de lignina (substância impermeável e com uma resistência mecânica considerável), sendo que os restantes constituintes são açúcares, amidos, óleos, resinas, taninos, substâncias nitrogenadas, sais inorgânicos e ácidos orgânicos (COUTINHO,1999).

Historiadores como Vitruvius e os poucos indícios que resistiram ao tempo mostram que a madeira era bastante utilizada pelos egípcios e gregos; principalmente por se ajustar completamente às exigências estéticas desses povos, que escolhiam as linhas retas nos seus edifícios em vez das linhas curvas providas pelos arcos e cúpulas de pedras (KUKLÍK, 2008).

Fora os itens já citados, pode-se destacar seu desempenho térmico, pois trata-se de um material isolante térmico. Em geral, a condutibilidade térmica da madeira é semelhante nas direções radial e tangencial, sendo que na direção longitudinal é duas a três vezes superior a esse valor (FAHERTY; WILLIAMSON, 1999). Realça-se o seguinte exemplo retirado do trabalho de Coutinho (1999): uma parede dupla com tijolos de 22,0 cm e com uma caixa de ar de 4,0 cm tem um coeficiente de condutibilidade térmica de 0,97, ao passo que duas paredes de madeira com 3,0 cm de espessura cada e com uma caixa de ar de 4,0 cm apresenta um coeficiente de 0,98. A condutibilidade térmica da madeira é aproximadamente seis vezes inferior ao concreto e cerca de quatrocentas vezes inferior à do aço (FAHERTY; WILLIAMSON, 1999).

Sobre as propriedades elétricas da madeira, a resistividade (oposição de um material à passagem de corrente elétrica) diminui à medida que o teor de água aumenta. A madeira é, por isso, considerada um isolante elétrico e não um condutor para baixos teores de água – (FAHERTY; WILLIAMSON, 1999). Sobre suas características acústicas, ela é capaz de amortecer vibrações. A absorção sonora da madeira é aproximadamente a mesma que a do plástico, do tijolo e do vidro.

Provavelmente, o aspecto que mais se realça na madeira é como ela reage ao fogo, muito embora seja um material combustível. Quando as chamas começam a se espalhar, é formada na superfície da madeira uma camada carbonizada, que mantém a madeira do interior dessa camada a uma temperatura consideravelmente inferior à da superfície que está exposta às chamas. Por causa desta camada isolante, a taxa de propagação das chamas é baixa (cerca de 0,038 m.h-1), o que faz com que elementos de madeira, com uma secção transversal de espessura considerável, conservem durante bastante tempo de exposição ao fogo uma parte significativa da sua capacidade resistente original (FAHERTY; WILLIAMSON, 1999).

Pode-se citar alguns defeitos encontrados na madeira, os principais deles são: a presença de nós, fendas, gretas, o efeito de abaulamento e arqueadura, deterioração por fungos ou insetos, material combustível, segura a umidade e suscetível às variações de volume (REBELLO, 2006a).

A fim de se compreender melhor o dimensionamento da madeira, a direção mais forte de um elemento de madeira é a direção paralela às fibras, por causa da forma como as fibras se dispõem na madeira, orientadas segundo a direção longitudinal do tronco da árvore. Um aspecto essencial na análise estrutural, no sentido de avaliar a flexibilidade ou a rigidez de um elemento de madeira, diz respeito ao módulo de elasticidade à flexão estática na direção do fio, propriedade que apresenta um valor relativamente baixo. Salienta-se ainda que o valor do módulo de elasticidade à flexão estática na direção perpendicular ao fio é consideravelmente baixo (AGHAYERE; VIGIL, 2007).

A resistência à compressão da madeira na direção perpendicular às fibras é inferior em cerca de 20% a 25 % relativamente à resistência à compressão na direção paralela às fibras. Quando a madeira é comprimida por esforços na direção perpendicular ao fio, as cavidades das células que constituem as fibras são eliminadas e as paredes das células apoiam-se entre si. O esmagamento que resulta da ação deste tipo de esforço pode provocar deformações nos elementos de madeira, o que é inaceitável (FAHERTY; WILLIAMSON, 1999).

## APÊNDICE B – Aço

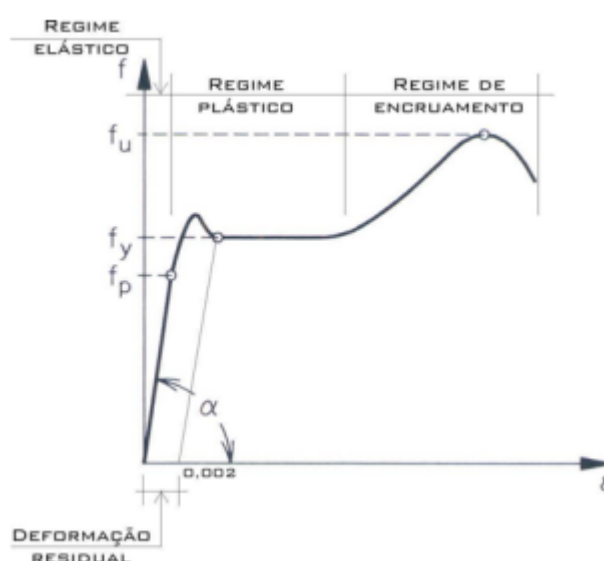
Historicamente, depois da descoberta do cobre, o ouro (também encontrado em estado nativo) e a prata surgem, porém, de uso limitado por serem de pequena resistência e dureza. Logo em seguida, inicia-se a Idade do Ferro. O aço, entretanto, já era conhecido desde a antiguidade pelos egípcios, romanos e chineses (INSTITUTO AÇO BRASIL, 2011).

É somente no século XIX que a Metalurgia surge, ou seja, em que a ciência dos metais, entendida como método, passa a ser desenvolvida. Arte e ciência estudam os metais e suas ligas a partir de seus minerais, de sua elaboração e de seu tratamento (REBELLO, 2007)

Dentre as desvantagens do aço, podem-se citar: o alto custo inicial, necessidade de trabalhador qualificado, deterioração em contato com o meio ambiente e a baixa resistência a altas temperaturas (PFEIL, 2000).

No que diz respeito ao dimensionamento, a tensão de ruptura não é reputada como limite de trabalho do aço, mas sim a tensão de escoamento, pois, a partir do momento em que o material alcança esse estágio tensional, as más-formações se tornam imutáveis e indesejáveis. Sabe-se que a determinação da tensão de escoamento do aço é feita por intermédio do ensaio de “Tensão x Deformação”. O escoamento é o fenômeno em que sem aumento de tensão ocorre uma grande deformação plástica. A Figura 52 mostra o gráfico resultante desse ensaio, referente ao comportamento do aço (ANDRADE, 1994).

Figura 52 - Tensão x deformação do aço



Fonte: Andrade, 1994.

Uma peça de aço, sob efeito de tensões de tração ou de compressão sofre mudanças que podem ser elásticas ou plásticas. Tal comportamento deve-se à natureza cristalina dos metais pela presença de planos de escorregamento ou de menor resistência mecânica no interior do reticulado. Elasticidade de um material é a sua capacidade de voltar à forma original em ciclo de carregamento e descarregamento. A deformação elástica é reversível, ou seja, desaparece quando a tensão é removida (DIAS, 1998)

A deformação elástica é consequência da movimentação dos átomos constituintes da rede cristalina do material, desde que a posição relativa desses átomos seja mantida. A relação entre os valores da tensão e da deformação linear específica, na fase elástica, é o módulo de elasticidade, cujo valor é proporcional às forças de atração entre os átomos. Nos aços, o módulo de elasticidade longitudinal vale aproximadamente  $2,05 \times 10^{11}$  N/m<sup>2</sup> (ANDRADE, 1994).

## APÊNDICE C – Ofício ao CREA-SC para pranchas originais

**Ofício de Solicitação nº 01/2021**

Florianópolis, 03 de dezembro de 2021

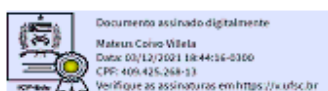
Ao Sr. Carlos Alberto Kita Xavier,  
Presidente do Conselho, Engenheiro Civil e Segurança do Trabalho  
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia  
Rodovia Admar Gonzaga, 2125. Itacorubi  
CEP 88034-001 – Florianópolis – SC

**Assunto: Solicitação de cópias dos projetos arquitetônicos e estruturais do CREA-SC**

Senhor Presidente,

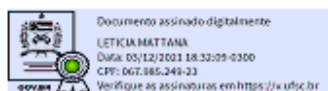
Na condição de estudante de graduação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), eu e minha orientadora, a Profa. Eng. Leticia Mattana, vimos por intermédio deste ofício solicitar uma cópia dos documentos referentes aos projetos arquitetônicos e estruturais da edificação do CREA-SC. A solicitação se justifica para a realização do meu Trabalho de Conclusão do Curso em Engenharia Civil, cujo título preliminar é "*S-BIM no projeto estrutural de edificações do período moderno*". Nesta pesquisa, pretendo analisar a estrutura da edificação do CREA-SC por meio de modelos BIM. Caso a solicitação possa ser atendida, solicito que as cópias das documentações sejam enviadas via mídia eletrônica, para o endereço de correio eletrônico: villemateus@outlook.com. Certos de sua atenção, colocamo-nos à disposição para esclarecimentos e aguardamos retorno desta Secretaria quanto ao envio da documentação requerida.

Respeitosamente,



---

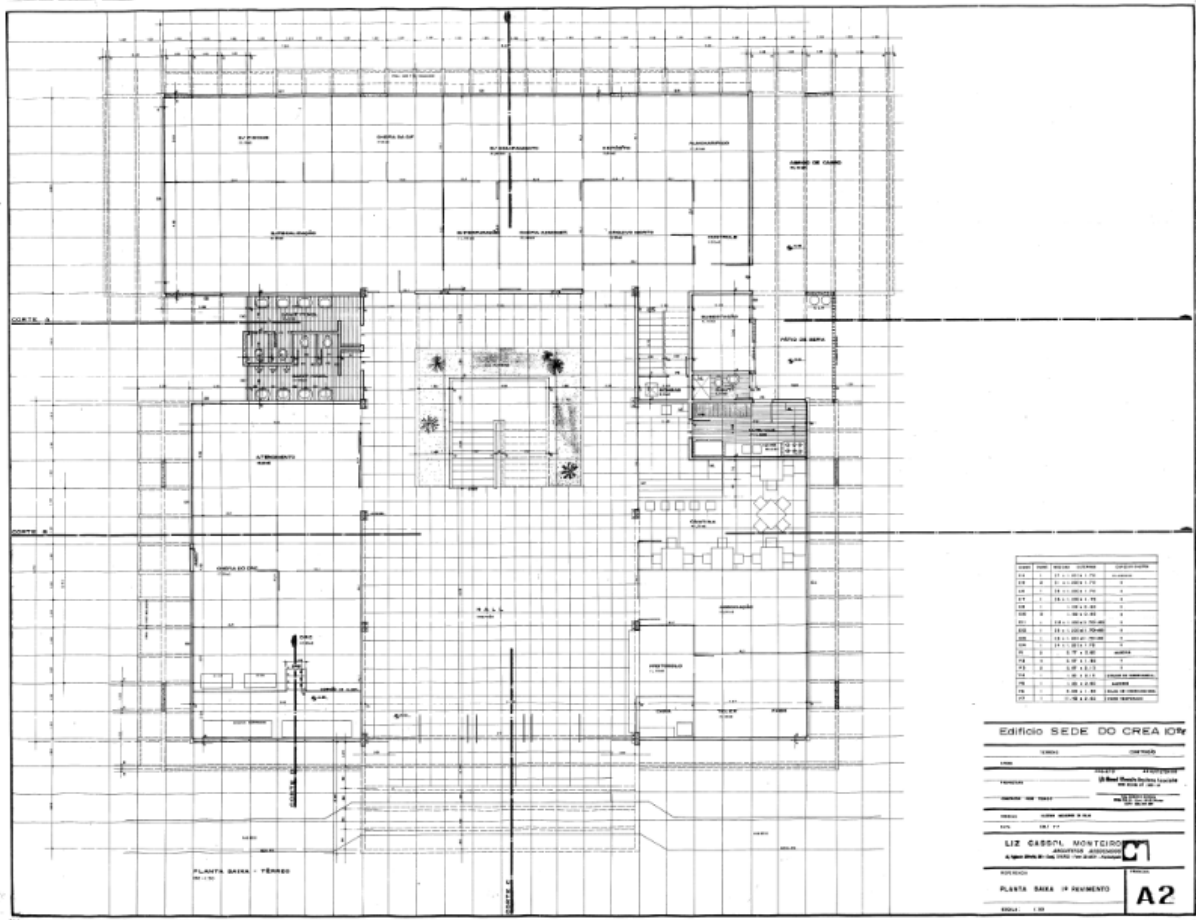
Mateus Coivo Villela  
Estudante de Engenharia Civil-UFSC



---

Leticia Mattana  
Orientadora

### ANEXO A – Pranchas Arquitetônicas CREA-SC Planta baixa térreo

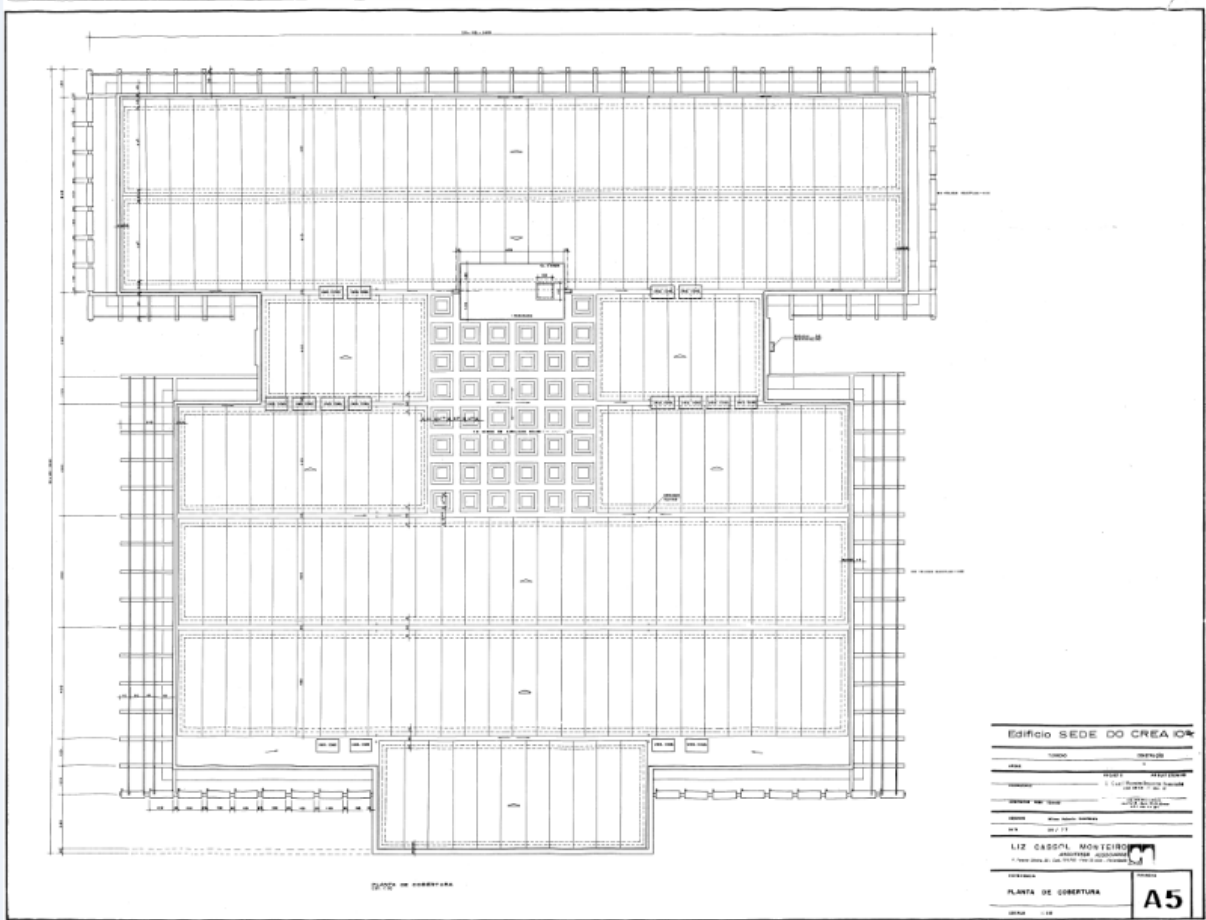


Fonte: Monteiro, 1977

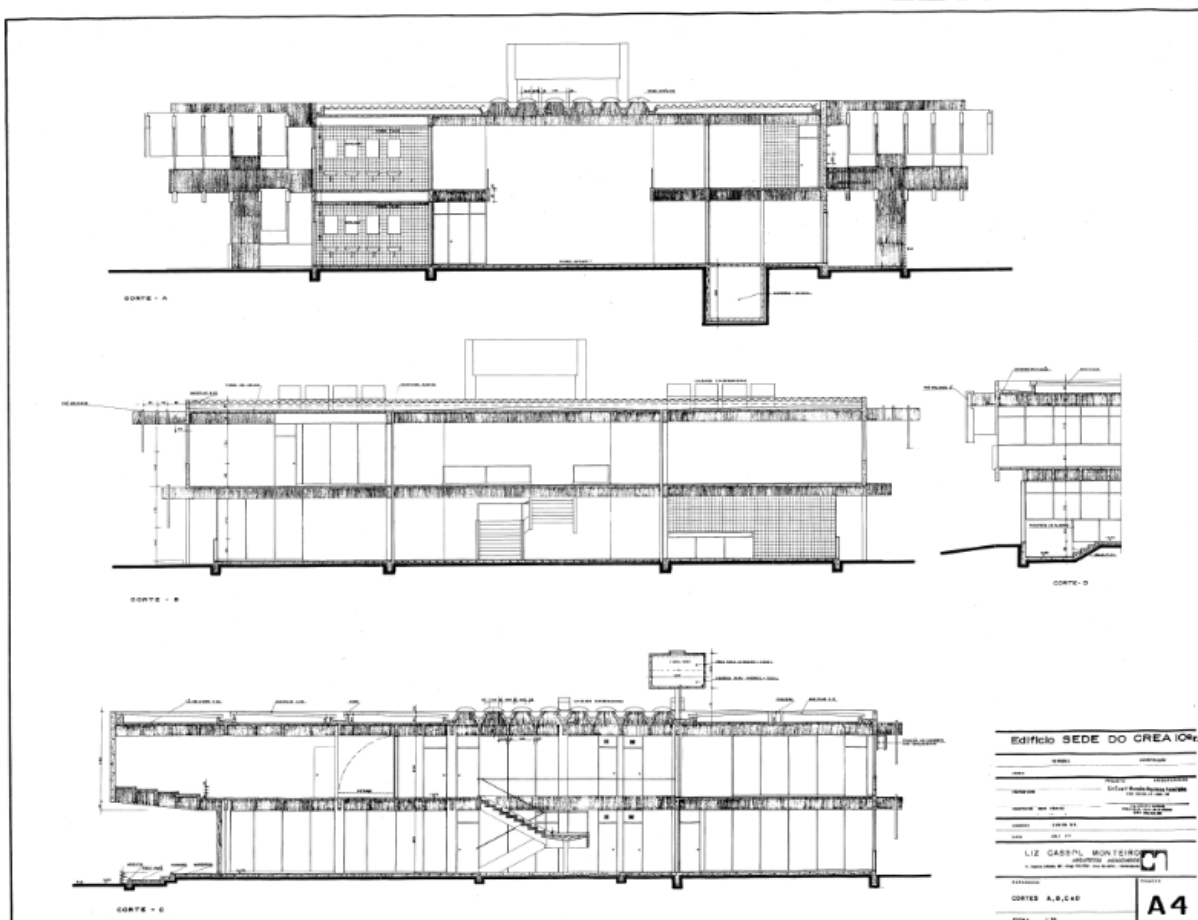




Cortes A-A B-B C-C



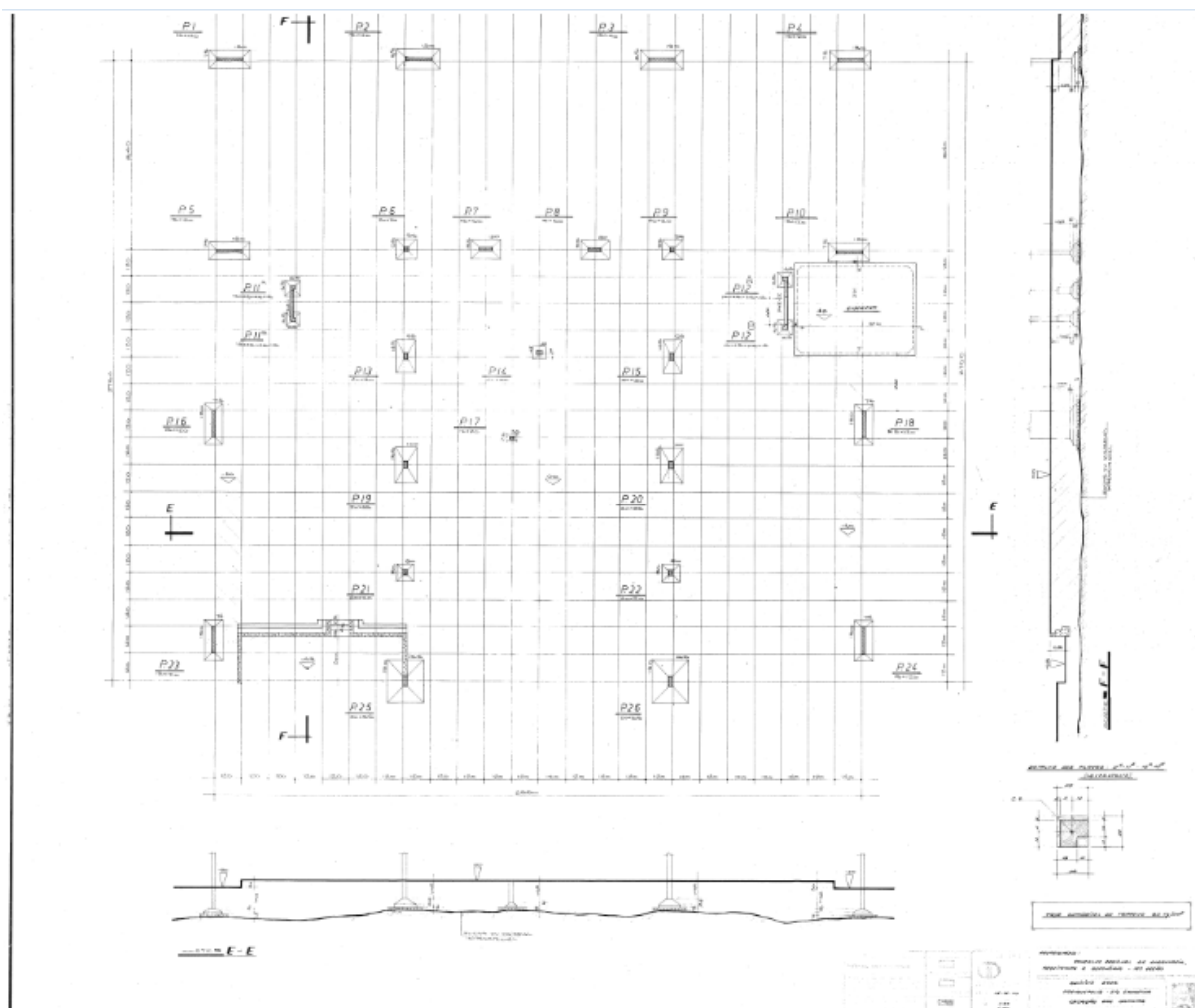
## Cortes A-A B-B C-C



Fonte: Monteiro, 1977

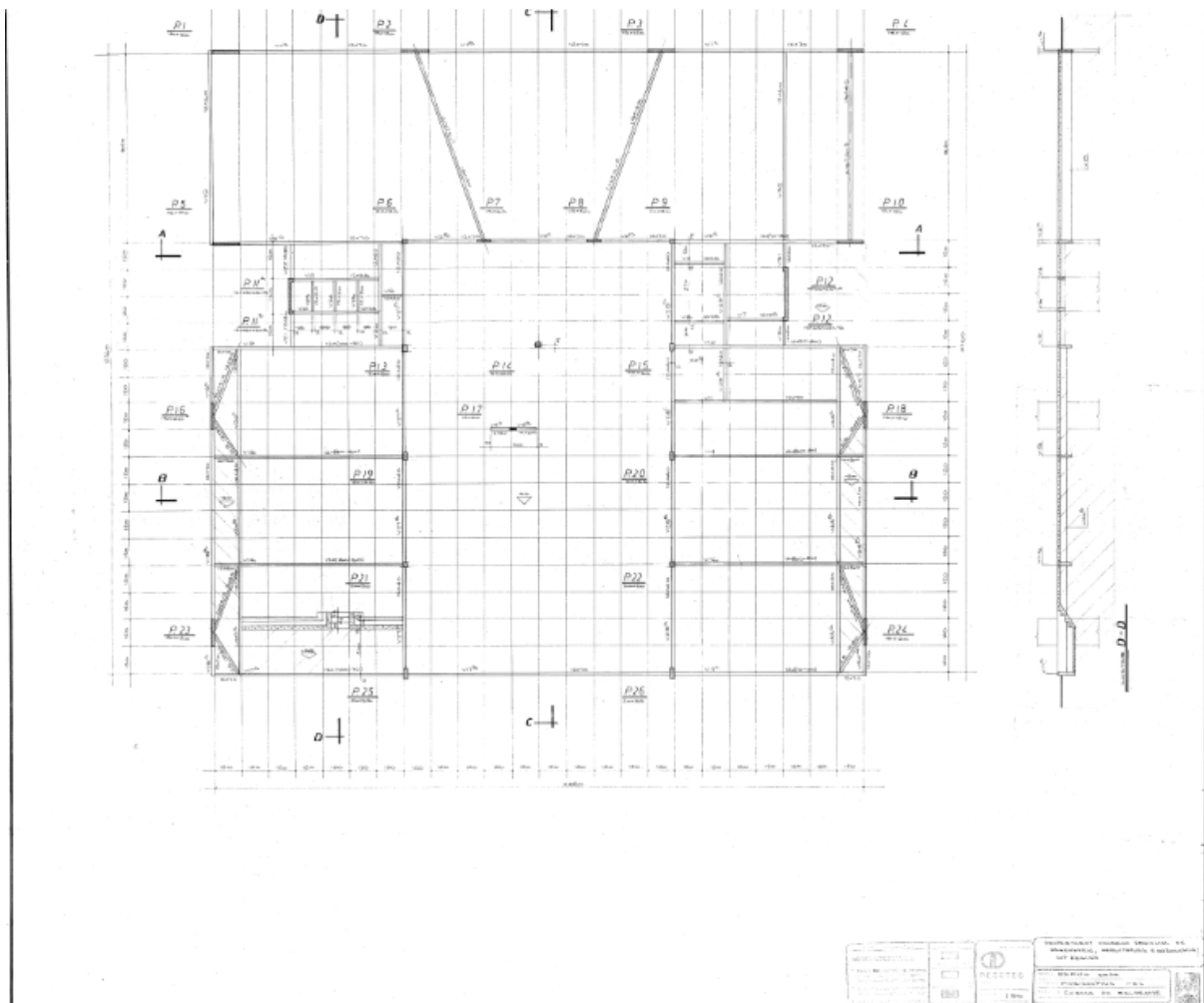


**ANEXO B – Pranchas Estruturais CREA-SC**  
Planta de locação das sapatas



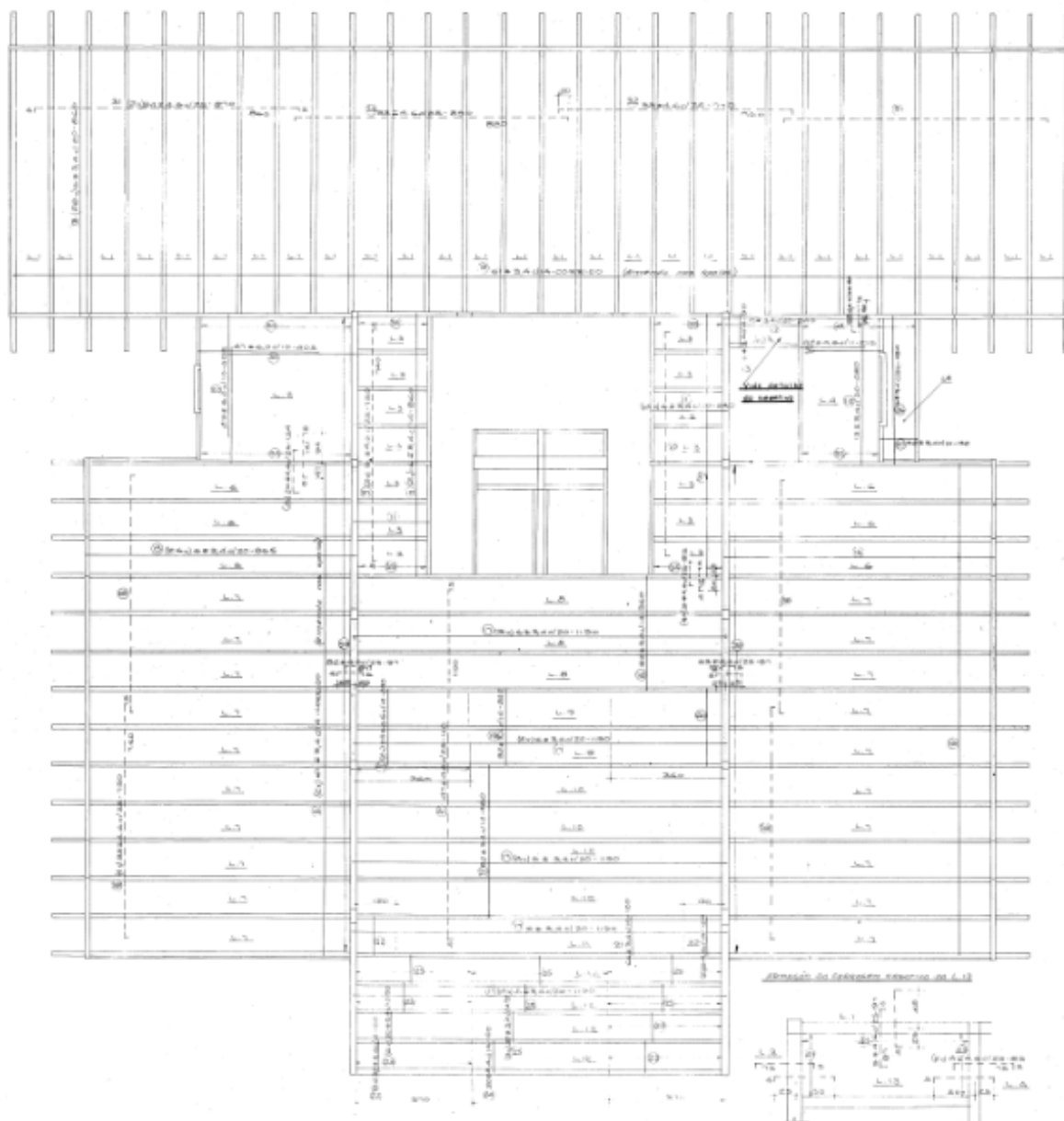
Fonte: Scotti, 1977

Planta de fôrmas baldrame



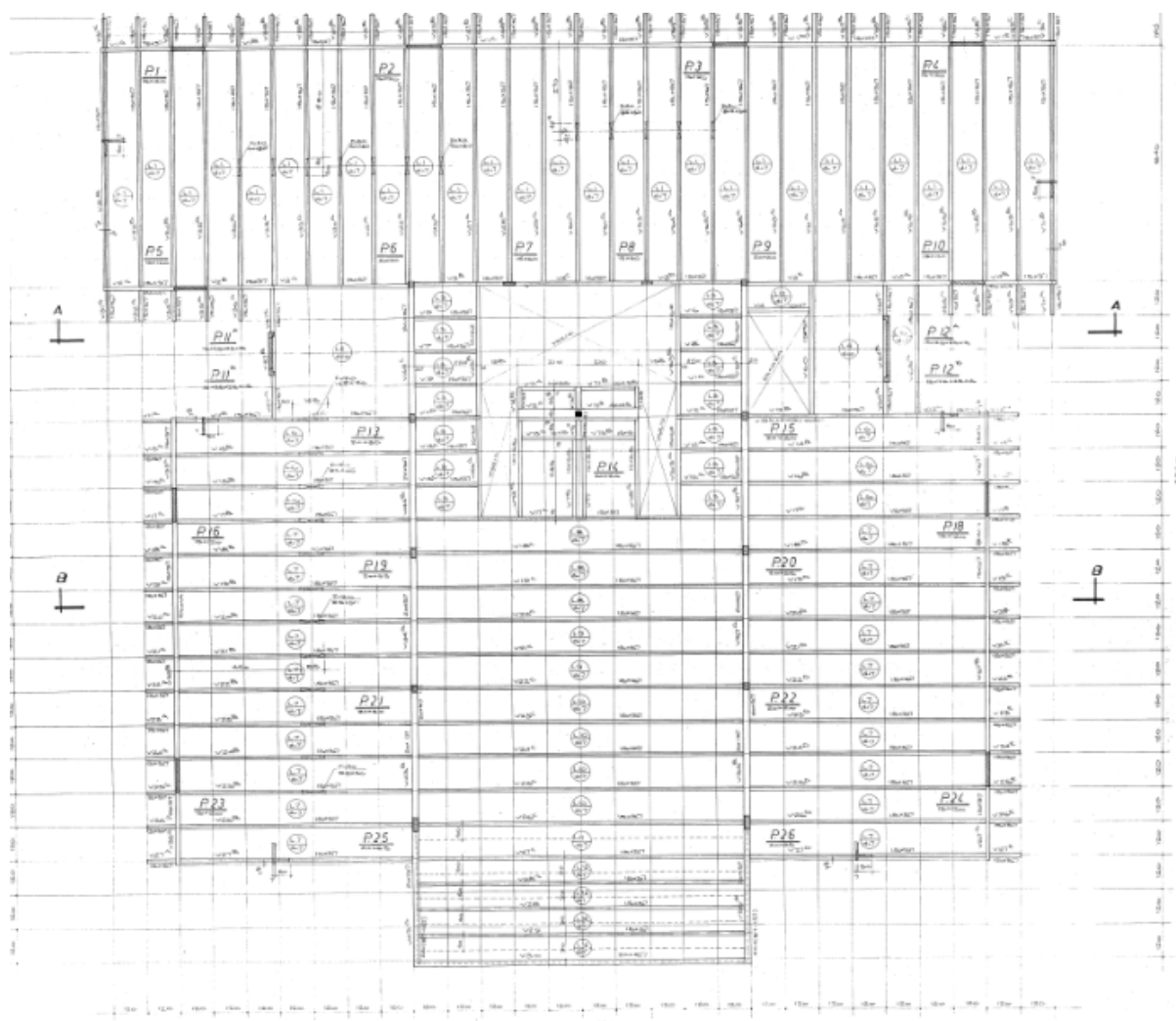
Fonte: Scotti, 1977

## Armação de lajes e pilares do teto do pavimento térreo



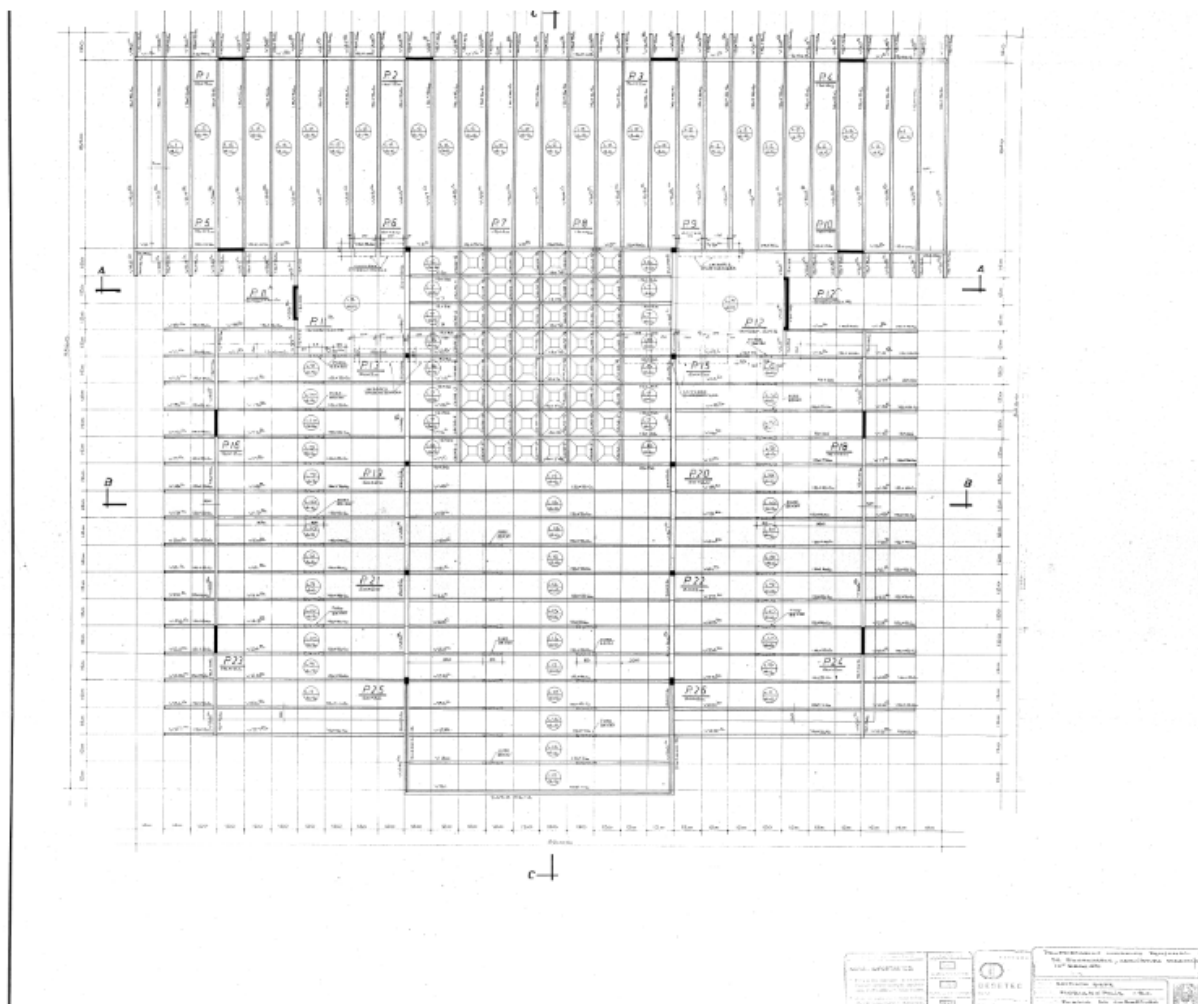
Fonte: Scotti, 1977

## Forma do teto pavimento térreo



Fonte: Scotti, 1977

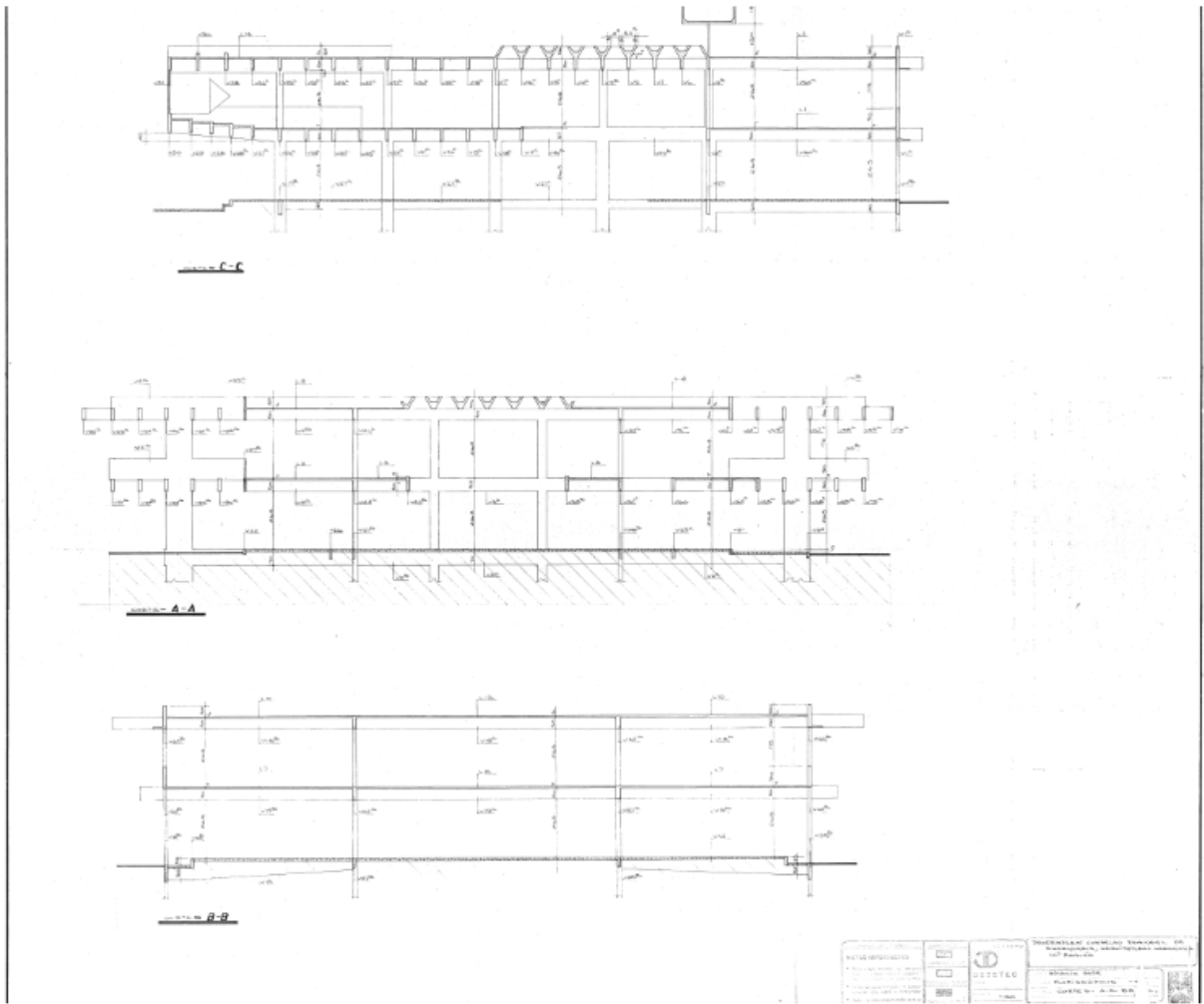
## Forma da cobertura



Fonte: Scotti, 1977



Cortes A-A B-B C-C



Fonte: Scotti, 1977

Resumo estrutural

RESUMO		POB TOTAL
ACO	Ø	NO
3,4		100
4,2		3986
6,0		230
8,0		49
10		30
12		70
15		100
20		100
25		150
30		150
TOTAL		180

RESUMO		POB TOTAL
ACO	Ø	NO
3,4		100
4,2		230
6,0		82
7,0		220
10		42
12		70
15		97
18		220
20		100
24		22
TOTAL		180



  

RESUMO		POB TOTAL
ACO	Ø	NO
3,0		15
4,0		50
5		110
6,0		100
7,0		200
10		200
12		200
15		40
TOTAL		180

RESUMO		POB TOTAL
ACO	Ø	NO
3,0		50
4,0		110
6,0		130
10		100
12		200
15		100
18		60
20		70
24		70
TOTAL		180

PROPRIETÁRIO:		
CONSELHO REGIONAL DE ENGENHARIA, ARQUITETURA E AGRIMENSURA - CREA		
OBRA: SERVIÇO SANEAMENTO		
LOCAL: FERREAS POLIS - P.C.		
TÍTULO: RESUMO TOTAL DOS PERÇOS E DO VALORE DE CONCRETO E MOVIMENTO		
ENDEREÇO: RUA... ANEXO... TELEFONO: (11) 233-...		S.R.C.D. VERIFICADO:
FUNDO: CHUNG CHANG... ENDEREÇO: RUA...		S.R.C.D. VERIFICADO:

Fonte: Scotti, 1977