



Centro Universitário de Brasília

Faculdade de tecnologia e ciências sociais aplicadas

EDUARDO FABIAN DA FONSECA

*ANÁLISE DO APARECIMENTO DE FISSURAS EM REGIÕES DE ABERTURAS DE
PAREDES DE CONCRETO ARMADO – ESTUDO DE CASO*

Brasília
2016

EDUARDO FABIAN DA FONSECA

*ANÁLISE DO APARECIMENTO DE FISSURAS EM REGIÕES DE ABERTURAS DE
PAREDES DE CONCRETO ARMADO – ESTUDO DE CASO*

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado como um dos requisitos para
a conclusão do curso de Engenharia Civil
do UniCEUB - Centro Universitário de
Brasília

Orientador: Eng.^o Civil Henrique de Paula
Faria, M.Sc.

**Brasília
2016**

EDUARDO FABIAN DA FONSECA

***ANÁLISE DO APARECIMENTO DE FISSURAS EM REGIÕES DE ABERTURAS DE
PAREDES DE CONCRETO ARMADO – ESTUDO DE CASO***

Trabalho de Curso (TC) apresentado
como um dos requisitos para a
conclusão do curso de Engenharia
Civil do UniCEUB - Centro
Universitário de Brasília

Brasília, 9 de Julho de 2015.

Banca Examinadora

Eng. Civil: Henrique de Paula Faria, M.Sc.
Orientador

Eng. Civil: Rosana Duarte, M.Sc.
Examinador

Eng. Civil: Nathaly Narváez, M.Sc.
Examinador

RESUMO

O estudo de caso apresentado tem a finalidade de entender como se comportam os acúmulos de tensões em estruturas de paredes de concreto monolíticas e como consequência correlacionar esses acúmulos de tensões aferidos com o aparecimento de fissuras. Tais fissuras que foram catalogadas e evidenciadas in loco se tornaram um problema recorrente nas construções que foram analisadas.

Fez parte deste estudo uma construção composta por quatro torres de dezessete andares cada, sendo que dentro desses dezessete pavimentos, os últimos quinze são compostos por pavimentos tipo no qual foi utilizado o sistema construtivo de paredes de concreto monolíticas, que conforme constatado, nas regiões de abertura de vãos tais como janelas e caixas de passagens elétricas foi evidenciado uma constante fissuração endêmica aos elementos estudados.

Com o auxílio da ferramenta SAP 2000 foi criado um modelo virtual de um pavimento tipo. Utilizando-se desse modelo como base, foi recriado a situação do primeiro pavimento tipo que é comprovadamente o mais carregado e representa o pior cenário possível, em termos de carregamento.

Aliado ao carregamento foram criadas quatro combinações de cargas, cujo objetivo é representar as reais situações encontradas nos edifícios em questão. Tais combinações levam em consideração o peso próprio das estruturas, seus carregamentos, variações de temperatura e variações decorrentes a retração do concreto.

Para a análise dos resultados obtidos usando a ferramenta de modelagem virtual foi utilizada a fórmula de abertura de fissuras, descrita na NBR 6118/2014, simulando-se que as aberturas de fissura ocorrerão nos cantos das janelas, conforme é evidenciado in loco.

Os resultados obtidos, em todas as combinações de carregamentos, foram índices positivos em relação ao surgimento de fissuras. Das quatro janelas analisadas, somente uma ficou dentro do limite estabelecido para abertura de fissuras em peças estruturais descrito pela NBR 6118/2014. É evidenciado que a patologia é decorrente de uma falha no projeto estrutural, portanto recomenda-se que o mesmo passe por uma revisão a fim de sanar as patologias evidenciadas.

Palavras-chaves: Dimensionamento. Fissuras. Estrutura. Concreto armado. Paredes de concreto moldadas in loco. SAP 2000.

ABSTRACT

The case study aims to understand how behave accumulations of tensions in monolithic concrete walls structures, as a result, correlate these accumulations of tensions with the appearance of cracks. Such cracks that have been cataloged and evidenced-site are a recurrent problem in buildings that were analyzed.

Was part of this study a building composed of four towers of seventeen floors each, and within these seventeen floors, the last fifteen consist of flooring type in which was used the building system of monolithic concrete walls, as observed in the regions of openings, such as windows and electrical passages boxes, evidenced a constant cracking endemic to the studied elements.

With the help of the tool SAP 2000, it was created a virtual model of a type pavement. Using this model as a basis, the situation of the first floor type that is arguably the most loaded and represents the worst possible scenario in terms of loading has been recreated.

Allied loading were created four combinations of loads, whose goal is to represent the actual situations found in the buildings in question. Such combinations are with the own weight of the structures, their loads, temperature variations and variations due to shrinkage of concrete.

For the analysis of results obtained using the virtual modeling tool was used to open fissures formula described in NBR 6118/2014, simulating that the fissure openings occur in the corners of the windows, as evidenced on the spot.

The result in all loads combinations, positive results were compared to the appearance of cracks. Of the four analyzed windows, only one was within the limit set for the opening of cracks in structural parts described by NBR 6118/2014.

Therefore, it is evident that a flaw in the structural design causes the condition, so it is recommended that it go through a review in order to remedy the evident pathologies.

Keywords: Scaling. Fissure. Structure. Reinforced concrete. Concrete wall. SAP 2000.

ÍNDICE DE FIGURAS

- FIGURA 1:** Curva de Gauss
- FIGURA 2:** Transpasse de armaduras
- FIGURA 3:** Apoio das lajes sobre paredes intermediárias
- FIGURA 4:** Apoio das lajes sobre paredes periféricas
- FIGURA 5:** Travamento em extremidade de parede
- FIGURA 6:** Travamento em canto de paredes
- FIGURA 7:** Reforço em aberturas de portas e janelas
- FIGURA 8:** Fissurações decorrentes de cargas diretas
- FIGURA 9:** Fissurações decorrentes de retração
- FIGURA 10:** Fissurações decorrentes de deslocamentos impostos
- FIGURA 11:** Fissurações decorrentes de fenômenos químicos deletérios
- FIGURA 12:** Sentido das forças em elementos de nó
- FIGURA 13:** Sentido das forças em elementos sólidos
- FIGURA 14:** Sentido das forças em elementos de placa
- FIGURA 15:** Concreto de envolvimento da armadura
- FIGURA 16:** Representação esquemática do projeto arquitetônico das quatro torres
- FIGURA 17:** Modelagem 3D do projeto arquitetônico
- FIGURA 18:** Layout da estrutura interna de um apartamento
- FIGURA 19a, b, c, d, e:** Fissura no canto da janela
- FIGURA 20a, b:** Fissura paralela a janela
- FIGURA 21a, b, c:** Fissura perpendicular à janela
- FIGURA 22:** Fissura em abertura no concreto
- FIGURA 23:** Fissura a 45° no canto de janela
- FIGURA 24:** Fissura a 45° no canto de janela
- FIGURA 25:** Modelagem em AutoCAD
- FIGURA 26:** Detalhamento em janela
- FIGURA 27:** Modelagem no SAP 2000
- FIGURA 28:** Propriedades do concreto
- FIGURA 29a, b, c:** Propriedades da seção
- FIGURA 30:** Ações admitidas
- FIGURA 31:** Fatores de segurança
- FIGURA 32a, b, c, d:** Combinações de ações
- FIGURA 33:** Análise da Modelagem

FIGURA 34: Representação das janelas

FIGURA 35: JANELA 1

FIGURA 36: JANELA 2

FIGURA 37: JANELA 3

FIGURA 38: JANELA 4

LISTA DE SIMBOLOS

SÍMBOLOS LATINOS

f_{ck}	Resistência à compressão do concreto característica
f_{cm}	Resistência média do concreto à compressão
f_{cd}	Resistência do concreto de calculo
f_{ctm}	Tensão media do concreto a tração
w_k	Abertura de fissura
k	Coefficiente
kN	Quilo-Newtons
mm	Milímetros
cm	Centímetros
m	Metros
m^2	Metros quadrados
m^3	Metros cúbicos
A_{cri}	Área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ
s	Desvio padrão
x, y e z	Direções ortogonais
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
F	Força
F_{sd}	Força concentrada de cálculo
M	Momentos fletores
M_{sd}	Momentos fletores de cálculo
MPa	Mega-Pascal

SÍMBOLOS GREGOS

γ_c	Coefficiente de minoração da resistência do concreto
σ_{si}	Tensão de tração no cetro de gravidade da armadura considerada
ϕ_i	Diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada
E_{si}	Modulo de elasticidade da barra ϕ_i
ρ_{ri}	Taxa de armadura, em relação a A_{cri}
η_1	Coefficiente de aderência
f_{ctm}	Tensão media do concreto a tração

1	INTRODUÇÃO	11
2	OBJETIVO	12
2.1	Objetivo Geral	12
2.2	Objetivo Específico	12
3	REVISÃO BIBLIOGRAFICA	13
3.1	Concreto Armado	13
3.1.1	Histórico	13
3.1.2	Composição	14
3.1.3	Resistencia a Compressão	15
3.1.4	Resistencia a Tração	17
3.2	Construção com Paredes de Concreto Estruturais	17
3.3	Fissuras em Estruturas de Concreto Armado	22
3.3.1	Fissuras Decorrentes de cargas diretas	23
3.3.2	Fissuras Decorrentes de Retração	23
3.3.3	Fissuras Decorrentes de Deslocamentos Impostos	24
3.3.4	Fissuras Decorrentes de Fenômenos Químicos Deletérios	25
3.4	Softwares de Análise Estrutural	25
3.4.1	Introdução a Softwares de Análise Estrutural	25
3.4.2	SAP 2000	26
3.5	Qualidade e Segurança	29
3.5.1	Estados Limites	29
3.5.2	Ações	34
3.5.3	Coeficiente de Ponderação das Ações	35
3.5.4	Combinações de ações	37
4	METODOLOGIA E CONSIDERAÇÕES INICIAIS	38
4.1	Projeto Arquitetônico	38
4.2	Problemas relacionados a construção	40
4.3	Lançamento da Estrutura e Obtenção dos Momentos Máximos	47

4.3.1 Lançamento da Estrutura	47
4.2.2 Critérios adotados.....	49
4.3.3 Ações utilizadas no projeto.....	51
4.3.4 Análise da Modelagem no SAP 2000	56
4.3.5 Cálculo do Momento Máximo de Fissuração	62
5 RESULTADOS OBTIDOS.....	63
SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	66
CONCLUSÃO	67
REFERÊNCIAS.....	68

1 INTRODUÇÃO

O estudo de caso proposto visa entender como se comportam os acúmulos de tensões apresentados em estruturas de concreto armado monolíticas, devendo assim esclarecer o real motivo do aparecimento de fissuras em aberturas no concreto armado, tais aberturas como janelas e caixas de passagem de elementos elétricos.

Tais fissuras, que comumente ocorrem, podem ser por efeito de acúmulo de tensões, o que indicaria uma falha no projeto estrutural, ou por retração, o que indicaria uma deficiência no processo de cura do concreto em questão.

O projeto que será estudado consiste em um empreendimento realizado principalmente em paredes de concreto estruturais, a empresa A, a qual se reservou ao direito de não se identificar, realizou o empreendimento que foi posto a estudo no qual se consiste de quatro torres de 17 andares cada, dos quais 15 andares são compostos por pavimentos tipo realizados com o esquema estrutural de paredes de concreto armado moldadas em loco com o auxílio de formas metálicas.

O estudo de caso que será realizado somente visa estudar os 15 andares de pavimento tipo, onde o aparecimento de fissuras é um problema recorrente e até o atual momento sem solução. Tais fissuras que geralmente ocorrem nos cantos de janelas e caixas de passagem que na maioria dos casos se apresenta a uma posição de 45° em relação ao eixo do elemento estudado.

A construção com paredes de concreto se tornou um advento tecnológico bastante viável tendo como seu principal benefício o ganho em produtividade, porém também deve-se salientar a não utilização de formas em madeira, dispensa-se a utilização de contrapiso e reboco, as formas metálicas empregadas podem ser reutilizadas inúmeras vezes e quando aliadas com o concreto aditivado com acelerador de pega permite um desmolde em até 14 horas após a concretagem.

Porém, devido ao fato da construção com paredes de concreto estruturais ser um processo construtivo novo e não totalmente explorado até o presente momento, existem ainda desvantagens intrínsecas ao sistema que são em sua maioria o alto índice de aparecimento de fissuras, devido a eliminação do uso de reboco e contrapiso observou-se um grande índice de deslocamento de cerâmica e observa-se também como uma desvantagem a impossibilidade de se mudar o layout dos apartamentos e do edifício como um todo.

Serão realizadas modelagens e análises estruturais com o auxílio do programa SAP2000, o emprego de tal ferramenta de modelagem não usual se deve ao fato do programa realizar com excelência a modelagem de estruturas especiais, tais como construções em paredes de concreto.

Com o auxílio do software citado a cima serão obtidos os esforços máximos atingidos nos pontos de aberturas de fissuras e serão comparados ao estado-limite de fissuração do elemento, expresso no item 17.3.3 da norma NBR 6118/2014.

2 OBJETIVO

2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo analisar as concentrações de tensão em um projeto estrutural, em paredes portantes de concreto armado, com o auxílio do software SAP2000 a fim de modelar uma estrutura de uma edificação e analisar os resultados face as fissuras apresentadas conforme constatadas em vistoria in loco.

2.2 Objetivo Específico

- O objetivo específico proposto visa a elaboração de um modelo estrutural de uma construção já existente em que foram apresentadas várias manifestações patologias de fissuras em paredes e lajes.
- Analisar os momentos máximos e comparados aos momentos máximos de fissuração dos elementos em questão.
- Fazer relatório fotográfico das patologias evidenciadas

3 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

3.1 Concreto Armado

3.1.1 Histórico

Antigamente, antes da criação do concreto armado, o emprego de construções se realizava basicamente por meio de materiais como pedras naturais e madeira. No início, com emprego da construção usando essas matérias primas, as demandas construtivas eram atendidas com excelência, porém com o desenvolvimento e aprimoramento do sistema construtivo se foi notando que os materiais não atingiam certas expectativas que eram impostas a eles, tais como a resistência a esforços de tração.

Civilizações como a Romana, a Asteca e Egípcia se destacaram na antiguidade pelo fato de aprimorarem a técnica de construção com elementos rústicos tais como pedras naturais, madeira, argila, etc.

O método utilizado pelas civilizações antigas claramente se assemelha com o método empregado para construções com alvenaria, utilizando-se de materiais como aglomerantes a base de cal e gipsita aliada com tijolos, que na época eram moldados em loco usando os materiais disponíveis na região.

Com o surgimento do ferro e do aço foi observado que ele se tornaria um elemento essencial para resistir a esforços de tração, porém essas estruturas se oxidavam muito fácil e possuíam um déficit quando se trabalhava com esforços de compressão. A fim de se atender essa demanda se tornou necessário a criação de um elemento que resistisse a esforços de tração, compressão e que não se oxidasse com facilidade. Elemento tal que o concreto armado se encaixou com perfeição.

A primeira estrutura conhecida de concreto armado no mundo foi um barco criado por Louis Lambot, um agricultor francês, que em 1849 executou a ideia e a testou em sua propriedade. Com seu protótipo original preservado no Museu de Brignoles, França, até os dias atuais.

Inspirado com o projeto revolucionário de Louis Lambot, o jardineiro Joseph Monier adaptou a técnica na construção de seus vasos, que historicamente eram considerados frágeis. Em 1867 Monier havia avançado tanto em seu método ao ponto de patentear-lo. Monier é

considerado um dos principais disseminadores da construção com concreto armado na antiguidade.

O concreto armado foi e ainda é uma das melhores alternativas em sistemas construtivos, pelo fato do concreto ser um material extremamente moldável, resistente, durável

3.1.2 Composição

Chamamos de concreto armado a estrutura de concreto que possui em seu interior armações metálicas responsáveis por resistir a esforços de tração na medida que a parcela correspondente a compressão é resistida pelo concreto.

O concreto é composto de aglomerantes, agregados (grãos e miúdos), e água. Caso seja necessário pode-se optar também pela utilização de aditivos ou adições para mudar alguma característica do concreto.

Os agregados têm a função de transmitir os esforços de tensões aplicadas no concreto através de seus grãos, geralmente a resistência a compressão dos agregados é maior que a do concreto, tendo também a função de reduzir o efeito das variações de volume causadas pela retração e reduzir o custo global do concreto. Os agregados podem representar até 80% do volume do concreto e são divididos em agregados graúdos e miúdos.

São considerados agregados graúdos todos grãos que ficam retidos na peneira número 4 (malha quadrada de lado igual a 4,8mm), deve-se atentar também para o tamanho máximo do grão que será determinado pela distribuição das armaduras na peça estrutural a ser concretada, a brita também deverá ter o menor índice de pulverulência possível pois isso irá influenciar no fator água/cimento do conjunto.

Conseqüentemente tudo que passa pela peneira de número 4 (malha quadrada de lado igual a 4,8mm) é considerado agregado miúdo, deve-se considerar também a umidade presente no agregado, pois isso influenciará no fator água/cimento.

O cimento é um dos materiais mais consumidos do mundo, o seu papel no concreto é fazer a ligação entre os grãos dos agregados, interagindo com a água e criando uma reação exotérmica que gera resistência mecânica.

A água é um fator essencial no concreto, pois uma má dosagem irá gerar uma perda na resistência do mesmo. Valores do fator água/cimento seguem conforme tabela abaixo:

TABELA 1 – Classes de agressividade

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
^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 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

FONTE: NBR 6118/2014

Os aditivos são produtos que, adicionados em pequena quantidade aos concretos de cimento Portland, modificam algumas propriedades, no sentido de melhorar esses concretos para determinadas condições. Os principais tipos de aditivos são: plastificantes (P), retardadores de pega (R), aceleradores de pega (A), plastificantes retardadores (PR), plastificantes aceleradores (PA), incorporadores de ar (IAR), superplastificantes (SP), superplastificantes retardadores (SPR) e superplastificantes aceleradores (SPA).

Costuma-se dizer, que tudo que não é cimento, agregado, água ou aditivo, pode ser considerada uma adição, as adições podem ser implementadas para suprir várias necessidades diferentes em relação ao concreto, como: aumentar a resistência, colorir o concreto, diminuir o calor de hidratação, reduzir fissuras, etc.

Dentre as adições mais comuns estão: escória de alto forno, cinza volante, sílica ativa, fibras de nylon ou de polipropileno, pigmentos para colorir, fibras de aço que substituem armaduras, isopor para enchimentos, etc.

A cura do concreto é um processo extremamente importante para o concreto alcançar o desempenho esperado por projeto. Uma cura mal executada, além de diminuir a resistividade do concreto, observa-se o aparecimento de fissuras por retração o que resulta em uma camada superficial fraca, porosa e permeável que comprometerá a armadura no interior do concreto.

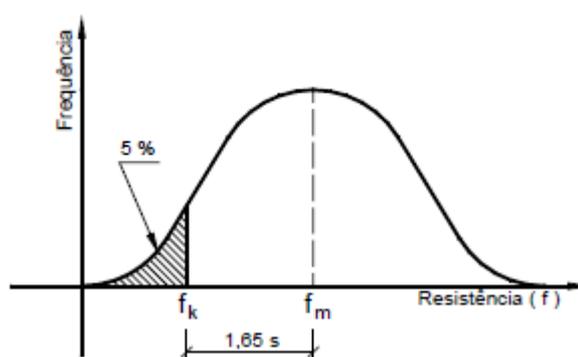
3.1.3 Resistência a Compressão

A característica mecânica mais importante do concreto é a resistência a compressão. A resistência a compressão simples, denominada como f_c , é determinada através de ensaios com

rompimentos de corpos de prova de concreto na idade de 28 dias, tais ensaios de rompimentos são normalizados pelas NBR 5738 e NBR 5739 que se tratam respectivamente da modelagem/cura dos corpos de prova e a normatização para a realização dos ensaios de rompimento dos corpos de prova.

Após a análise de um número expressivo de corpos de prova obtém-se a curva estatística de Gauss ou curva de distribuição normal, tal curva que se encontram dois valores de fundamental importância: resistência média do concreto à compressão, f_m , e resistência característica do concreto à compressão, f_k .

FIGURA 1- Curva de Gauss



FONTE: BASTOS, P., 2006

A resistência média do concreto a compressão, f_m , representa a média aritmética entre a resistência a compressão obtidas no ensaio de rompimento dos corpos de prova, enquanto o f_k representa o valor de resistência que se refere a 5% de probabilidade de não ser alcançado, e também pode ser expressado pela fórmula:

$$f_k = f_m - 1,65.s$$

Onde s é o desvio padrão, e corresponde a distância entre a abscissa de f_m e a do ponto de inflexão da curva, ou seja, o ponto onde a curva muda de concavidade.

Logo, pode-se deduzir que apenas 5% das amostras possuem resistência a compressão menor que a resistência característica, o que é representado pelo valor $1,65.s$.

Aplicando-se na prática, pode ser afirmado que a responsabilidade em escolha de um f_k adequado fica por conta do engenheiro calculista do projeto e conseqüentemente foca sobre responsabilidade do engenheiro de campo a constatação de que determinações efetuadas em projeto sejam cumpridas em campo, segundo afirma a NBR 6118:2014.

Para efeito de dimensionamento de estruturas em concreto armado é adotado um valor de segurança em cima do valor do f_{ck} , expresso na tabela 12.1 NBR 6118:2014. Tal coeficiente de minoração tem como objetivo expressar a variabilidade das resistências e possíveis efeitos adversos que a estrutura poderá sofrer ao longo da sua vida útil.

Logo a resistência de cálculo fica expressada como f_{cd} :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

3.1.4 Resistência a Tração

Quando o assunto é concreto armado, a resistência a tração do concreto é praticamente desprezível, pois esse papel quem desempenha é o aço. Considera-se usualmente que a resistência a tração do concreto não se ultrapassa a 10% de seu f_{ck} .

Os aços mais utilizados no concreto armado são denominados: CA25, CA50, CA60, onde o prefixo CA indica que são aços preparados para serem usados em concreto armado e a numeração subsequente indica o valor característico da tensão de escoamento real, expressa em KN/cm².

É de extrema importância que o aço usado no concreto armado trabalhe somente sob o regime elástico da peça, pois caso seja ultrapassado tal regime as deformações no mesmo se tornam permanentes e conseqüentemente o aço perderá a sua capacidade resistiva aos esforços de tração.

3.2 Construção com Paredes de Concreto Estruturais

Esse tipo de construção vem se aprimorando com o advento de novas tecnologias em relação a formas metálicas e concretos especiais. A utilização da construção com paredes de concreto estruturais cada vez vem ganhando mais espaço no mercado atual devido ao fato da sua rapidez no processo construtivo.

Ao primeiro olhar a construção com paredes de concreto estruturais é uma solução pouco viável economicamente comparada com um sistema de construção convencional, devido ao fato das formas metálicas serem muito caras (em média 2 milhões para se fazer uma unidade com 4 apartamentos por andar). Aliado ao uso de aditivos, tais como o acelerador de pega, encarecem bastante o processo.

Porém ao se aprofundar um pouco mais ao assunto se repara que o sistema é sim bastante viável, pois os reais ganhos que são atingidos superam as desvantagens econômicas iniciais. Tais ganhos que podem ser expressados por:

- Ganho em produtividade, usando o aditivo acelerador de pega pode-se deformar o elemento estrutural em 14 horas, agilizando-se assim a montagem para o próximo pavimento.
- Dispensa-se reboco e contrapiso, o acabamento final da superfície em contato com a forma metálica possui um nível de rugosidade bastante reduzido, dispensando-se a regularização e conseqüentemente se economiza tempo e dinheiro que seriam gastos com os elementos de chapisco, taliscamento, reboco, contrapiso e regularização.
- A forma metálica pode ser usada várias vezes. Caso a forma seja armazenada corretamente e receba as devidas manutenções periódicas especificadas pelo fabricante, tal fato que compensaria o investimento realizado na mesma.

Para a realização de paredes de concreto moldadas em loco geralmente é optado pela passagem de toda a estrutura que receberá a instalação elétrica (eletrodutos, caixas de passagem e caixas de luz) anteriormente a concretagem e posteriormente opta-se pela passagem das estruturas hidráulicas e hidro sanitárias.

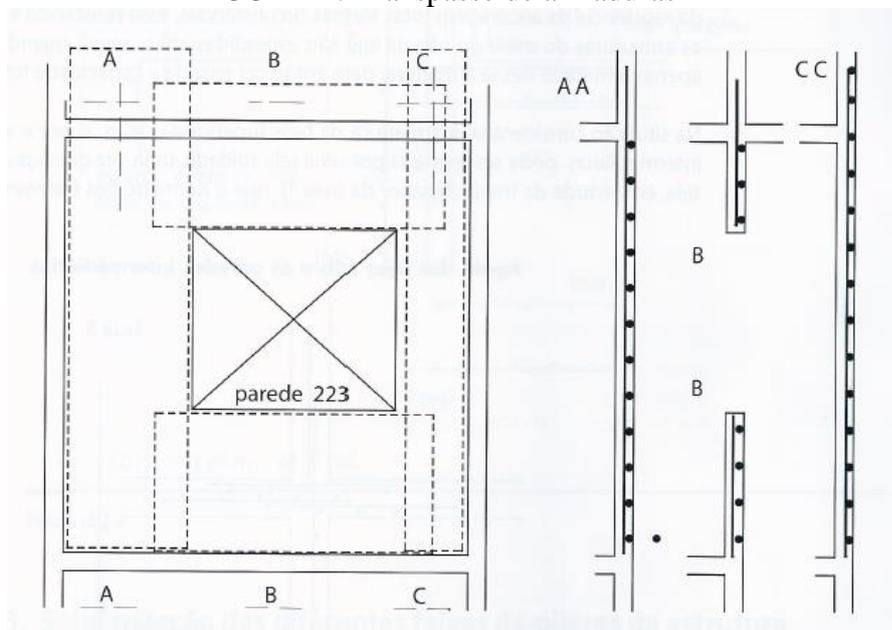
A concretagem do elemento laje-parede é realizada em conjunto, tornando-se, assim, uma estrutura monolítica com todos os seus elementos formados por partes estruturais, logo, cada elemento atua em conjunto para fim de uma estabilidade global.

Porém, também são observadas certas desvantagens na utilização de tal sistema construtivo, tais como o alto índice de aparecimento de fissuras, a longo prazo se observa o deslocamento excessivo de elementos cerâmicos que pode estar ligada ao fato de se optar pela não utilização de reboco e contrapiso e também se observa como um grande contratempo relacionado a dificuldade e a ineficiência obtida no processo de cura das paredes de concreto agravados pelos possíveis fatores climáticos desfavoráveis de baixa humidade e calor excessivo.

O esquema estrutural apresentado por esse sistema construtivo em questão consiste-se em uma solidarização dos elementos laje-parede que por fim trabalham como uma estrutura monolítica. Para a organização dos arranjos de armaduras em questão são utilizados o emprego de telas soldadas de geralmente 100mm x 100mm com diâmetro especificado em projeto e

usualmente distribuídas nos centros geométricos das paredes, a FIGURA 2 demonstra o esquema estrutural em questão e os transpasse a serem realizados entre as telas.

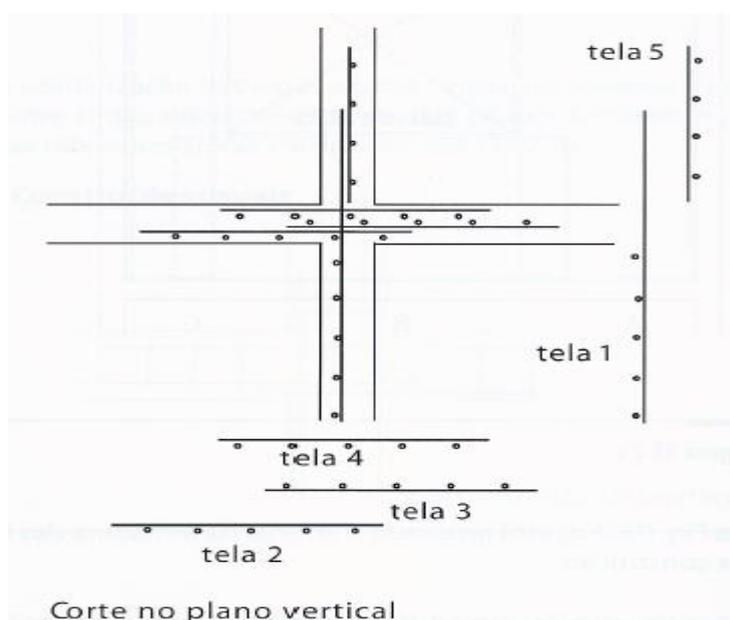
FIGURA 2: Transpasse de armaduras



FONTE: FUSCO, P., 2013

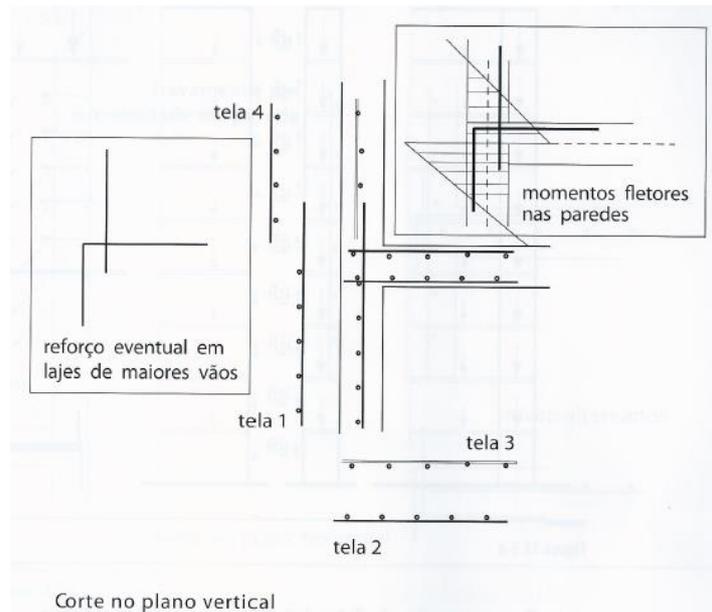
Em seguida serão apresentados os apoios das lajes em relação as paredes intermediárias e periféricas, pode-se observar as devidas ancoragens necessárias e o respectivo reforço proposto para o apoio das lajes sobre as paredes periféricas.

FIGURA 3: Apoio das lajes sobre paredes intermediárias



FONTE: FUSCO, P., 2013

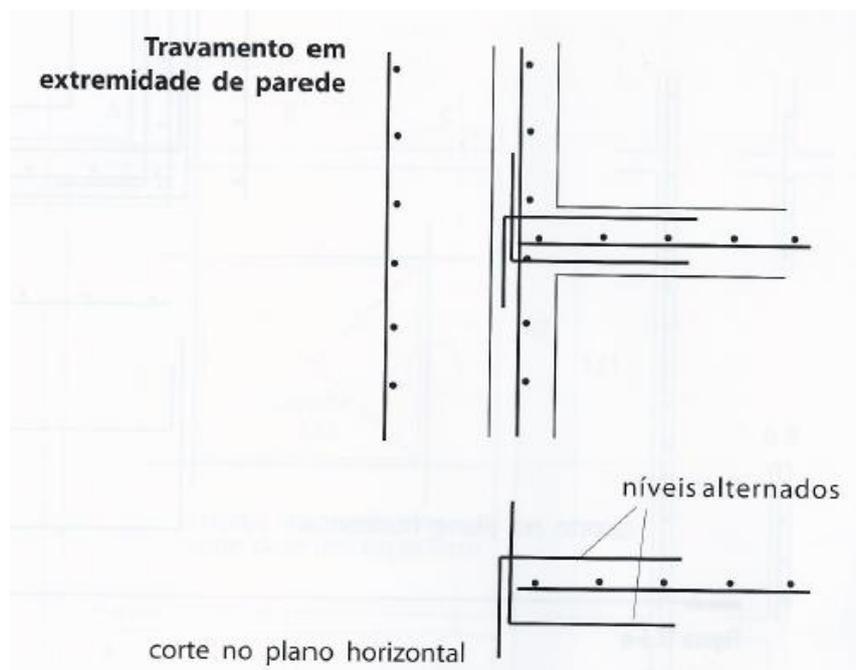
FIGURA 4: Apoio das lajes sobre paredes periféricas



FONTE: FUSCO, P., 2013.

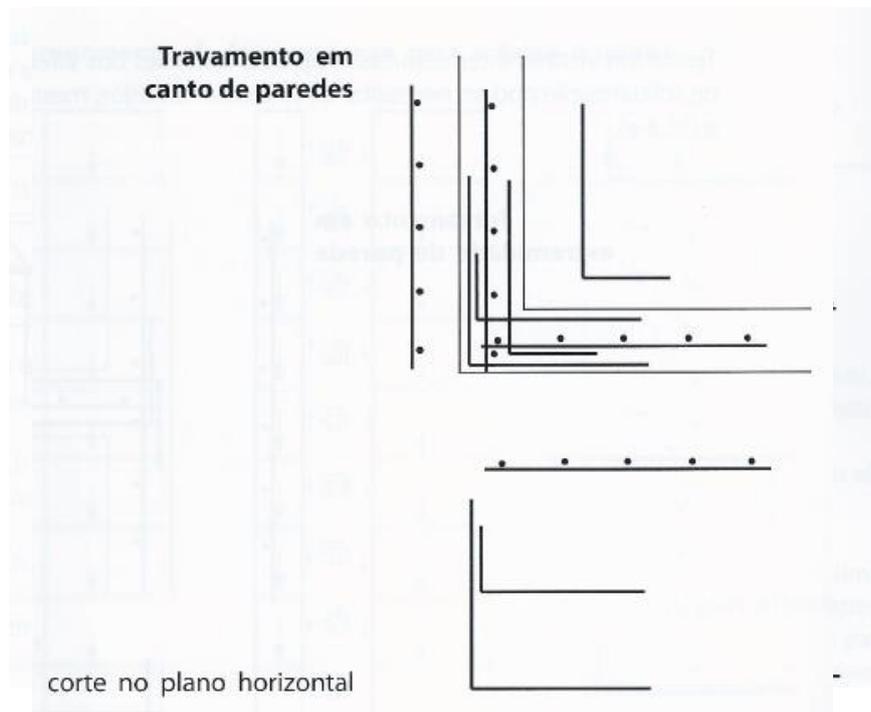
Conforme representado em projeto, deve-se atentar também para os reforços nos vãos livres e os respectivos travamentos propostos a estrutura, a fim de se garantir a correta transferência de tensões entre os seus respectivos elementos.

FIGURA 5: Travamento em extremidade de parede



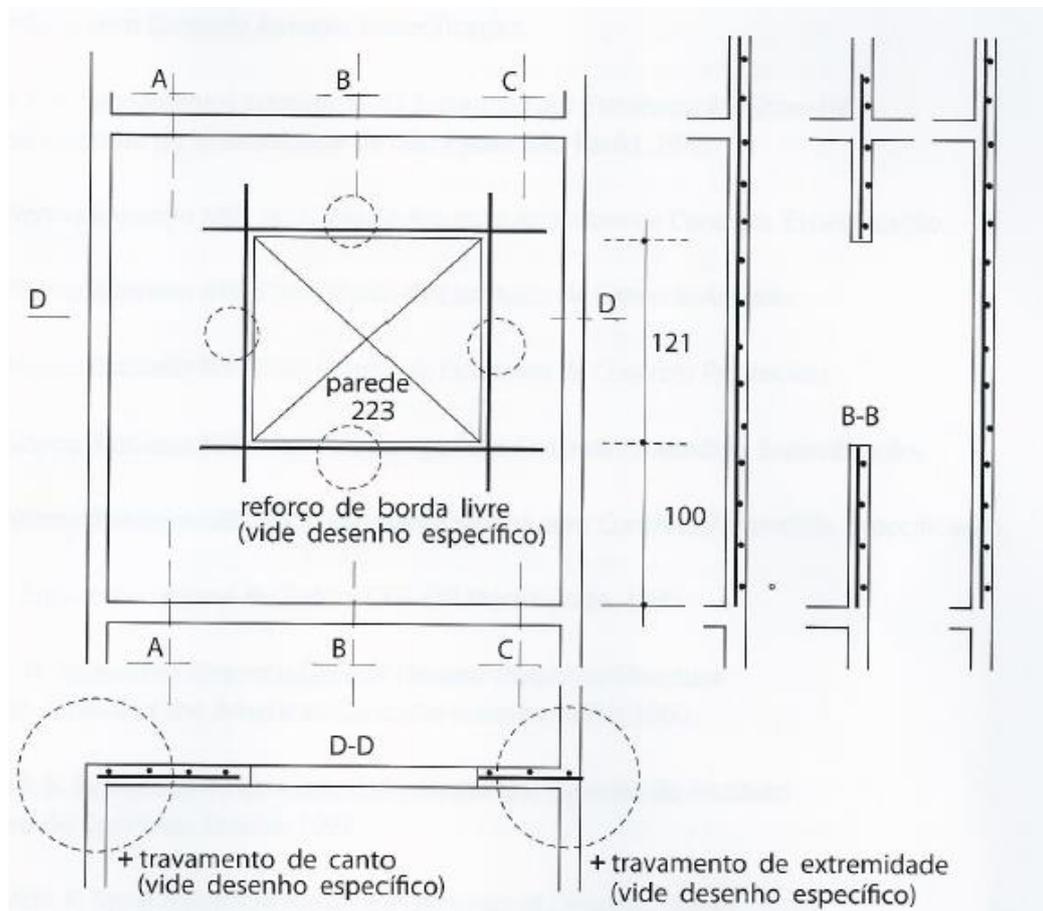
FONTE: FUSCO, P., 2013.

FIGURA 6: Travamento em canto de paredes



FONTE: FUSCO, P., 2013.

FIGURA 7: Reforço em aberturas de portas e janelas



FONTE: FUSCO, P., 2013.

3.3 Fissuras em Estruturas de Concreto Armado

Devido ao fato do concreto ser um material não homogêneo e pela falta de maiores cuidados, sendo na fase de projeto, execução ou manutenção, o material se torna suscetível a apresentar uma reação indesejada frente aos esforços, clima, microclima, etc.

Segundo a NBR 6118/2014, expressa na tabela 13.4, fissuras da ordem de 0,2mm a 0,4mm não tem importância significativa na corrosão das armaduras passivas.

TABELA 2: Exigências relativas à abertura de fissuras

Tabela 13.4 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

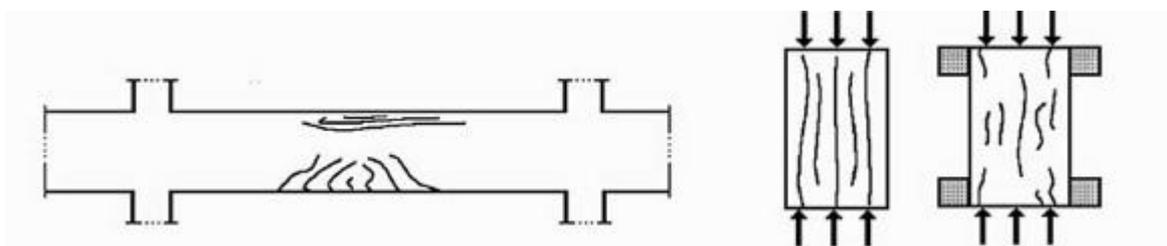
FONTE: NBR 6118/2014

3.3.1 Fissuras Decorrentes de cargas diretas

No concreto armado, as fissuras decorrentes de cargas diretas ocorrem geralmente, pelo mau dimensionamento, detalhamento incorreto, insuficiência ou comprimento inadequado de armaduras de ancoragem, entre outras.

Esse tipo de fissura apresentado se consiste no pior caso de fissura que poderá ser apresentado, pois ela em si representa um erro construtivo ocorrido ainda na fase de projeto. Que deverá ser cuidadosamente analisado, a fim de determinar se a estabilidade global de todo o elemento estrutural não será afetada por tal erro.

FIGURA 8: Fissurações decorrentes de cargas diretas



FONTE: SOUZA, V., 1998.

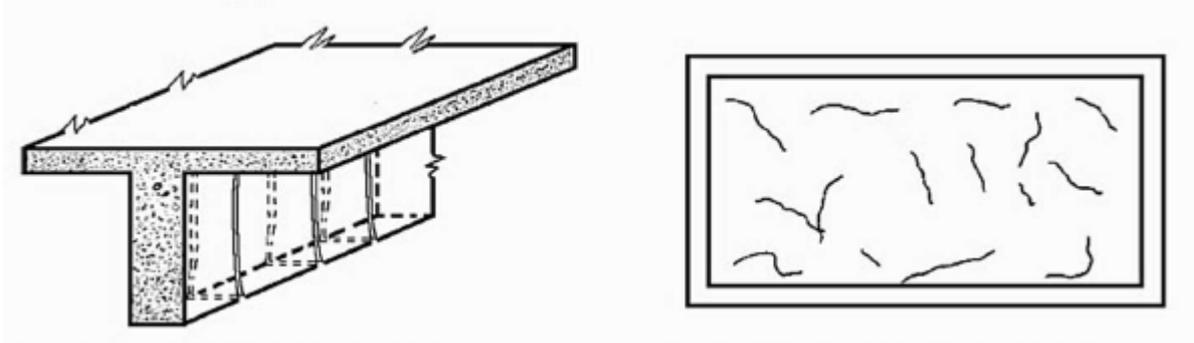
3.3.2 Fissuras Decorrentes de Retração

O principal mecanismo de retração no concreto se estabelece pela perda de água, seja no processo do concreto fresco ou endurecido.

Um dos principais motivos para o aparecimento de fissuras por retração está relacionada ao fato de normalmente ser adicionada água em excesso ao concreto a fim de melhorar a sua trabalhabilidade, tal acréscimo de água geralmente não é consumida na reação de hidratação do cimento e ao evaporar-se, a fim de vencer as forças capilares, gera uma concentração de tensão na massa de concreto. Que posteriormente se desenvolverá em uma abertura de fissura.

Outro motivo para a abertura de fissuras decorrentes de retração em estruturas de concreto armado é a falta ou cura ineficiente do mesmo. A cura consiste em um processo de hidratação contínua do concreto ao longo dos seus estágios iniciais de hidratação do cimento, tendo sua duração ideal por volta de 10 dias após a concretagem.

FIGURA 9: Fissurações decorrentes de retração



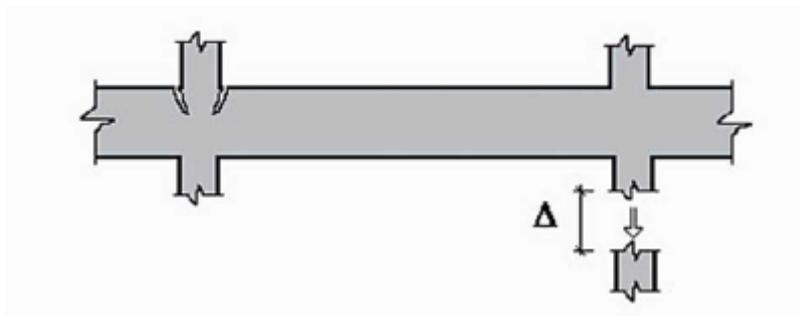
FONTE: SOUZA, V., 1998.

3.3.3 Fissuras Decorrentes de Deslocamentos Impostos

Fissuras por deslocamentos impostos comumente ocorrem por falhas em estruturas de fundação. A partir do momento que uma estrutura de fundação é deslocada do seu estágio inicial, todas as estruturas subsequentes que estão apoiadas direta ou indiretamente nela serão deslocadas também.

Tais deslocamentos ocorridos por recalque diferencial ocasionam geralmente fissuras por cisalhamento, pois na grande maioria dos casos os projetos estruturais elaborados não contam com a previsão do possível recalque diferencial imposto pelo solo. Justamente pelo fato de ser uma tarefa muito difícil estima-los.

FIGURA 10: Fissurações decorrentes de deslocamentos impostos



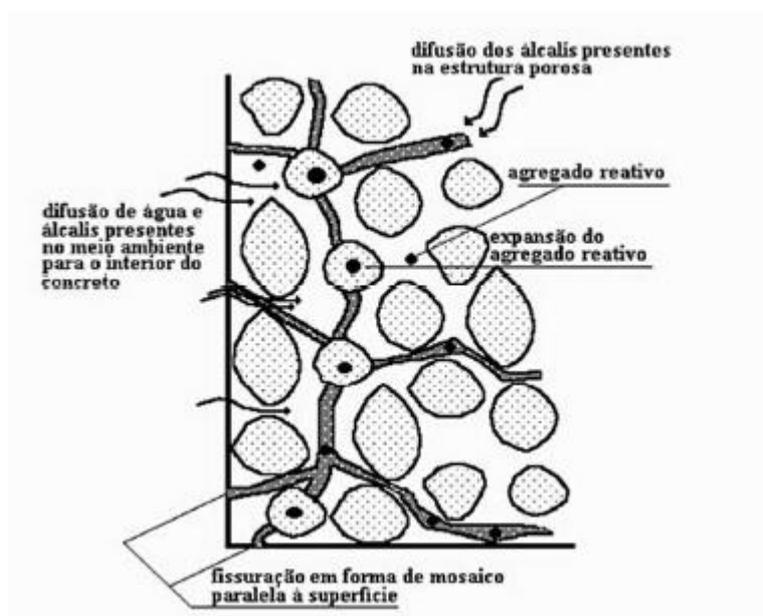
FONTE: SOUZA, V., 1998.

3.3.4 Fissuras Decorrentes de Fenômenos Químicos Deletérios

Um dos tipos de fissuras decorrentes de processos químicos, a reação Álcali-Agregado foi um problema bastante relatado no Brasil nos últimos anos. Tais fissuras geralmente ocorrem em elementos de fundação devido aos constituintes mineralógicos do agregado reagirem com hidróxidos alcalinos presentes no cimento gerando um gel expansivo que afeta a estrutura.

Pode-se também ocorrer a abertura de fissuras por corrosão de armadura. Se por algum motivo o caráter alcalino da estrutura do concreto armado for alterado, a estrutura fica exposta a um processo de corrosão de armadura que será desencadeado principalmente por meio da umidade presente no local.

FIGURA 11: Fissurações decorrentes de fenômenos químicos deletérios



FONTE: SOUZA, V., 1998.

3.4 Softwares de Análise Estrutural

3.4.1 Introdução a Softwares de Análise Estrutural

A tecnologia empregada em softwares de cálculo estrutural vem se desenvolvendo devido a necessidade de se criar estruturas cada vez mais esbeltas e arrojadas, tais necessidades

demandam um avanço cada vez mais refinado em relação a confiabilidade e a precisão dos dados apresentados.

A evolução de sistemas construtivos deve ser aliada também a uma evolução de softwares de cálculos baseados em soluções construtivas. Tais softwares, quando são empregados como uma ferramenta de auxílio a um profissional treinado e capacitado para tal operação, possibilitam testar alternativas diversas visando soluções confiáveis, seguras e viáveis economicamente.

Os softwares comumente mais usados no Brasil são: O AltoQi Eberik, o TQS e o CypeCAD. Porém tais softwares, por mais avançados que sejam, enfrentam uma dificuldade em calcular estruturas especiais, como é o caso de calcular um edifício monolítico em paredes de concreto estrutural. A solução escolhida por calculistas é utilizar, para esses tipos de estruturas, programas de análise estrutural, tais como: Strap, Adapt e SAP 2000. Neste trabalho será utilizado o software SAP 2000 da equipe americana CSI.

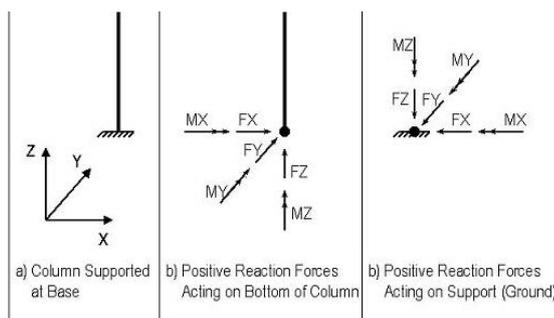
3.4.2 SAP 2000

A sigla SAP é uma abreviação para *Structural Analysis Program*. O programa é voltado para o cálculo e análise de estruturas, utilizando o método dos elementos finitos, que atualmente é uma das melhores ferramentas para a resolução de equações diferenciais com condição de contorno em estruturas complexas.

O programa em questão oferece uma diversidade de opções de modelagem, sendo entre elas, modelagem usando itens com propriedades de sólidos, placas, aços, cabos, entre outros.

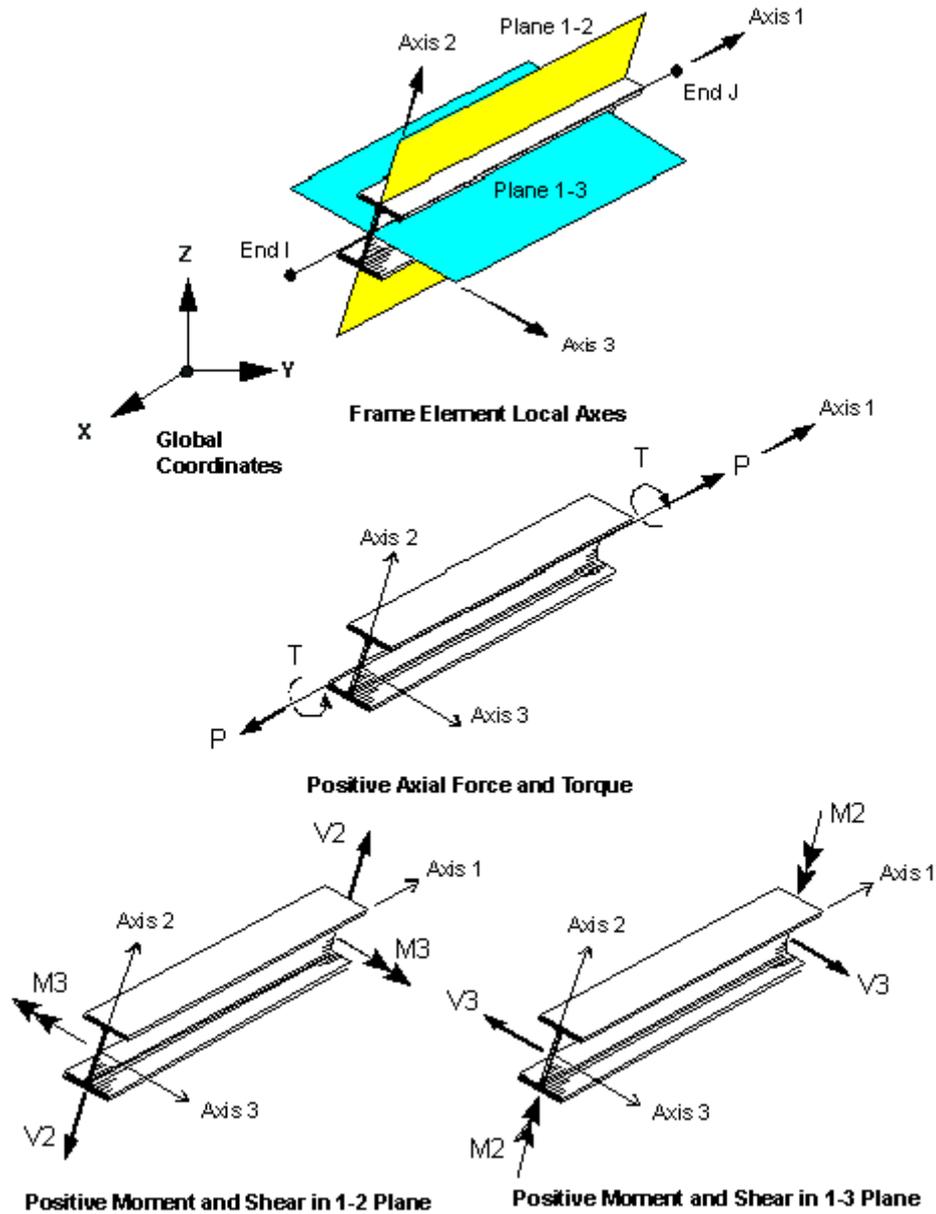
Nota-se que para a verificação e análise dos elementos modelados é de grande valia o conhecimento sobre as conversões de sinais usadas pelo programa em si. Sendo elas descritas nas imagens subsequentes:

FIGURA 12: Sentido das forças em elementos de nó



FONTE: SAP 2000 V.17

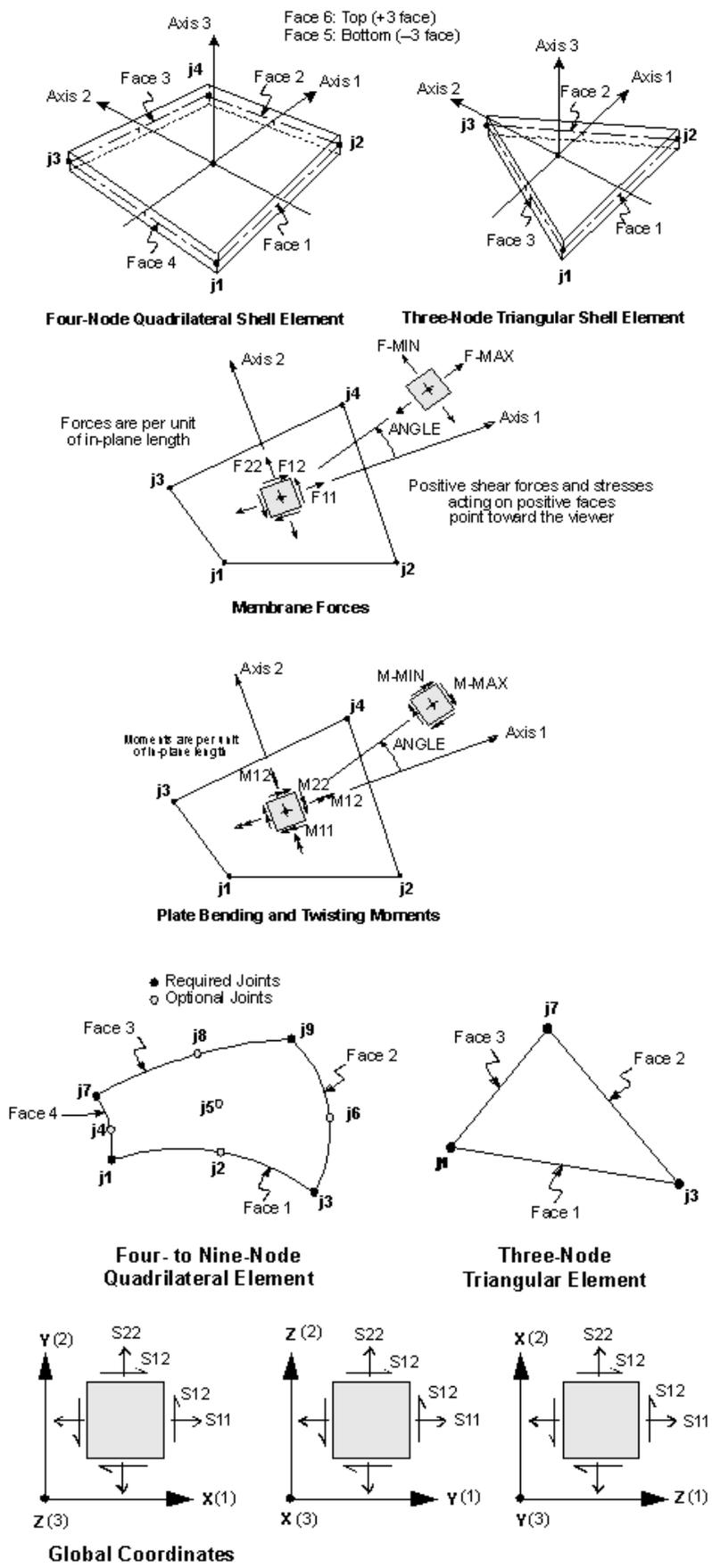
FIGURA 13: Sentido das forças em elementos sólidos



FONTE: SAP 2000 V.17

As figuras 12 e 13 representam o sentido das forças em elementos de nó e em sólidos respectivamente. Pode-se observar que o software SAP 2000, na sua seção de ajuda oferece todo o suporte necessário para o usuário saber como é feita as conversões de sinais no programa. O que pode-se também ser evidenciado na figura 14.

FIGURA 14: Sentido das forças em elementos de placa



FONTE: SAP 2000 V.17

3.5 Qualidade e Segurança

3.5.1 Estados Limites

Seguindo os critérios estabelecidos pela NBR 6118/2014, as deformações causadas por solicitações nas estruturas devem obedecer aos limites impostos pelo Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS).

Uma estrutura ultrapassa o Estado Limite de Serviço quando não atende aos critérios normativos estabelecidos para segurança estrutural, estabilidade global, conforto e durabilidade.

A fim de estabelecer um critério de segurança expressivo são utilizados coeficientes de segurança. O uso de coeficientes de segurança consiste na minoração da resistência dos materiais solicitados e na majoração das cargas e ações solicitantes, garantindo que a resistência de cálculo será maior que a solicitação de cálculo.

3.5.1.1 Estado Limite Ultimo (ELU)

O estado limite ultimo basicamente estabelece um esgotamento da capacidade de sustentação da estrutura, logo uma estrutura no ELU é relacionada ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da mesma.

Segundo a NBR 6118:2014, a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- Perda do equilíbrio da estrutura, admitida como um corpo rígido;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo ou em parte, pelas solicitações normais e tangenciais;
- De esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Provocado por solicitações dinâmicas;
- De colapso progressivo;
- Ocorrido pelo esgotamento da capacidade resistente da estrutura;
- Outros que, eventualmente, possam ocorrer em casos especiais.

3.5.1.1 Estado Limite de Serviço (ELS)

Estados limite de Serviço estão relacionados a durabilidade de estrutura e à boa utilização, funcionalidade e aparência de edificação, respeitando o conforto visual e auditivo do usuário. Levando em consideração também a parcela correspondente a eventuais máquinas e equipamentos que utilizarão a estrutura.

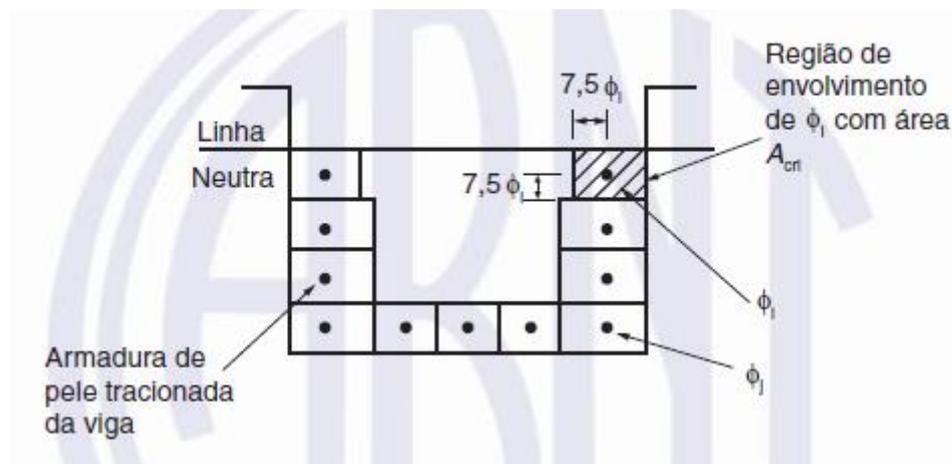
Sendo descritos em norma como:

- ELS-F: Estado limite da formação de fissuras;
- ELS-W: Estado limite de abertura de fissuras;
- ELS-DEF: Estado limite de deformações excessivas;
- ELS-D: Estado limite de descompressão;
- ELS-DP: Estado limite de descompressão parcial;
- ELS-CE: Estado limite de compressão excessiva;
- ELS-VE: Estado limite de vibrações excessivas.

O estado limite de fissuração é uma ferramenta encontrada na NBR 6118/2014 para se fazer o controle entre a transição do estado limite de serviço para o estado limite último. Adverte-se ao fato das fissuras encontradas em peças de concreto armado podem sofrer influência de restrições a variações volumétricas da estrutura ou das condições de execução da estrutura, sendo assim difíceis de serem mesuradas numericamente de uma forma precisa. Logo as formulações subsequentes que avaliarão a abertura de fissuras em estruturas de concreto armado devem ser consideradas como critério de avaliação geral, mas não garantem a avaliação precisa da abertura de uma fissura específica.

Para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras passivas, que controlam a fissuração do elemento estrutural devem ser consideradas uma área A_{cr} do concreto de envolvimento, constituída de um retângulo cujos os lados não distem mais de $7,5\phi$ do eixo da barra da armadura (Ver FIGURA 15):

FIGURA 15: Concreto de envolvimento da armadura



FONTE: NBR 6118/2014

O valor característico da abertura de fissuras, w_k , é determinado pelo menor valor entre as duas equações abaixo:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

Onde:

$\sigma_{si}, \phi_i, E_{si}, \rho_{ri}$	são definidos para cada área de envolvimento em exame;
A_{cri}	é a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;
E_{si}	é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;
ϕ_i	é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;
ρ_{ri}	é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento (A_{cri});
σ_{si}	é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II.

Também para efeitos práticos, a NBR 6118/2014, a fim de minimizar o desconforto do usuário em relação a deformações excessivas e vibrações indesejáveis, determina-se, no item 13.3, os deslocamentos práticos para verificação serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura. Que, segundo norma, são classificados em quatro grupos básicos:

- a) Aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável.
- b) Efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção.
- c) Efeitos em elementos não-estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão ligados a ela.
- d) Efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação as hipóteses de cálculo adotadas.

As TABELAS 3a e 3b demonstram as deformações limites estabelecidas pela NBR 6118:2014, para cada tipo de estrutura.

TABELA 3a: Deslocamentos máximos em uma estrutura

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

FONTE: NBR 6118/2014

TABELA 3b: Deslocamentos máximos em uma estrutura

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Efeitos em elementos não estruturais	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	$l/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$l/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$

FONTE: NBR 6118/2014

Observações normativas:

- a) As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo da água.
- b) Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $l/350$.
- c) O vão l deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.
- d) Rotação nos elementos que suportam paredes.
- e) H é a altura total do edifício H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.
- f) Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos devido à atuação de ações horizontais. Não devem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais dos pilares. O limite também se aplica para o deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento quando H_l representa o comprimento do lintel.
- g) O valor l refere-se a distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

NOTAS

- 1) Todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão l suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.
- 2) Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor l é o menor vão, exceto em caso de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.
- 3) O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes de acompanhamento.
- 4) Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

3.5.2 Ações

Segundo a NBR 6118/2014 todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura devem ser consideradas na análise estrutural, levando em consideração os possíveis estados limites últimos e de serviço da estrutura.

Com relação a NBR8681/2003 em conjunto com a NBR6118/2014 as ações, para cada tipo de construção, podem ser divididas entre ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

3.5.2.1 Ações Permanentes

Todas as ações que ocorrem com valores constantes ou praticamente constantes durante toda a vida útil da construção são consideradas ações permanentes. Ações que aumentam com o tempo, tendendo a um valor-limite constante, também são consideradas como ações permanentes.

São consideradas como cargas permanentes o peso próprio da estrutura, peso dos elementos construtivos fixos, deformações por retração e fluência do concreto, deslocamento

dos apoios, imperfeições geométricas, protensão, dentre outras discorridas nas normas NBR 6118, NBR 6120 e NBR 8681.

3.5.2.2 Ações Variáveis

Consideram-se como ações variáveis todas as cargas admitidas no uso cotidiano de uma construção. Tais cargas podem ser divididas entre ações variáveis diretas e indiretas.

Cargas acidentais diretas tem como exemplo a força exercida pelas ações do vento, chuva, cargas verticais de uso da construção, cargas moveis, variação de temperatura, impacto lateral, ações variáveis durante a construção, pressões hidrosanitárias e hidrodinâmicas, entre outras.

3.5.2.2 Ações Excepcionais

Ações excepcionais são descritas como ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndio, sismos excepcionais, etc. Em resumo, são consideradas ações excepcionais todas as ações que possuem uma probabilidade muito pequena de ocorrência, mas devem ser levadas em consideração em certos tipos de estruturas.

3.5.3 Coeficiente de Ponderação das Ações

As majorações das cargas ocorrem por meio do emprego da fórmula:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

Onde:

γ_{f1} - para a variabilidade das ações;

γ_{f2} - para a simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} - para os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações,

Seus valores respectivos são apresentados nas tabelas 4a e 4b subsequentes.

TABELA 4a: Coeficientes de ponderações

Tabela 11.1 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

FONTE: NBR 6118/2014

TABELA 4b: Coeficientes de ponderações

Tabela 11.2 – Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

FONTE: NBR 6118/2014

3.5.4 Combinações de ações

Para se definir um respectivo carregamento a uma estrutura, deve-se adotar as combinações das ações. Elas são representadas por um conjunto de probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura em um período de tempo preestabelecido, e são divididas em duas grandes classes: Combinações últimas e Combinações de serviço.

As combinações últimas são divididas em normais, especiais e excepcionais, conforme descrito na TABELA 5 abaixo:

TABELA 5: Combinações últimas

Tabela 11.3 – Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{eqk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores P_{kmax} e P_{kmin} para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_s, \text{ min, onde: } Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{eqk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
Excepcionais ^b		$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eq} F_{eqk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$

FONTE: NBR 6118/2014

Consequentemente as combinações de serviço são classificadas de acordo com a sua permanência na estrutura e são classificadas como quase permanentes, frequentes e raras, de acordo com a TABELA 6 abaixo:

TABELA 6: Combinações de serviço

Tabela 11.4 – Combinações de serviço

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
onde $F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas; ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS; ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.		

FONTE: NBR 6118/2014

4 METODOLOGIA E CONSIDERAÇÕES INICIAIS

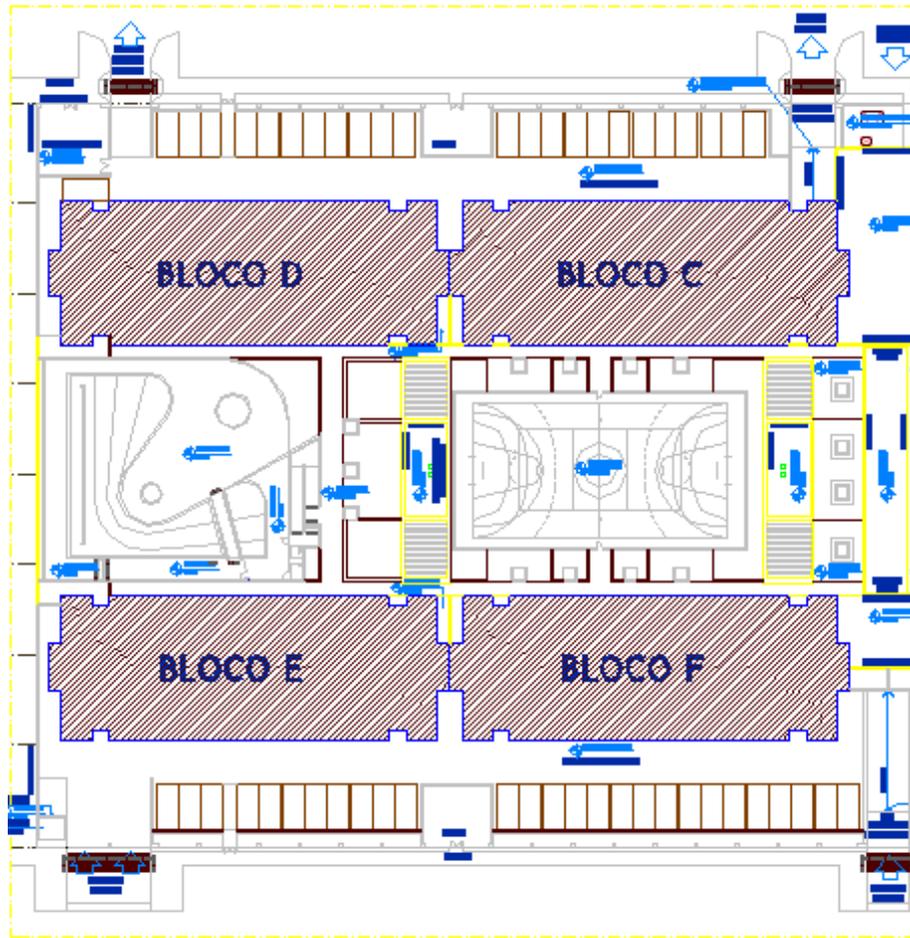
4.1 Projeto Arquitetônico

A estrutura analisada corresponde a 4 edifícios residenciais, na cidade de Brasília, Distrito Federal, em um lote de 7.500m² e é composta por:

- Um subsolo (Garagem);
- Um pavimento térreo (Garagem);
- 1º Andar (Garagem);
- 2º Andar (Área de lazer);
- 3º ao 17º Andar, pavimentos tipo, com 8 apartamentos por andar.

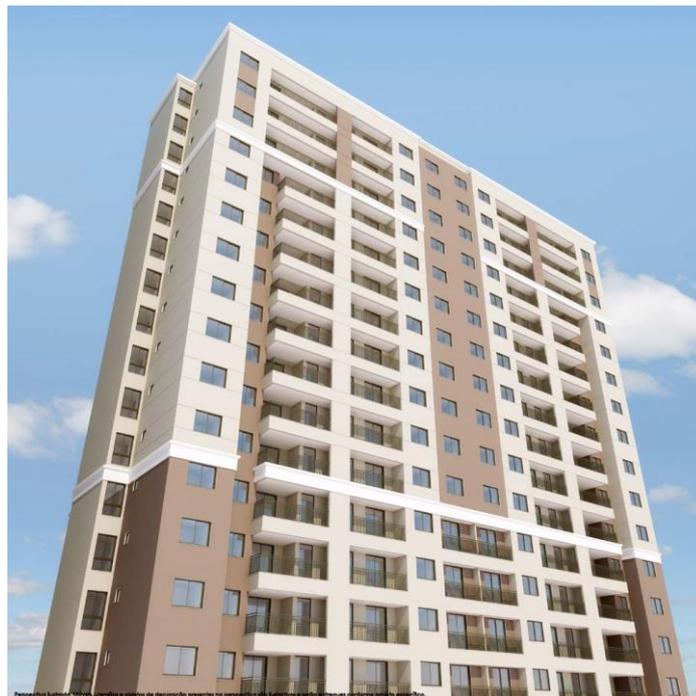
A Figura 16 traz uma representação do projeto arquitetônico de planta baixa:

FIGURA 16: Representação esquemática do projeto arquitetônico das quatro torres



FONTE: Autor

FIGURA 17: Modelagem 3D do projeto arquitetônico

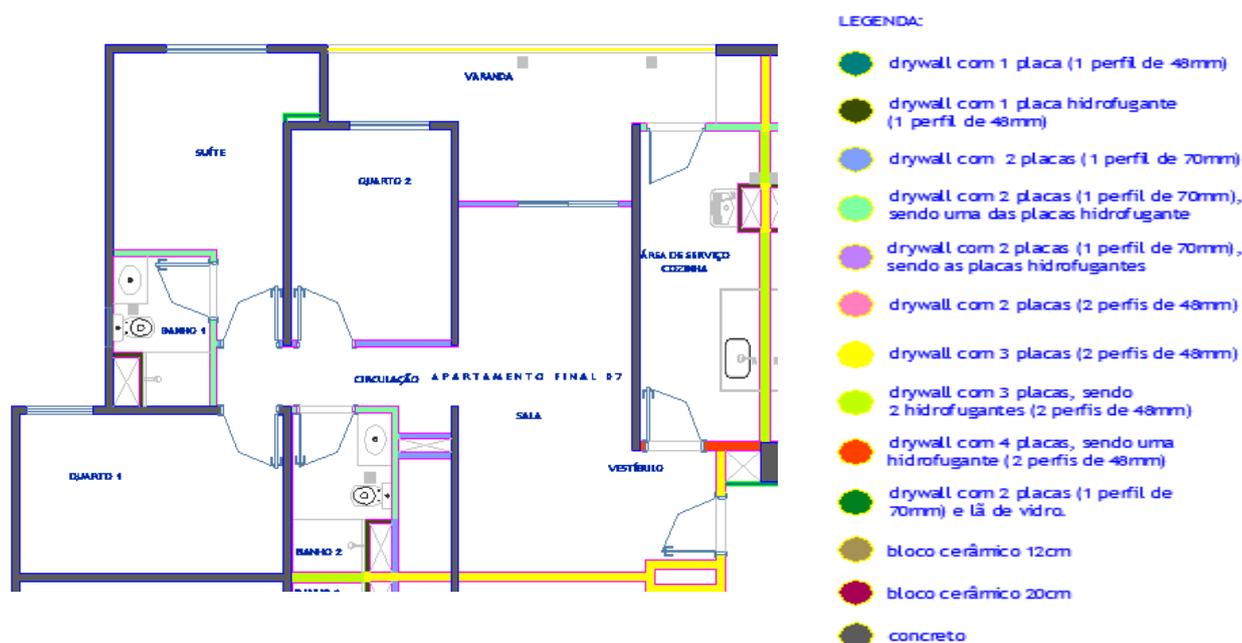


FONTE: Autor

Cada pavimento tipo possui uma área aproximada de 660m², sendo 580 m² destinados para a secção em 8 apartamentos. O subsolo, pavimento térreo e o 1º pavimento são destinados principalmente a garagem e o 2º pavimento é destinado principalmente a área de lazer.

O projeto arquitetônico apresenta como características pé direito de 2,59m. Divisões externas realizadas em paredes de concreto e esquadrias metálicas, divisões internas em paredes de concreto e drywall.

FIGURA 18: Layout da estrutura interna de um apartamento



FONTE: Autor

O projeto arquitetônico completo, com planta baixa e corte, está apresentado no Anexo A (Plantas de arquitetura) deste trabalho.

4.2 Problemas relacionados a construção

A fissuração em abertura de vãos é um problema constante encontrado nesta construção, o qual demandava uma perda substancial de recursos financeiros e humanos para o emprego de maneiras corretivas. Tais fissuras serão apresentadas nas figuras subsequentes:

Descrição sobre a numeração das janelas se encontram na FIGURA 34, assim como nos anexos A e B.

FIGURA 19a, b, c: Fissura no canto (JANELA 4)



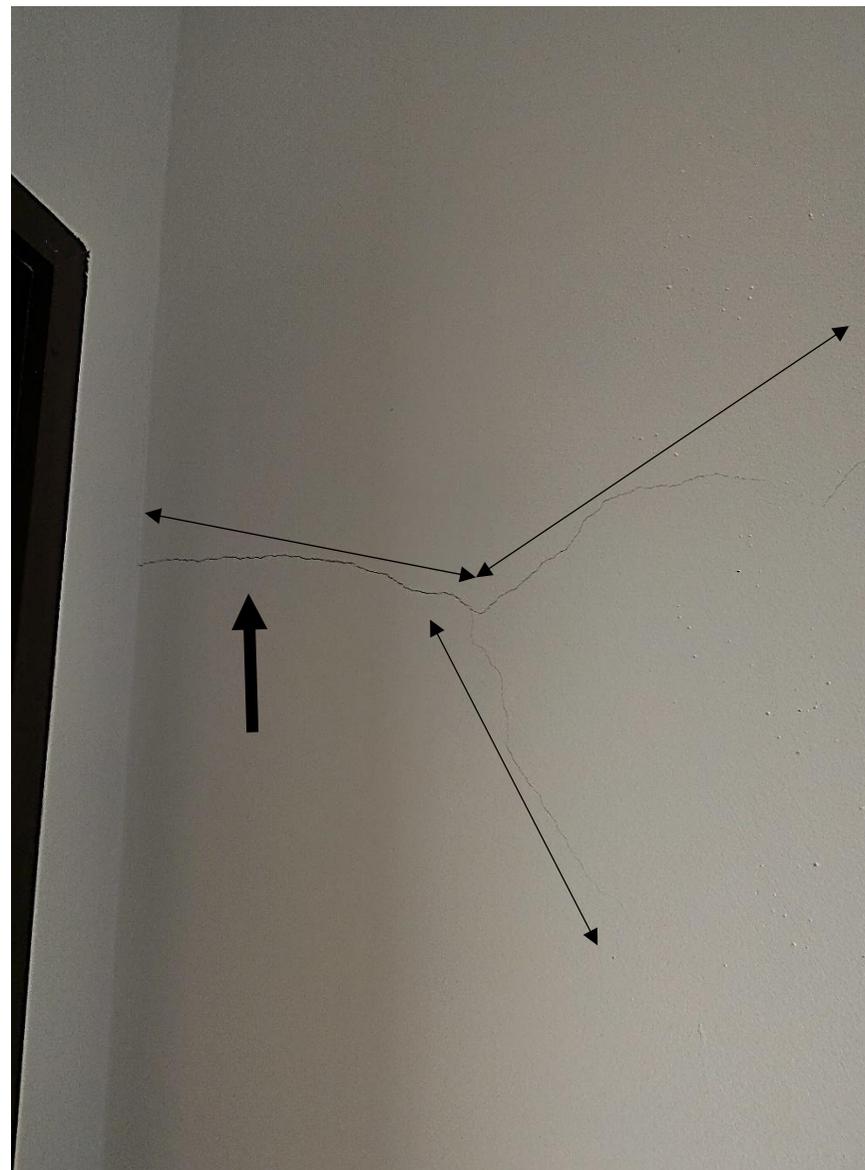
FONTE: Autor

FIGURA 19d, e: Fissura no canto (JANELA 4)



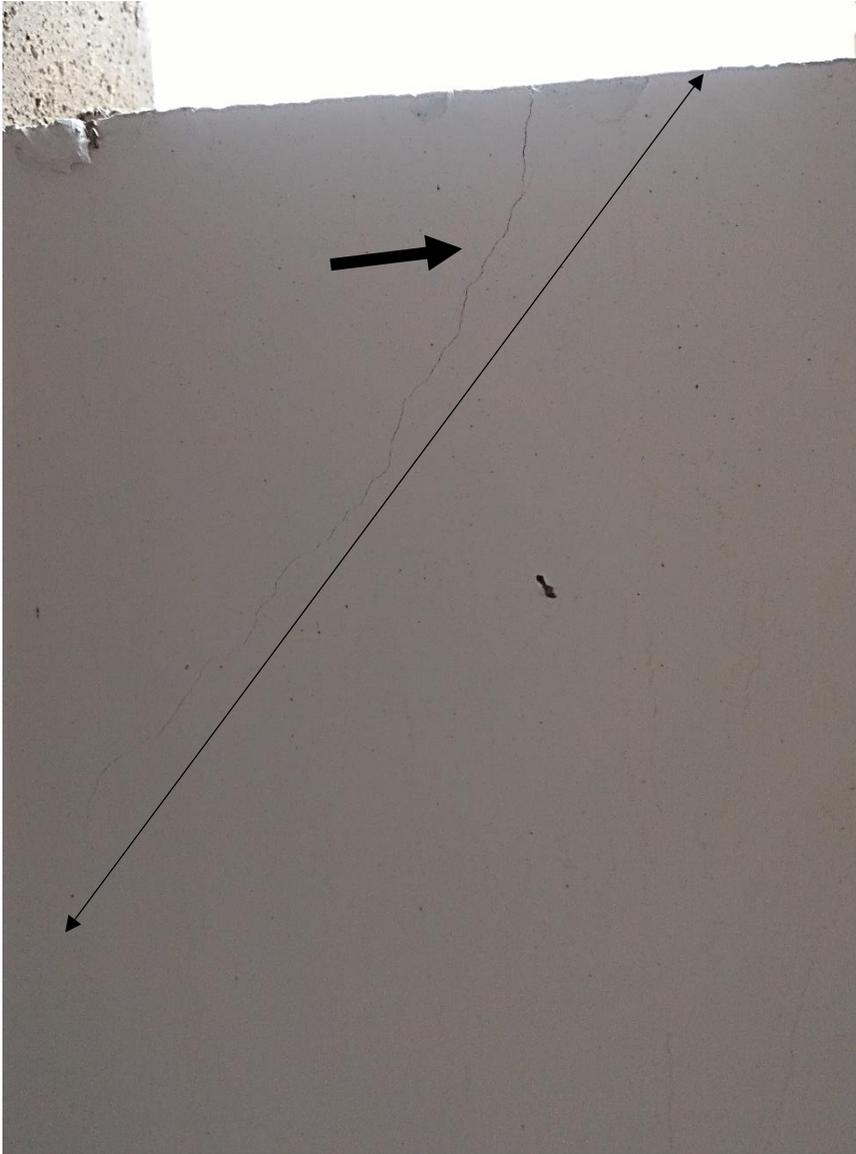
FONTE: Autor

FIGURA 20a, b: Fissura paralela (JANELA 3)



FONTE: Autor

FIGURA 21a, b: Fissura perpendicular (JANELA 2)

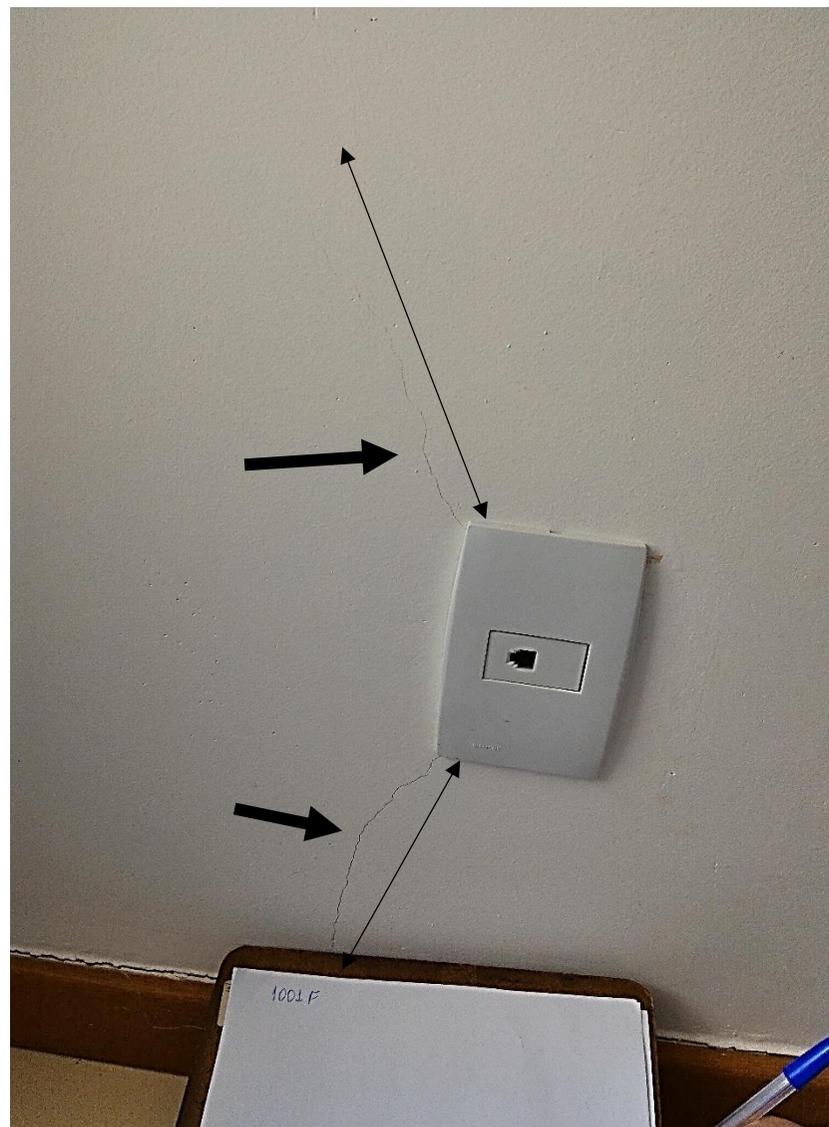


FONTE: Autor

FIGURA 21c: Fissura perpendicular (JANELA 2)



FIGURA 22: Fissura em abertura no concreto

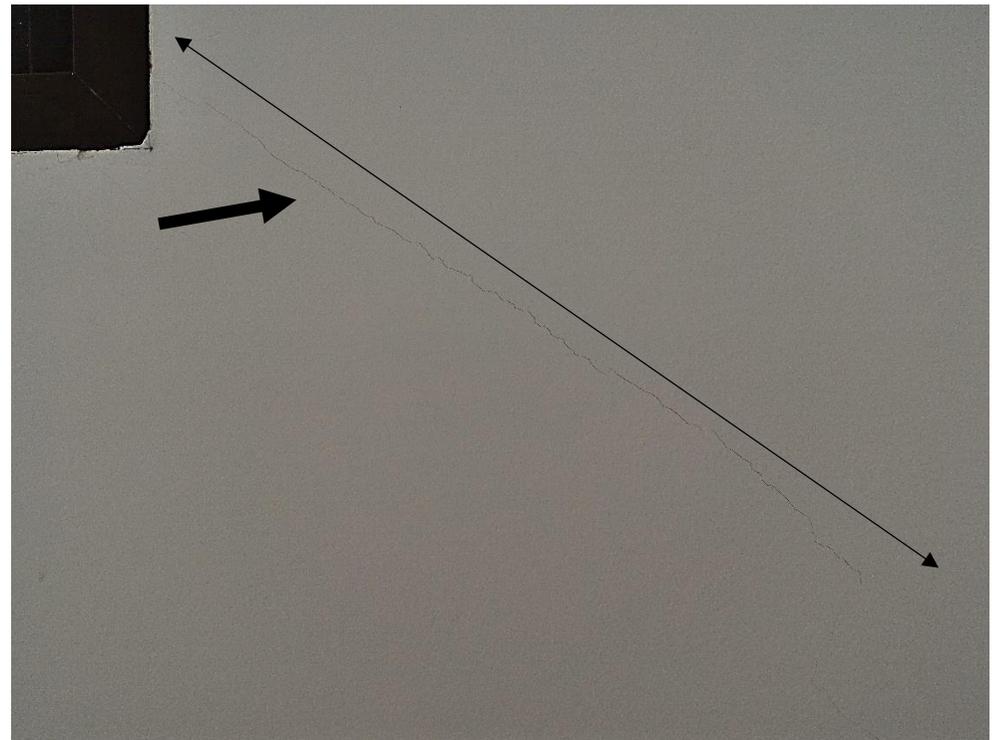


FONTE: Autor

FIGURA 23: Fissura a 45° no canto (JANELA 3)



FIGURA 24: Fissura a 45° no canto (JANELA 4)



FONTE: Autor

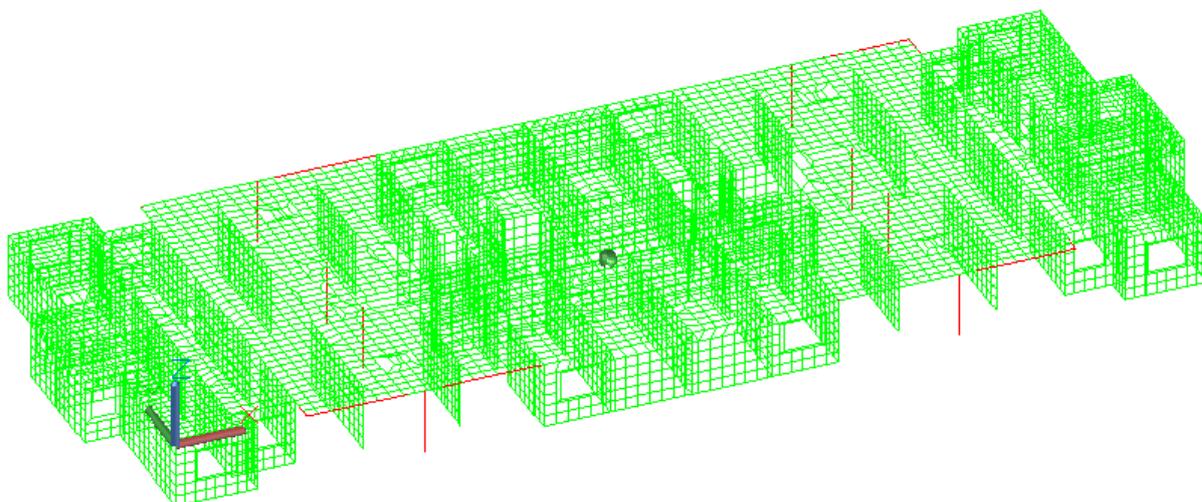
4.3 Lançamento da Estrutura e Obtenção dos Momentos Máximos

Neste ponto será utilizada o software SAP 2000 a fim de se estabelecer as máximas tensões nos locais de abertura de fissuras conforme verificadas em campo. E que posteriormente serão comparadas com o momento máximo de fissuração do concreto nas áreas previamente selecionadas e bem como as aberturas de fissuras. Para expressar a pior situação hipotética possível, foi escolhido para ser analisado o 1º pavimento tipo, devido ao fato do mesmo ser o mais carregado.

4.3.1 Lançamento da Estrutura

Com o auxílio dos projetos descritos nas plantas em anexo, criou-se um modelo 3D com o auxílio da ferramenta AutoCAD 2010, a malha criada pode ser vista na FIGURA 25:

FIGURA 25: Modelagem em AutoCAD

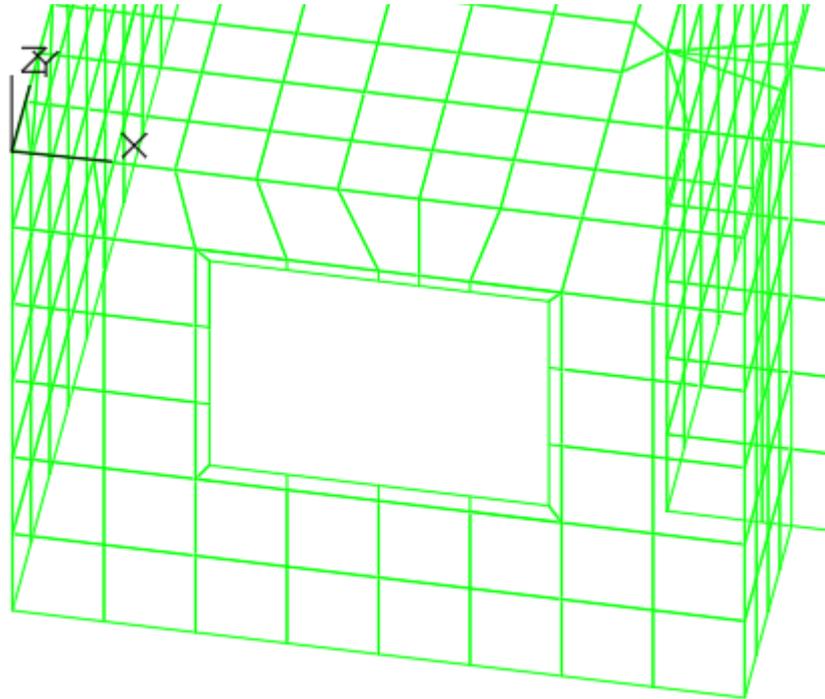


FONTE: Autor

Fora utilizado elementos de placa representando as paredes de concreto e as lajes maciças, apresentados pela cor verde, e elementos lineares representando as vigas e os pilares, apresentados pela cor vermelha.

Tomando-se o devido cuidado para os nós apresentados pela estrutura sempre coincidirem entre si, paredes com lajes, a fim das transferências de cargas entre os elementos serem completas. A ligação entre os nós pode ser evidenciada na FIGURA 26:

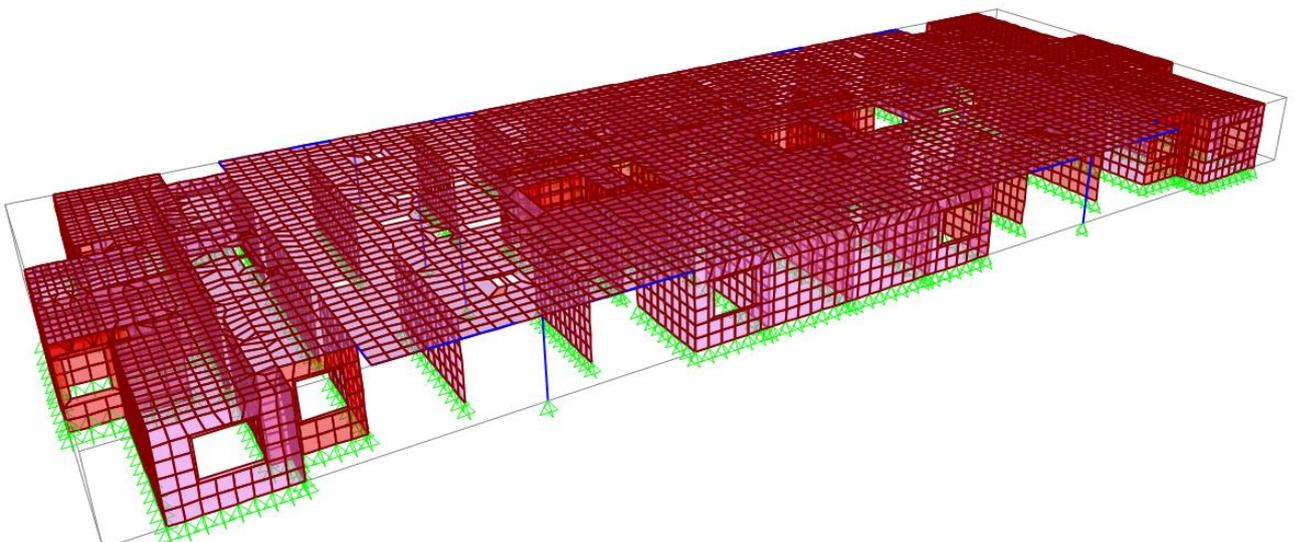
FIGURA 26: Detalhamento em janela



FONTE: Autor

Logo após a modelagem 3D utilizando a ferramenta AutoCAD 2010, importou-se para o software SAP 2000 a fim de se analisar as concentrações de tensões apresentadas nas áreas de influencias das fissuras.

FIGURA 27: Modelagem no SAP 2000



FONTE: Autor

4.2.2 Critérios adotados

Foram adotados critérios previamente estabelecidos no projeto estrutural fornecido. Logo, o F_{ck} do concreto utilizado foi 25 Mpa que segundo a norma NBR 6118, seu respectivo modulo de elasticidade é equivalente a 24GPa.

FIGURA 28: Propriedades do concreto

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color: C25; Material Type: Concrete; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 23,5631; Mass per Unit Volume: 2,4028.
- Units:** KN, m, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 24000000; Poisson: 0,2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06; Shear Modulus, G: 10000000.
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 27579,032; Lightweight Concrete: ; Shear Strength Reduction Factor: [empty field].

At the bottom, there is a checkbox for "Switch To Advanced Property Display" (unchecked) and "OK" and "Cancel" buttons.

FONTE: Autor

Em seguida foram criadas e aplicadas as propriedades das sessões, paredes e lajes respectivamente com suas devidas espessuras.

FIGURA 29a: Propriedades da seção

The screenshot shows the 'Shell Section Data' dialog box with the following settings:

- Section Name:** LAJE
- Section Notes:** Modify/Show...
- Display Color:** Magenta
- Type:** Shell - Thin (selected)
- Thickness:** Membrane: 0,1; Bending: 0,1
- Material:** Material Name: C25; Material Angle: 0
- Time Dependent Properties:** Set Time Dependent Properties...
- Concrete Shell Section Design Parameters:** Modify/Show Shell Design Parameters...
- Stiffness Modifiers:** Set Modifiers...
- Temp Dependent Properties:** Thermal Properties...
- Buttons:** OK, Cancel

FONTE: Autor

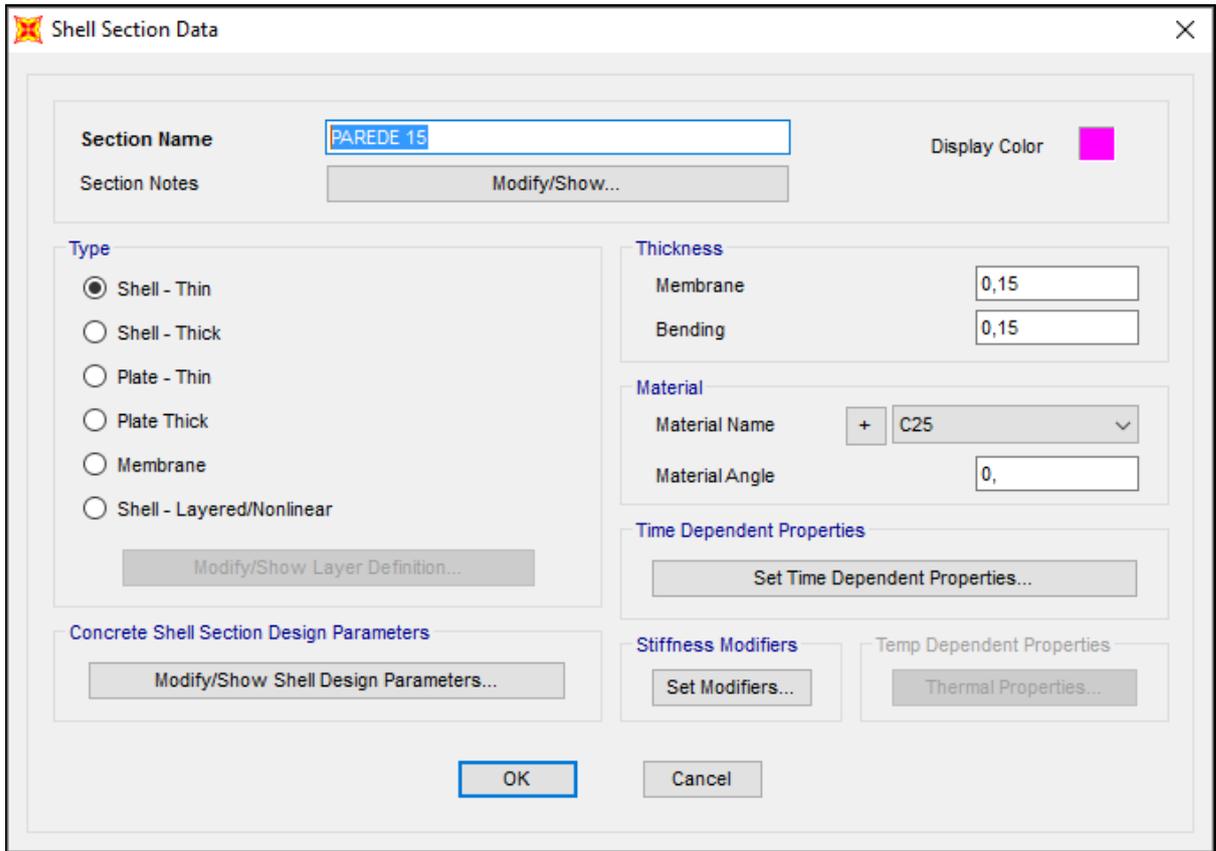
FIGURA 29b: Propriedades da seção

The screenshot shows the 'Shell Section Data' dialog box with the following settings:

- Section Name:** PAREDE 12
- Section Notes:** Modify/Show...
- Display Color:** Magenta
- Type:** Shell - Thin (selected)
- Thickness:** Membrane: 0,12; Bending: 0,12
- Material:** Material Name: C25; Material Angle: 0
- Time Dependent Properties:** Set Time Dependent Properties...
- Concrete Shell Section Design Parameters:** Modify/Show Shell Design Parameters...
- Stiffness Modifiers:** Set Modifiers...
- Temp Dependent Properties:** Thermal Properties...
- Buttons:** OK, Cancel

FONTE: Autor

FIGURA 29c: Propriedades da seção

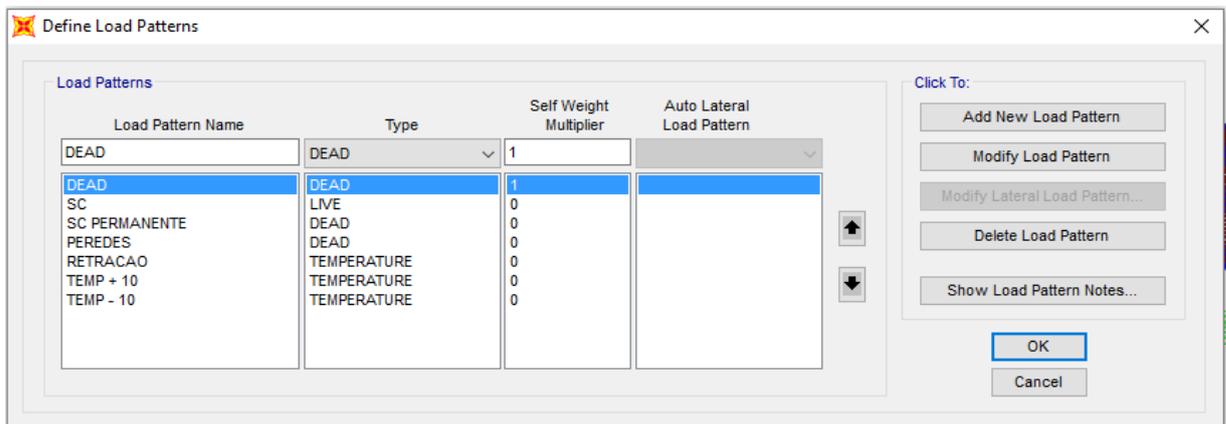


FONTE: Autor

4.3.3 Ações utilizadas no projeto

Seguindo os critérios estabelecidos pela NBR 6120, admitiu-se os pesos específicos conforme são descritos pela mesma. Sendo assim transmitidas para os parâmetros apresentados pelo software SAP 2000.

FIGURA 30: Ações admitidas

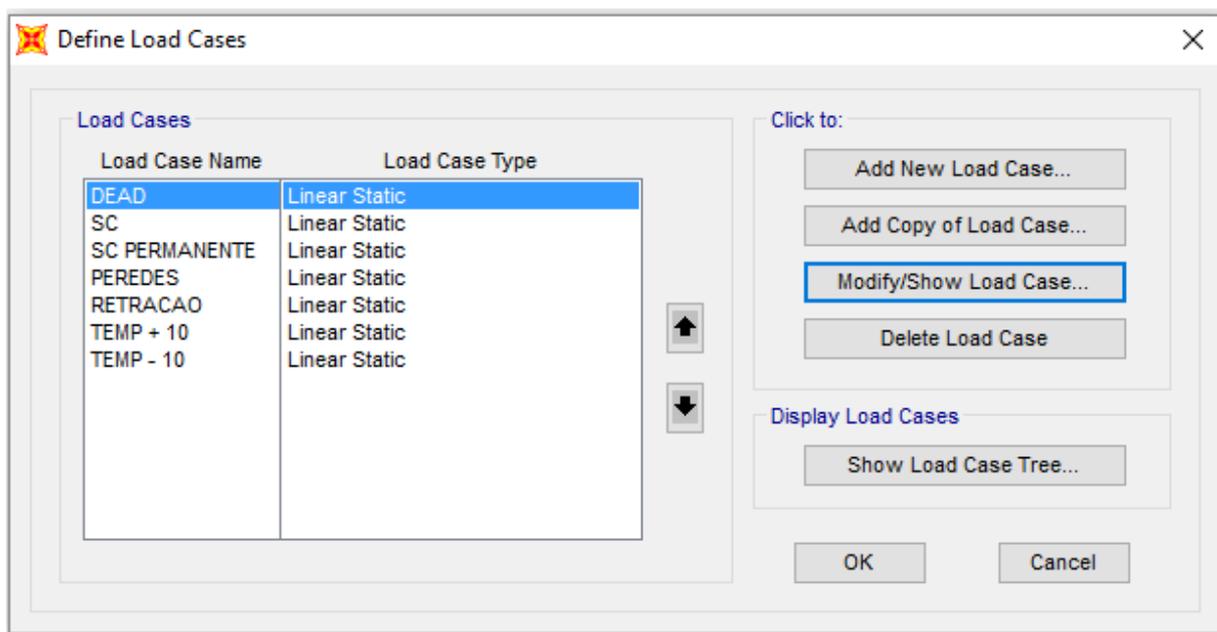


FONTE: Autor

Conforme avaliado pela FIGURA 30, foram adicionadas cargas de peso próprio, sobrecarga, sobrecarga permanente, carga proveniente das paredes dos pavimentos superiores, retração e temperatura.

Consequentemente é adicionado os respectivos fatores de segurança dos elementos citados a cima:

FIGURA 31: Fatores de segurança



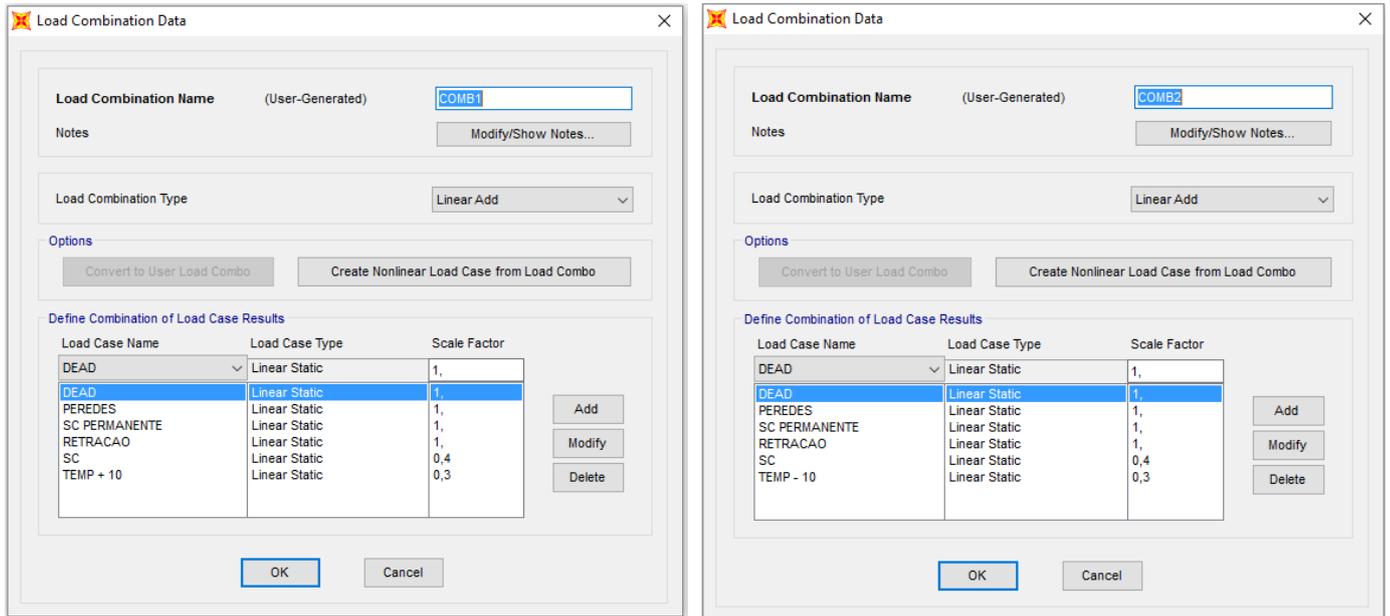
FONTE: Autor

Respectivamente:

Carga	Representação	Fator de Segurança
Peso próprio	DEAD	1,4
Sobrecarga acidental	SC	1,4
Sobrecarga permanente	SC PERMANENTE	1,4
Sobrecarga dos pavimentos superiores (lajes e paredes estruturais)	PAREDES	1,4
Retração	RETRACAO	1,2
Variação de temperatura positiva	TEMP +10	1,2
Variação de temperatura negativa	TEMP -10	1,2

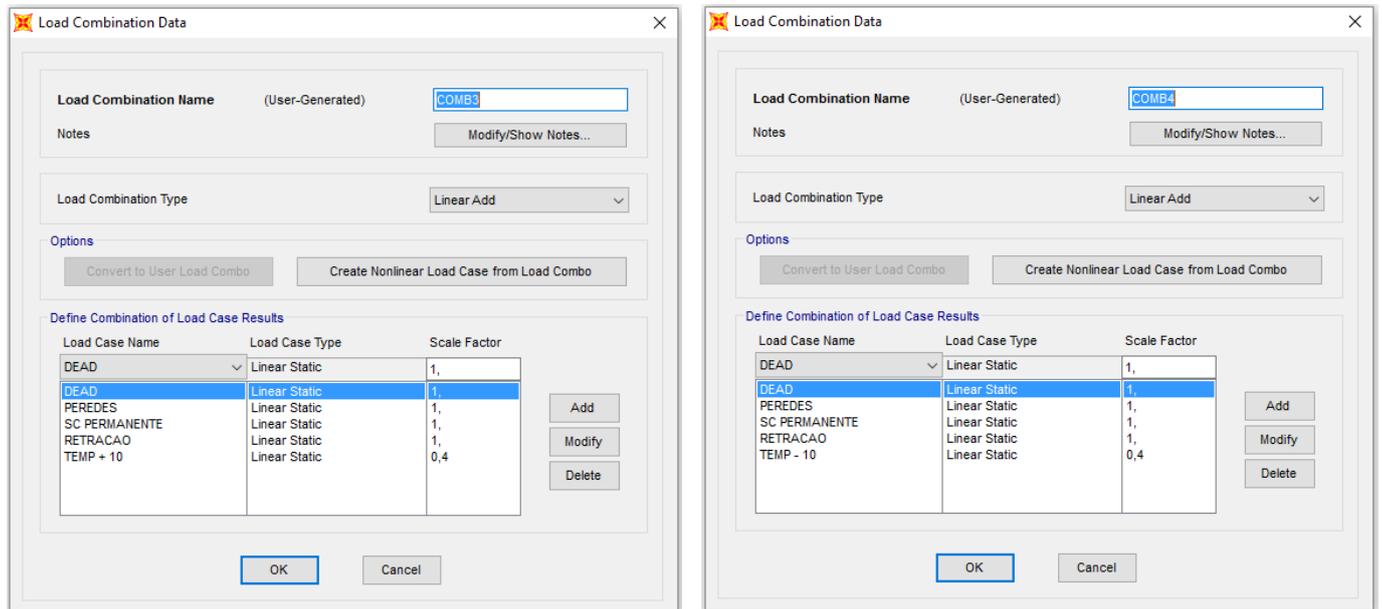
Logo em seguida são criadas combinações que simulam uma condição real onde as cargas atuam de uma forma conjunta a fim de ser expressada uma situação crítica hipotética, usando também os seus respectivos fatores diminutivos assumidos pela NBR 6118/2014:

FIGURA 32a, b: Combinações de ações



FONTE: Autor

FIGURA 32c, d: Combinações de ações



FONTE: Autor

Para melhor visualização, as combinações foram descritas em planilhas e estão expostas logo a baixo:

Combinação 1	Carga	Fator de escala
	DEAD	1
	PAREDES	1
	SC PERMANENTE	1
	RETRAÇÃO	1
	SC	0,4
	TEMP + 10	0,3

Combinação 2	Carga	Fator de escala
	DEAD	1
	PAREDES	1
	SC PERMANENTE	1
	RETRAÇÃO	1
	SC	0,4
	TEMP + 10	0,3

Combinação 3	Carga	Fator de escala
	DEAD	1
	PAREDES	1
	SC PERMANENTE	1
	RETRAÇÃO	1
	TEMP + 10	0,4

Combinação 4	Carga	Fator de escala
	DEAD	1
	PAREDES	1
	SC PERMANENTE	1
	RETRAÇÃO	1
	TEMP + 10	0,4

As combinações 1 e 2 representam um estado onde o edifício já se encontra construído, enquanto as combinações 3 e 4 representam o edifício ainda em fase de construção.

4.3.3.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes consideradas são respectivamente relacionadas pelo peso próprio da estrutura. Seguindo o que é descrito pela norma NBR 6120/1980.

- Peso próprio do concreto armado: **25kN/m³**
- Sobrecarga permanente: **1kN/m²**

4.3.3.2 Carga acidental

Para cargas acidentais foram considerados os valores citados abaixo, de acordo com a NBR 6120/1980:

- Dormitórios, Sala, Copa, Cozinha e Banheiro: **2kN/m²**
- Despensa, Área de serviço e Lavanderia: **2kN/m²**

4.3.3.2 Cargas especiais

Considerou-se nesta etapa as cargas correspondentes a sobrecarga que os demais pavimentos exercem sobre o primeiro pavimento tipo da estrutura, carga de retração atuante e cargas de variação de temperatura.

Para a calcular a sobrecarga correspondente aos 14 pavimentos que sobrecarregam o 1º pavimento tipo, modelou-se a estrutura de um pavimento com os seus devidos carregamentos e a partir das reações de apoio apresentadas pelo o mesmo, foram isoladas a carga correspondente por cada nó, multiplicada por 14 e conseqüentemente foi aplicada aos nós superiores das paredes estruturais. Logo:

- Carga concentrada das paredes de concreto: **33,4kN**

A retração utilizada foi obtida com o auxílio do Apêndice A.2.3 descrito na NBR 6118/2014:

- Retração: **-28°C**

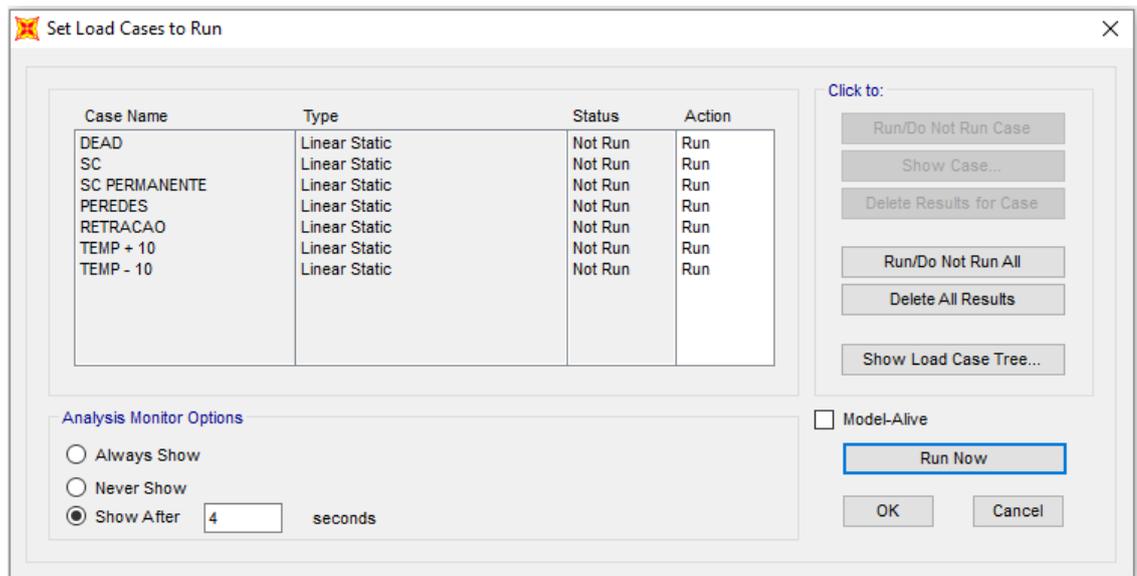
A variação de temperatura segue os procedimentos descritos na norma NBR 6118/2014, presente no item 11.4.2.1 da mesma:

- Temperatura: **+10°C/-10°C**

4.3.4 Análise da Modelagem no SAP 2000

Com a definição das cargas atuantes e suas possíveis combinações finalizadas, o próximo passo é fazer as verificações dos momentos.

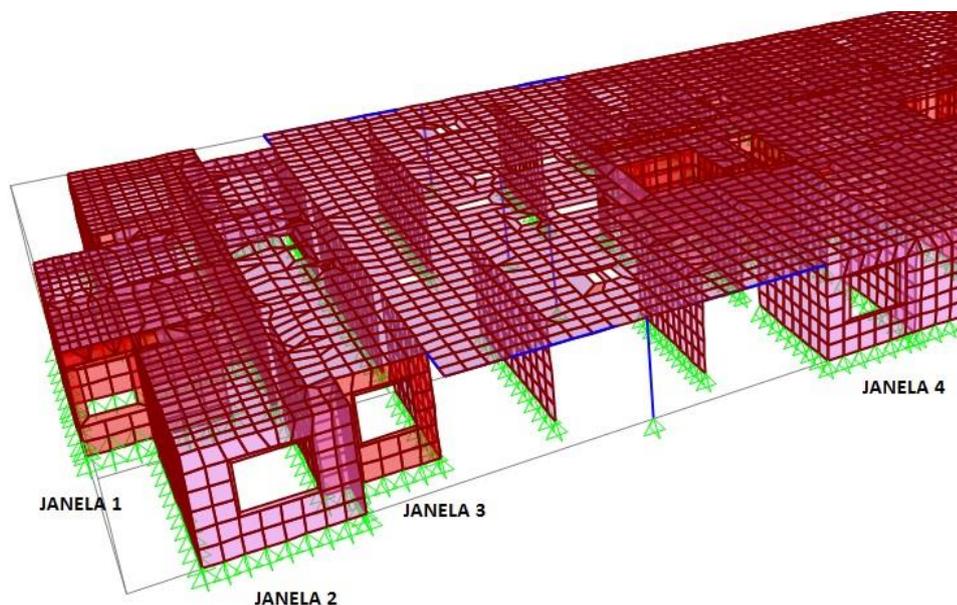
FIGURA 33: Análise da Modelagem



FONTE: Autor

Foram escolhidas quatro janelas para serem analisadas em quatro combinações, sendo tais combinações, COMB1, COMB2, COM3 e COMB4 respectivamente descritas na FIGURA 32. As janelas analisadas estão devidamente representadas na FIGURA 34 abaixo:

FIGURA 34: Representação das janelas

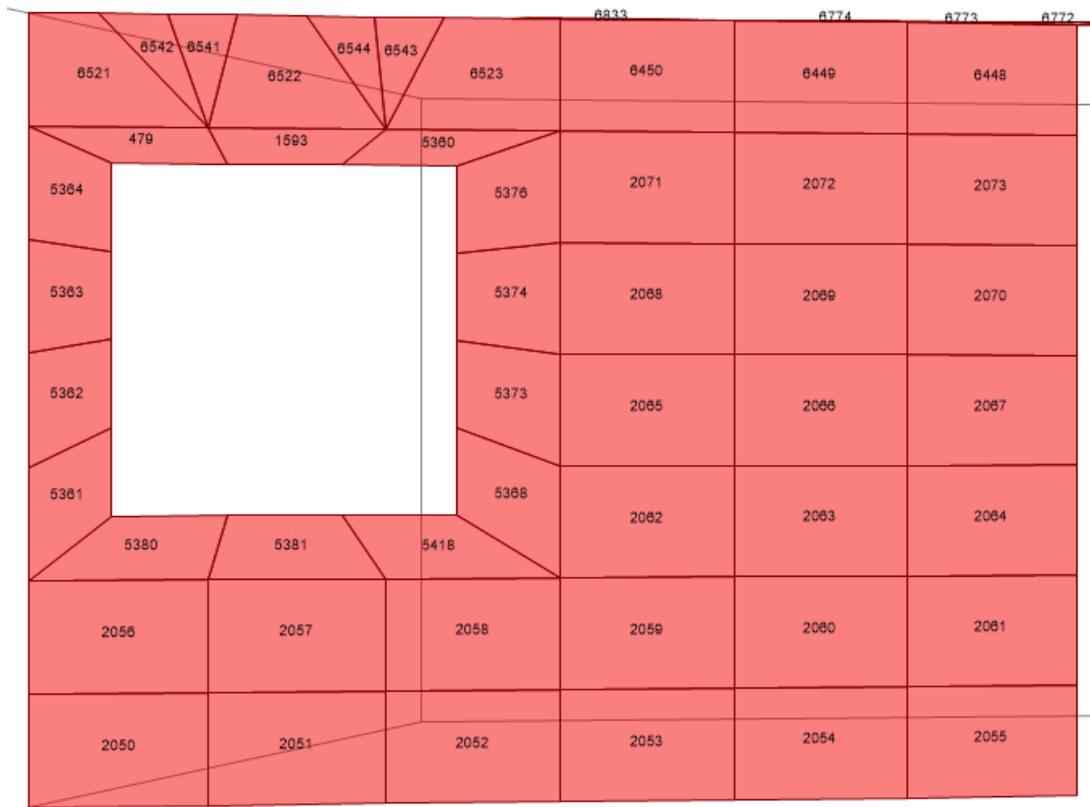


FONTE: Autor

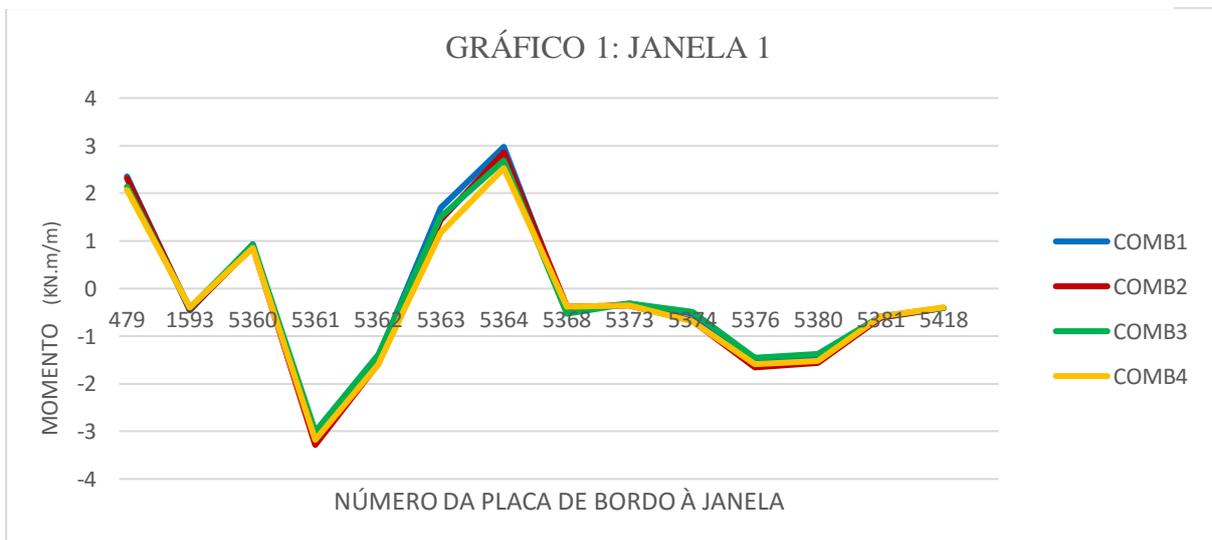
Para a efetiva análise dos momentos presentes nas janelas, selecionou-se apenas as placas presentes nas bordas das janelas estudadas, e dentro de cada placa selecionada foi considerado o maior momento presente entre os quatro nós presentes nas mesmas.

4.3.4.1 Análise da JANELA 1

FIGURA 35: JANELA 1



FONTE: Autor



FONTE: Autor

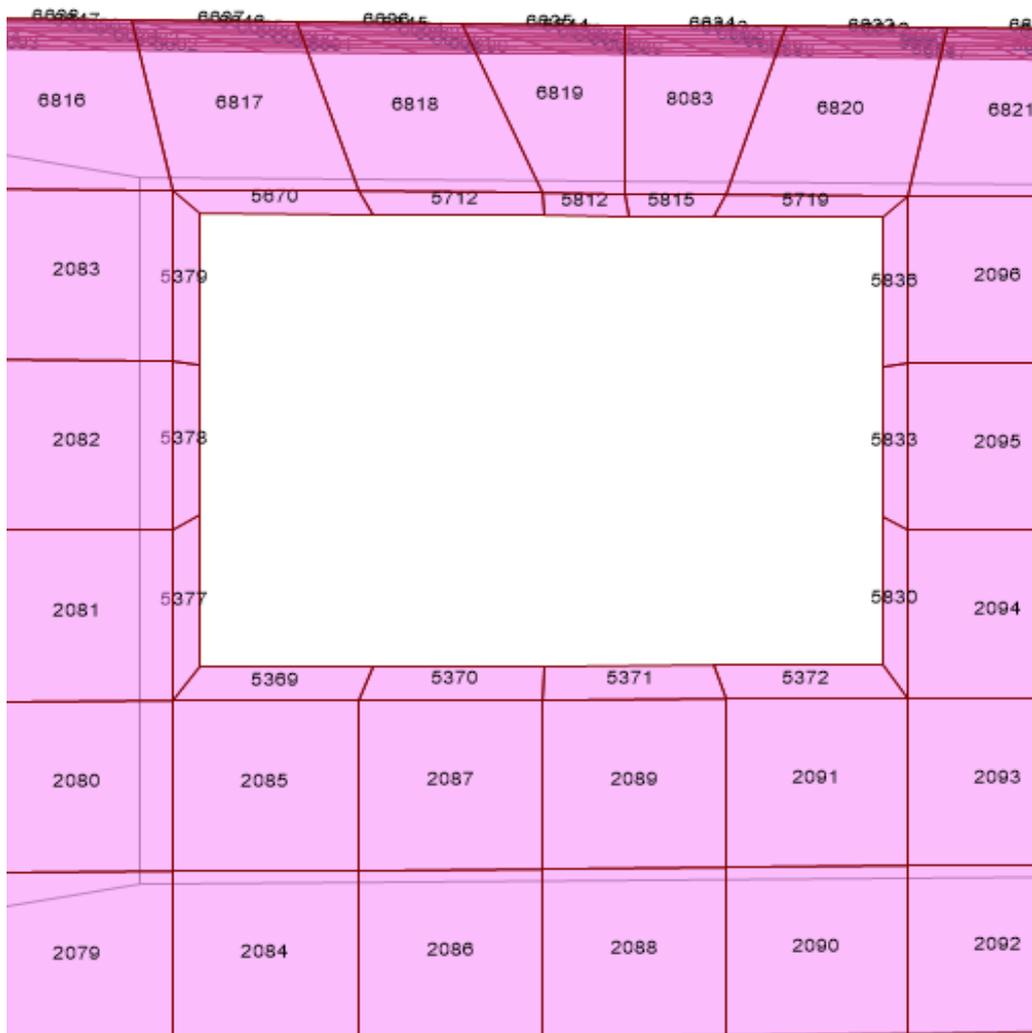
Momentos máximos em relação as suas respectivas áreas:

COMB1	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-3,1506
	AREA CORREPONDEnte	5361
COMB2	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-3,2828
	AREA CORREPONDEnte	5361
COMB3	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-3,0006
	AREA CORREPONDEnte	5361
COMB4	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-3,1768
	AREA CORREPONDEnte	5361

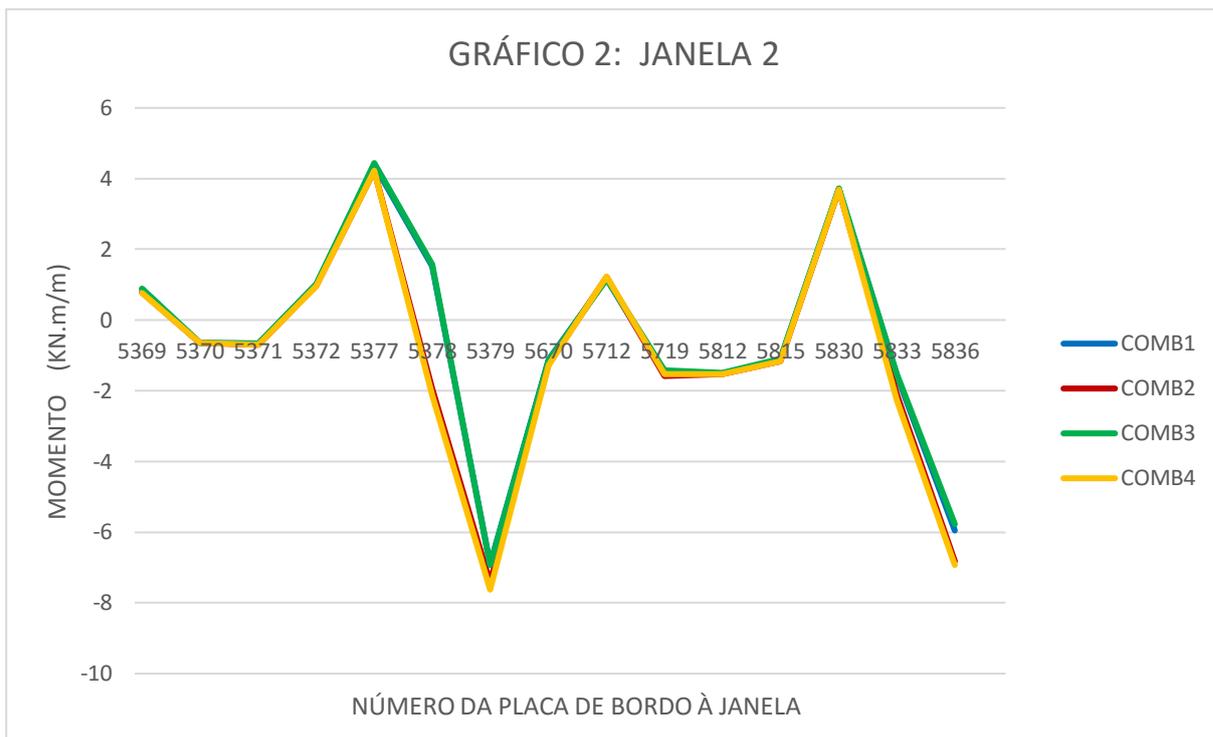
Logo, pode-se observar que na JANELA 1 apresenta dois grandes picos de momentos nas placas 5361 e 5364 respectivamente representados pelo gráfico 1.

4.3.4.2 Análise da JANELA 2

FIGURA 36: JANELA 2



FONTE: Autor



FONTE: Autor

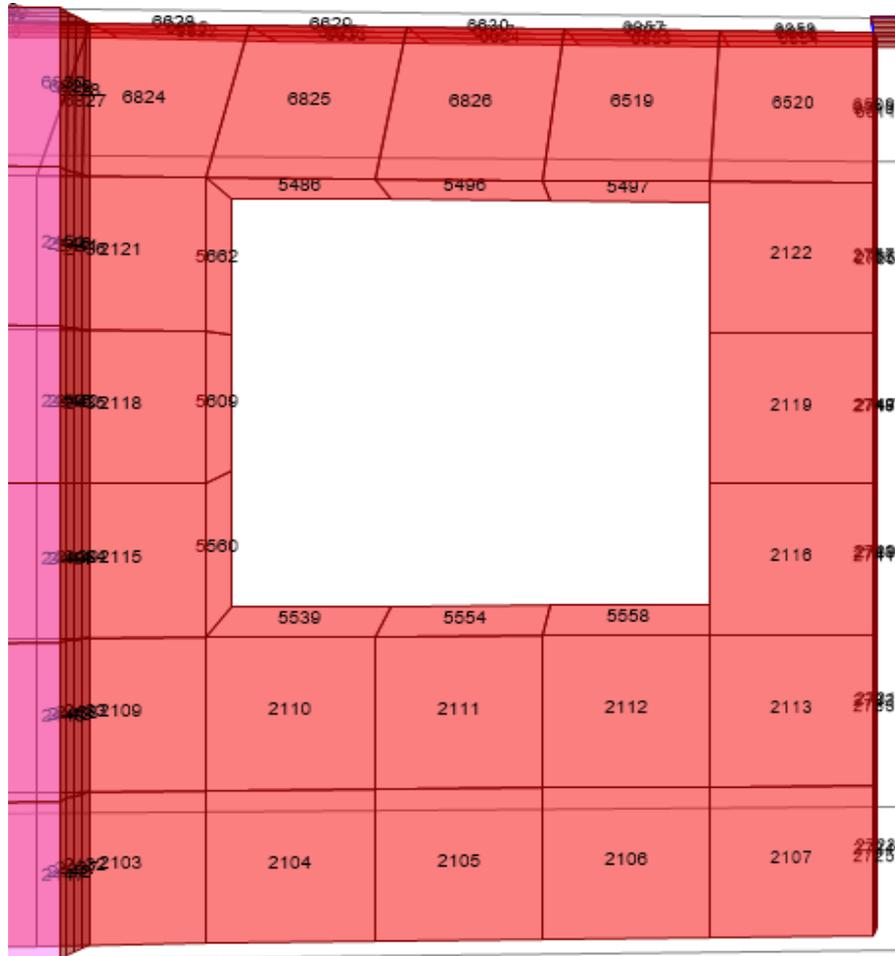
Momentos máximos em relação as suas respectivas áreas:

COMB1	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-6,9055
	AREA CORRESPONDENTE	5379
COMB2	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-7,4269
	AREA CORRESPONDENTE	5379
COMB3	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-6,9288
	AREA CORRESPONDENTE	5379
COMB4	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-7,624
	AREA CORRESPONDENTE	5379

Na JANELA 2 se destacam 4 grandes picos de momento, respectivamente nos quatro cantos da borda da janela. Podendo ser observados no gráfico 2.

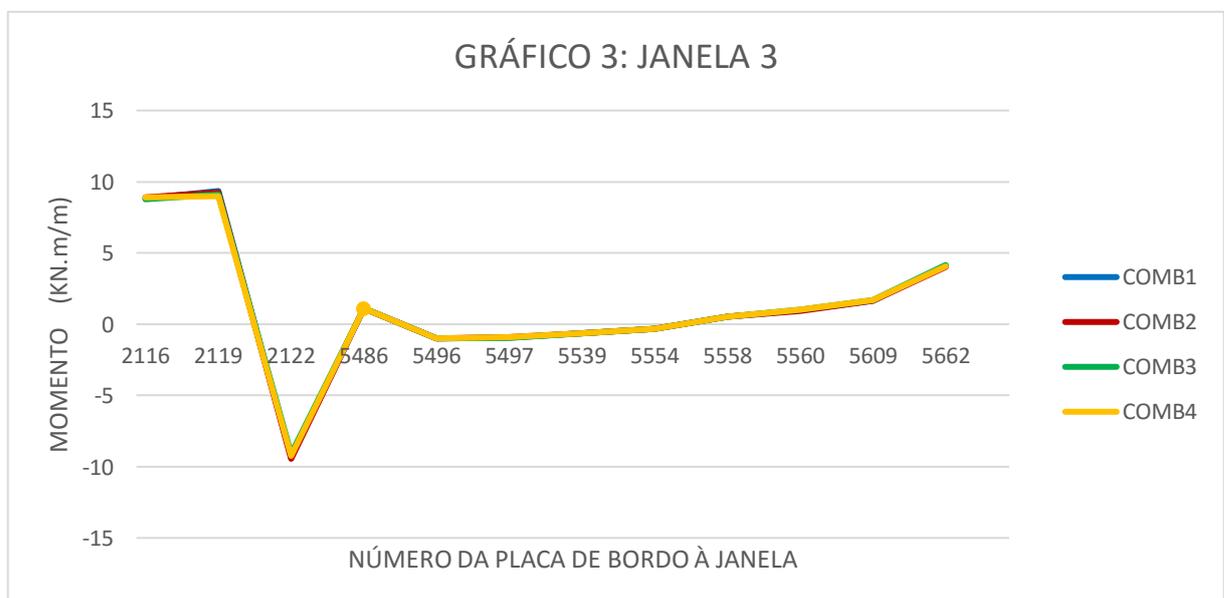
4.3.4.2 Análise da JANELA 3

FIGURA 37: JANELA 3



FONTE: Autor

GRÁFICO 3: JANELA 3



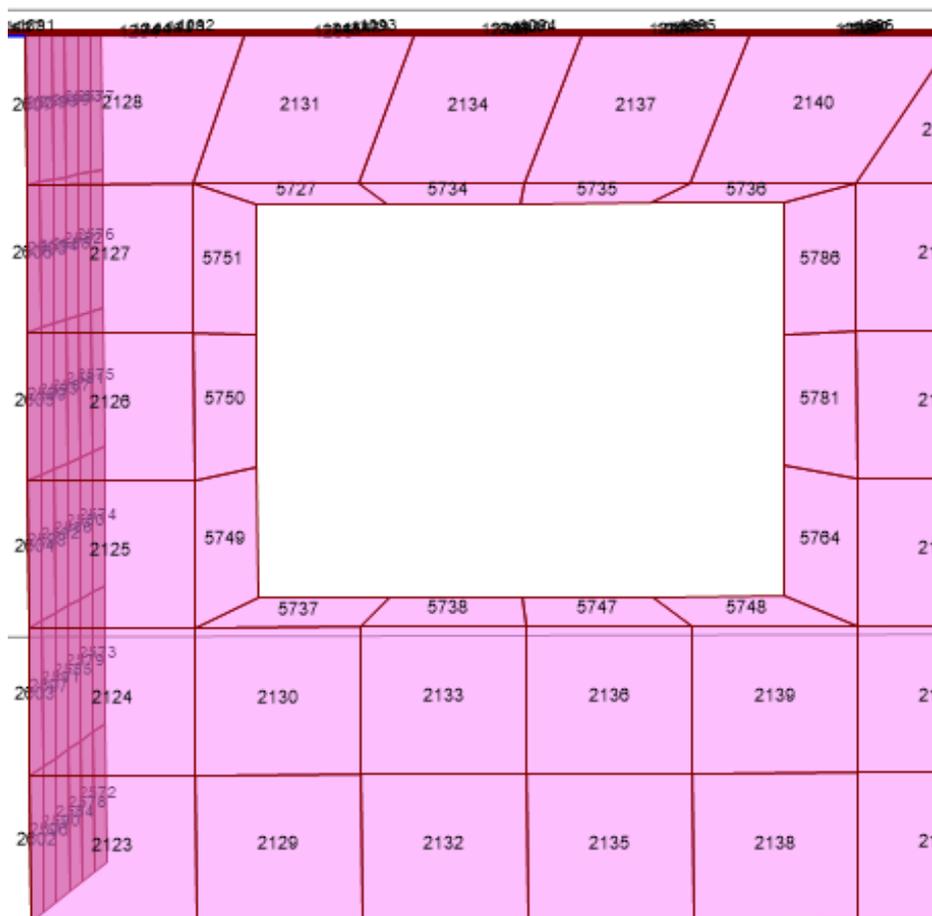
Momentos máximos em relação as suas respectivas áreas:

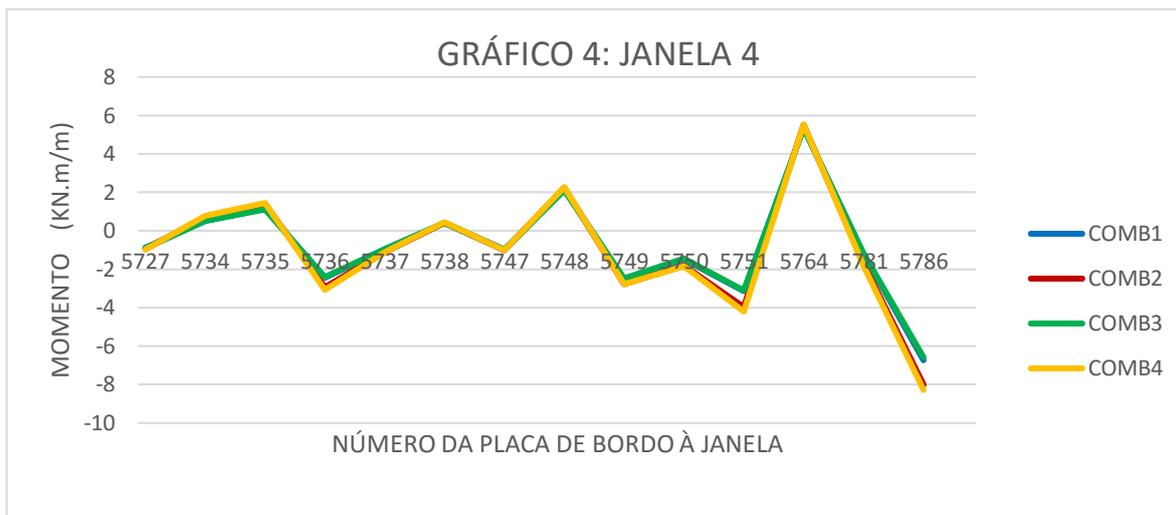
COMB1	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	9,3477
	AREA CORRESPONDENTE	2119
COMB2	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-9,4467
	AREA CORRESPONDENTE	2122
COMB3	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	9,109
	AREA CORRESPONDENTE	2119
COMB4	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-9,2417
	AREA CORRESPONDENTE	2122

FONTE: Autor

São observados na JANELA 3, 2 grandes picos de momento apontados nas placas 2119 e 2122 respectivamente representados no gráfico 3.

4.3.4.2 Análise da JANELA 4





FONTE: Autor

Momentos máximos em relação as suas respectivas áreas:

COMB1	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-6,738
	AREA CORRESPONDENTE	5786
COMB2	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-8,0086
	AREA CORRESPONDENTE	5786
COMB3	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-6,5866
	AREA CORRESPONDENTE	5786
COMB4	MOMENTO MÁXIMO ABSOLUTO (KN.m/m)	-8,2807
	AREA CORRESPONDENTE	5786

Como conclusão, o gráfico 4 apresenta uma grande variação de momento na borda da janela, porem se destacam as placas 5764 e 5786. Tendo como momento máximo absoluto a placa 5786.

4.3.5 Cálculo do Momento Máximo de Fissuração

Para a obtenção do momento máximo de fissuração será utilizada a fórmula descrita pelo Estado limite de abertura de fissuras, que é descrita detalhadamente no item 3.5.1.1 da revisão bibliográfica presente neste trabalho, levando em consideração somente, segundo a NBR 6118/2014, o menor valor entre as duas equações subsequentes:

Para efeito desse estudo, a primeira equação abaixo foi designada como Wk1 e a segunda equação Wk2.

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

Para uma maior comodidade no cálculo das fórmulas citadas a cima foi criada uma planilha no Microsoft Excel:

MOMENTO (KN.m/m)		Wk1(mm)	0,00
		Wk2(mm)	0,00
Tensão (KN/cm ²)	0	σ_{si}	0
Fck (KN/cm ²)	2,5	ϕ_i	10
Diâmetro da barra de aço (mm)	10	E_{si}	21000
Modulo de elasticidade do aço (KN/cm ²)	21000	ρ_{ri}	0,009
Área de envolvimento (cm ²)	174,84	A_{cri}	175
Taxa de armadura da região de envolvimento (cm ²)	1,57	η_1	2,25
		f_{ctm}	0,2565

5 RESULTADOS OBTIDOS

FISSURAÇÃO NA JANELA 1	MOMENTO (KN.m/m)	3,151	COMB1	Wk1(mm)	0,09
	Tensão (KN/cm²)	20,772		Wk2(mm)	0,17
	MOMENTO (KN.m/m)	3,283	COMB2	Wk1(mm)	0,09
	Tensão (KN/cm²)	21,643		Wk2(mm)	0,18
	MOMENTO (KN.m/m)	3,001	COMB3	Wk1(mm)	0,08
	Tensão (KN/cm²)	19,783		Wk2(mm)	0,16
	MOMENTO (KN.m/m)	3,177	COMB4	Wk1(mm)	0,09
	Tensão (KN/cm²)	20,945		Wk2(mm)	0,17

A fissuração característica obtida na janela 1, segundo a NBR 6118, está dentro dos limites estabelecidos para peças estruturais, que é de 0,3mm. Porém o estudo aponta que há uma fissuração intrínseca à janela 1, o que pode causar um desconforto visual ao usuário final.

FISSURAÇÃO NA JANELA 2	MOMENTO (KN.m/m)	6,906	COMB1	Wk1(mm)	0,41
	Tensão (KN/cm²)	45,528		Wk2(mm)	0,38
	MOMENTO (KN.m/m)	7,427	COMB2	Wk1(mm)	0,47
	Tensão (KN/cm²)	48,966		Wk2(mm)	0,41
	MOMENTO (KN.m/m)	6,929	COMB3	Wk1(mm)	0,41
	Tensão (KN/cm²)	45,682		Wk2(mm)	0,38
	MOMENTO (KN.m/m)	7,624	COMB4	Wk1(mm)	0,50
	Tensão (KN/cm²)	50,265		Wk2(mm)	0,42

A janela 2, em todas as combinações estabelecidas, extrapolou os limites de fissurações impostos por norma.

FISSURAÇÃO NA JANELA 3	MOMENTO (KN.m/m)	9,348	COMB1	Wk1(mm)	0,75
	Tensão (KN/cm²)	61,629		Wk2(mm)	0,51
	MOMENTO (KN.m/m)	9,447	COMB2	Wk1(mm)	0,77
	Tensão (KN/cm²)	62,282		Wk2(mm)	0,52
	MOMENTO (KN.m/m)	9,109	COMB3	Wk1(mm)	0,71
	Tensão (KN/cm²)	60,056		Wk2(mm)	0,50
	MOMENTO (KN.m/m)	9,242	COMB4	Wk1(mm)	0,74
	Tensão (KN/cm²)	60,930		Wk2(mm)	0,51

A janela 3, em todas as combinações estabelecidas, extrapolou os limites de fissurações impostos por norma.

FISSURAÇÃO NA JANELA 4	MOMENTO (KN.m/m)	6,738	COMB1	Wk1(mm)	0,39
	Tensão (KN/cm²)	44,424		Wk2(mm)	0,37
	MOMENTO (KN.m/m)	8,009	COMB2	Wk1(mm)	0,55
	Tensão (KN/cm²)	52,801		Wk2(mm)	0,44
	MOMENTO (KN.m/m)	6,587	COMB3	Wk1(mm)	0,37
	Tensão (KN/cm²)	43,425		Wk2(mm)	0,36
	MOMENTO (KN.m/m)	8,281	COMB4	Wk1(mm)	0,59
	Tensão (KN/cm²)	54,595		Wk2(mm)	0,45

A janela 4, em todas as combinações estabelecidas, extrapolou os limites de fissurações impostos por norma.

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Soluções para os problemas de fissuras evidenciados em paredes de concreto
- Técnicas para realizar corretamente a cura em paredes de concreto
- Medidas corretivas ao aparecimento de fissuras em paredes de concreto

CONCLUSÃO

Os resultados obtidos em todas as janelas estudadas, usando várias situações de combinações de cargas, apresentaram, segundo a fórmula de abertura de fissuras, indícios que em todas as combinações estabelecidas os elementos estudados sofrem fissurações em maior ou em menor grau de abertura.

Pode-se observar que as JANELAS 2, 3 e 4 apresentam, em todas as combinações aferidas, aberturas de fissuras que ultrapassam o limite estabelecido pela NBR6118/2014. Saliendo-se também o fato da JANELA 1, que apesar de se enquadrar dentro do limite estabelecido por norma, a mesma também aponta um notório aparecimento de fissura que causa um desconforto visual aos usuários finais.

A aferição de resultados apresentada pelas modelagens estruturais, usando a ferramenta SAP 2000, condiz com a patologia que é evidenciada in loco. Logo é sanada a dúvida pertinente aos responsáveis pelas construções estudadas e é constatado que o erro apontado se encontra no projeto estrutural das paredes de concreto que foram analisadas. Sendo necessário que aconteça uma revisão do mesmo para adequar soluções aos problemas evidenciados.

As combinações de esforços propostas provaram que a concentração de tensão na região de abertura de fissuras supera o máximo estabelecido por norma, levando em consideração as devidas dimensões apresentadas nas paredes estudadas.

REFERÊNCIAS

- ANTONIO C. FILHO & THOMAS CARMONA. **Fissuração nas estruturas de concreto.** Boletim técnico. Mérida - México, 2013.
- ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado.** Rio Grande: Dunas, 2003. 2ª ed. v.2
- ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado.** Rio Grande: Dunas, 2010. v.1, 2, 3, 4
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16055: Paredes de concreto moldadas in loco para a construção de edificações – requisitos e procedimentos.** Rio de Janeiro, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas. Procedimento.** Rio de Janeiro, RJ, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto. Procedimento.** Rio de Janeiro, RJ, 2007.
- BARBOZA, Marcos Robiati. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado.** Bauru: 2008. Disponível
- BASTOS, Paulo S. dos Santos. **Fundamentos do Concreto Armado.** Bauru, 2011. Notas de aula. 2117 . Universidade Estadual Paulista. UNESP.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado.** 3ª ed. São Carlos: EdUFSCAR, 2010. Volume 1.
- CUNHA, Danilo Jorge Evangelista. **Análise de fissuração em vigas de concreto armado.** Fortaleza, 2011.
- DENISE, C. Coitinho Van Molin. **Fissuras em concreto armado.** Dissertação de mestrado. Porto Alegre, 1988.
- FONTES, Fernando Fernandes & PINHEIRO, Libânio Miranda, **Análise de um edifício por vários modelos estruturais.** São Paulo: 2006.
- FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto.** São Paulo: Pini, 2013.
- LONGO, H. I., **Utilização do Computador no Projeto de Estruturas.** Apostila da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, 2008

LEET K. **Reinforced Concret Design**. McGRAW HILL. 1991

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. São Carlos, SP, 2007. Apostila. Universidade de São Paulo - USP.

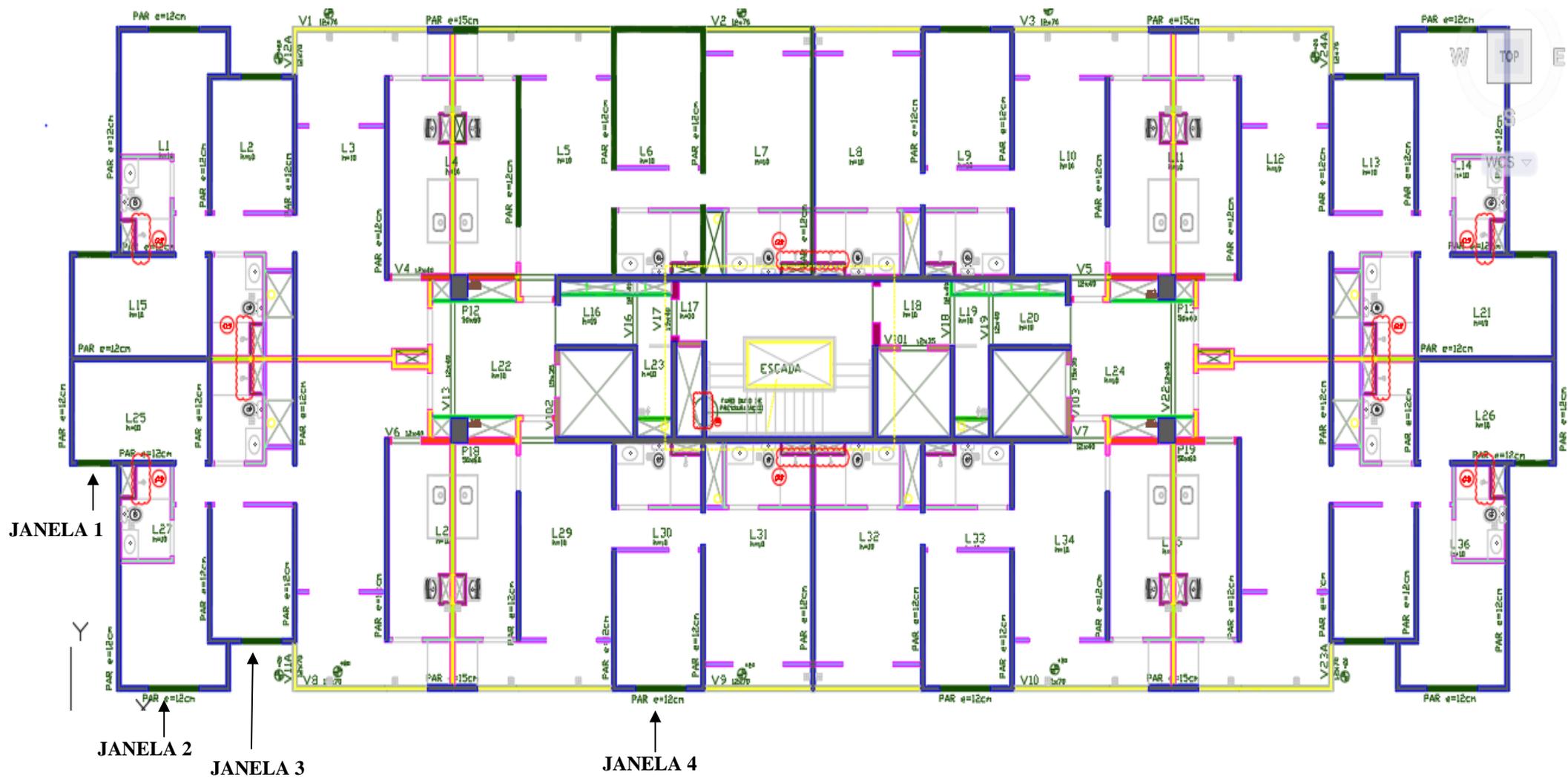
PAULO SÉRGIO DOS SANTOS BASTOS, **Fundamentos do concreto armado**. Notas de aula. Baurú-SP, 2006.

PINTO, Roberto Caldas de A. **Estruturas de Concreto Armado II**. Florianópolis, SC, 2012. Apostila. Universidade Federal de Santa Catarina. UFSC.

SOUZA, Vicente Custódio de. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto** São Paulo: Pini, 1998.

SUSSEKIND, J. C. **Curso de análise estrutural**. Vol. I. Rio de Janeiro: Globo, 1984.

ANEXO A (PLANTAS DE ARQUITETURA)



ANEXO B (PLANTAS DE ESTRUTURA)

[-][Top][2D Wireframe]

