



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE

CENTRO DE TECNOLOGIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

SARA DE OLIVEIRA MARQUES LUNA

**ANÁLISE INCREMENTAL CONSIDERANDO EFEITOS
DE RETRAÇÃO E FLUÊNCIA EM VIGAS DE
TRANSIÇÃO DE CONCRETO ARMADO**

NATAL-RN

2020

Sara de Oliveira Marques Luna

ANÁLISE INCREMENTAL CONSIDERANDO EFEITOS DE RETRAÇÃO E FLUÊNCIA
EM VIGAS DE TRANSIÇÃO DE CONCRETO ARMADO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barros

Natal-RN

2020

Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN
Sistema de Bibliotecas - SISBI
Catalogação de Publicação na Fonte. UFRN - Biblioteca Central Zila Mamede

Luna, Sara de Oliveira Marques.

Análise incremental considerando efeitos de retração e fluência em vigas de transição de concreto armado / Sara de Oliveira Marques Luna. - 2020.
135f.: il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Natal, 2020.

Orientador: Dr. Rodrigo Barros.

1. Edifícios de concreto armado - Dissertação. 2. Apoio indireto Dissertação - Dissertação. 3. Estágios de construção - Dissertação. 4. Deformações dependentes do tempo - Dissertação. I. Barros, Rodrigo. II. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624

Sara de Oliveira Marques Luna

ANÁLISE INCREMENTAL CONSIDERANDO EFEITOS DE RETRAÇÃO E FLUÊNCIA
EM VIGAS DE TRANSIÇÃO DE CONCRETO ARMADO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito final à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovado em 17 de Julho de 2020.

Prof. Dr. Rodrigo Barros – Orientador

Prof. Dr. José Neres da Silva – Examinador interno

Prof. Hidelbrando José Farkat Diógenes – Examinador externo

Natal-RN
2020

DEDICATÓRIA

*"Projetando uma ideia, transformando em realidade, com
esforço e dedicação constroem-se pontes, casas e
cidades"*
(Samuel Urbano)

A minha filha Maitê que me fez ter toda
a inspiração e força de vontade de finalizar
mais um passo para o seu futuro.

AGRADECIMENTOS

Como base de tudo agradeço a Deus, por me conceder o dom da vida e todos os talentos e forças para realizar sonhos. Agradeço por toda sabedoria, paciência, perseverança e habilidades que Ele me presenteou, além de depositar esse sonho em meu coração e cooperar para que tudo dê certo;

Agradeço a minha família, por sentir orgulho de minhas conquistas e sonhar junto comigo. Especialmente aos meus pais que foram os grandes incentivadores de meus estudos. A meu marido que sempre está ao meu lado, consolando, incentivando, sonhando e cobrando de mim para que eu consiga ter sucesso em meus objetivos.

A tantos amigos que a vida me trouxe, dos mais antigos aos mais recentes que me ajudam como podem, mesmo sendo em momentos de distração para manter a sanidade mental.

A meus professores, e hoje colegas de profissão, como foram exemplo para mim e por me mostrarem como é maravilhoso passar o conhecimento.

A UFRN que veio desde a graduação me dando a oportunidade de crescer.

A meu orientador Dr. Rodrigo Barros, um professor que sempre foi minha referência de educador, pessoa de grande coração e com conhecimento inestimável.

Sara de Oliveira Marques Luna

RESUMO

ANÁLISE INCREMENTAL CONSIDERANDO EFEITOS DE RETRAÇÃO E FLUÊNCIA EM VIGAS DE TRANSIÇÃO DE CONCRETO ARMADO

Efeitos como o processo construtivo por etapas com apoio em pavimentos inferiores e deformações causadas ao longo do tempo como a fluência e a retração não são comumente levadas em consideração na análise estrutural convencional. Para o caso de estrutura hiperestáticas e submetidas a altos carregamentos são ainda mais relevantes os efeitos destas considerações, as quais podem ser cruciais para garantia da segurança do elemento. Com isso, torna-se imprescindível realizar uma análise incremental e conhecer os efeitos nos esforços que o carregamento da construção e as deformações devido ao tempo podem gerar nas estruturas. Ao realizar uma revisão sistemática dos estudos elaborados com esta temática, pôde-se observar uma atualidade no tema com tendência de crescimento no número de trabalhos nos últimos anos. Boa parte dos estudos encontrados por meio desta revisão estudam a laje como elemento isolado, de modo que não foi encontrado estudos em vigas de transição ou estudo comparativo com relação ao número de pavimentos dos edifícios. O trabalho aqui apresentado objetiva realizar a modelagem, no software SAP 2000 V14, de um edifício residencial com uma viga de transição hiperestática no pavimento térreo. Serão considerados o efeito construtivo, fluência e retração em um pórtico 2D, buscou-se identificar como estas deformações influenciam nos valores de momentos máximos na viga em questão. Além disso foram comparados modelos do pórtico variando a altura do edifício a fim de entender como a quantidade de pavimentos altera os resultados encontrados. Os resultados mostram um aumento de momento fletor positivo na viga de transição como um todo, bem como os deslocamentos, e uma redução dos momentos negativos no encontro de pilares com vigas em diversos pontos da estrutura. Os aumentos de esforços e deslocamentos entre o uso da análise convencional e incremental foram maiores para os pórticos com mais pavimentos, no entanto notou-se uma variação percentual maior quando o edifício é mais baixo.

Palavras-chave: Edifícios de concreto armado, apoio indireto, estágios de construção, deformações dependentes do tempo.

ABSTRACT

INCREMENTAL ANALYSIS INCLUDING SHRINKAGE, CREEP AND CONSTRUCTIVE EFFECTS ON REINFORCED CONCRETE TRANSFER GIRDER

Effects such as the construction process in stages supported by lower floors and deformations caused over time such as creep and shrinkage are not commonly taken into account in conventional structural analysis. For the case of hyperstatic structures and subjected to high loads, the effects of these considerations are even more relevant, as they can be crucial to guarantee the safety of the element. With this, it is essential to carry out an incremental analysis and to know the effects of efforts that the loading of the construction and how deformations due to time can generate in the structures. When conducting a systematic review of studies developed with this theme, it was possible to observe a topicality in the theme with a growing trend in the number of works in the years. Much of the studies found through this review study the slab as an isolated element, so that no studies were found on transition beams or a comparative study in relation to the number of floors in buildings. The work presented here aims to model, in the SAP 2000 V14 software, a residential building with a hyper-static transition beam on the ground floor. The constructive effect, creep and shrinkage will be considered, analyzing a 2D frame, it was sought to identify how these deformations influence the values of maximum moments in the beam in question. In addition, models of the porch were compared, varying the height of the building in order to understand how the number of floors changes the results found. The results show an increase in the positive bending moment in the transition beam as a whole, as well as the displacements, and a reduction in the negative moments in the meeting of columns with beams at different points in the structure. The increases in efforts and displacements between the use of conventional and incremental analysis were greater for porches with more floors, however, if there was a greater percentage variation when the building is lower.

Keywords: Reinforced concrete buildings, indirect support, construction stages, time-dependent deformations.

SUMÁRIO

1.	Introdução	1
1.1.	Justificativa	2
1.2.	Objetivos	4
1.2.1.	Geral	4
1.2.2.	Específicos	4
1.3.	Materiais e Métodos	4
1.4.	Estrutura da dissertação	5
2.	Revisão sistemática da literatura	7
2.1.	Vigas de transição	9
2.1.1.	Consideração de cálculo	12
2.2.	Efeitos construtivos	13
2.3.	Carregamento incremental	15
2.4.	Recomendação normativa	18
2.5.	Procedimento de Cálculo	19
2.6.	Fluência e retração	22
2.6.1.	Retração	24
2.6.2.	Deformação lenta - fluência	25
2.6.3.	Modelo do CEB-FIP 1990	26
2.7.	Modelagem em elementos finitos	30

2.8.	Verificação em serviço – deslocamentos.....	31
3.	Metodologia da pesquisa	34
3.1.	Descrição do edifício e dados de entrada	36
3.2.	Ações	38
3.2.1.	Fluência e retração.....	40
3.3.	Característica da modelagem.....	41
3.3.1.	Modelagem do edifício em elementos finitos	41
3.4.	Cronograma efeito construtivo	44
3.5.	Cálculo das cargas	46
3.5.1.	Carga de vento	49
3.6.	Casos de carregamento	52
3.6.1.	Verificação de Estado Limite Último (ELU)	52
3.6.2.	Verificação de Estado Limite de Serviço	56
3.7.	Coeficientes de fluência e retração	57
4.	Resultados e discussões	59
4.1.	Influência da altura da viga de transição	59
4.1.1.	Verificação em serviço	61
4.2.	Análise dos esforços no edifício completo	65
4.3.	Esforços nos pilares no térreo e primeiro pavimento	67
4.3.1.	Esforço normal	67

4.3.2.	Esforço cortante	69
4.3.3.	Momento fletor	69
4.4.	Esforços solicitantes da viga de transição	70
4.4.1.	Momento fletor	70
4.4.2.	Esforço cortante	71
4.4.3.	Comparativo da armadura de aço a flexão	72
4.4.4.	Avaliação dos efeitos incrementais para o mesmo nível de carregamento 74	
4.5.	Análise das deformações	76
4.5.1.	Modelos de análise convencional	76
4.5.2.	Deformadas dos modelos incrementais	79
4.5.3.	Evolução dos deslocamentos com as etapas de carregamento	82
4.5.4.	Comparação das deformações entre modelos convencional e incremental 83	
4.6.	Influência do número de pavimentos.....	88
4.7.	Comparativo das alturas dos edifícios	91
5.	Conclusões.....	96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		99
ANEXO I - Revisão sistemática.....		103
ANEXO II - Dimensionamento a flexão simples.....		111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema de produção de um edifício de concreto armado	1
Figura 2 - Etapas do projeto de pesquisa.....	5
Figura 3 - - Sistema geral de concepção de edifícios e o caminho das cargas	9
Figura 4 - Esquema estrutural de viga de transição.....	10
Figura 5 – (a) Situação de ocorrência de viga de transição em estrutura real; (b) Modelo 3D do projeto estrutural da viga de transição.	11
Figura 6 - Tratamento especial do dimensionamento da viga de transição em software comercial	12
Figura 7 - Influência dos deslocamentos diferenciais nas vigas.....	15
Figura 8 - Representação do carregamento incremental em estrutura com peso próprio e carga acidental.....	16
Figura 9 - Etapas de análise sequencial em estrutura de 3 pavimentos.....	20
Figura 10 - Variação das deformações de uma seção transversal de viga em concreto armado ao longo do tempo devido à fluência.....	23
Figura 11 - Variação da deformação lenta irreversível com o tempo	26
Figura 12 - Graus de Liberdade por nó de extremidade.....	30
Figura 13 - Esforços retirados nas direções 2 e 3 em uma modelagem 2D de um elemento frame	31
Figura 14 - Definição da combinação quase permanente pela NBR 6118:201.....	32
Figura 15 - Planta de forma dos pavimentos tipo (cotas em metros)	37

Figura 16 - Planta de forma do pavimento térreo	38
Figura 17 - Representação do pórtico 2D do modelo inicial	42
Figura 18 - Cargas de vento aplicadas no topo de cada pavimento (destaque dos 4 primeiros pavimentos)	43
Figura 19 - Exemplo de cargas atuantes nas vigas dos pavimentos	44
Figura 20 - Planta baixa com área de influência da viga analisada	48
Figura 21 - Ábaco do Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência	50
Figura 22 - Tabela 11.2 da NBR6118 com os valores dos coeficientes de combinação de ações	53
Figura 23 – Fluxograma dos comandos de inserção no software dos estágios de carregamento	55
Figura 24 - (a) Diagramas de momento fletor do edifício com o caso de carregamento para análise convencional (A); (b) Diagramas de momento fletor do edifício com o caso de carregamento para análise incremental (C).	66
Figura 25 – Nós dos pilares onde são analisados os valores de esforço cortante e momento fletor	67
Figura 26 - Diagrama de momento fletor (a) para o caso de carregamento convencional (A); (b) para o caso de carregamento incremental (C)	70
Figura 27 - Deslocada da estrutura com o caso de carregamento (A) (fator de escala = 50)	77
Figura 28 - Deformada da estrutura com o caso de carregamento (B) (fator de escala = 50)	78
Figura 29 - Deformada da estrutura com o caso de carregamento (C) (fator de escala = 50)	79

Figura 30 - Deformada da estrutura com o caso de carregamento (D) (fator de escala = 50).....	80
Figura 31 - Deformada da estrutura com o caso de carregamento (E) (fator de escala = 50).....	81
Figura 32 - Deformada da estrutura (fator de escala = 50) (a) caso de carregamento convencional (b) caso de carregamento incremental.....	84
Figura 33 - Evolução do número de publicações ao longo dos anos.....	107
Figura 34 - Seção transversal com armadura dupla.....	112

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Modelos iniciais da pesquisa.....	34
Tabela 2 - Modelos com variação da altura da viga de transição.....	35
Tabela 3 - Modelos criados com a variação de altura do edifício	35
Tabela 4 - Modelos da análise de Estado Limite de Serviço.....	36
Tabela 5 - Ações atuantes no pórtico para cada etapa de construção.....	40
Tabela 6 - Ciclo de concretagem de 28 dias em um edifício.....	44
Tabela 7 - Cronograma de carregamento para edifício de 4 andares	46
Tabela 8 - Cargas Atuantes diretamente nas vigas	47
Tabela 9 - Cargas atuantes na laje dos pavimentos	47
Tabela 10 - Reações atuantes na viga devido as cargas das lajes.....	48
Tabela 11 - Resumo de cargas das vigas	49
Tabela 12 - Forças devido ao vento.....	51
Tabela 13 - Equações das combinações de ações últimas utilizadas.....	54
Tabela 14 - Equações das combinações de ações frequentes utilizadas.....	57
Tabela 15 - Esforço normal no pilar que se apoia na viga de transição com relação a diferentes alturas de seção	59
Tabela 16 - Esforço normal no pilar de apoio ($P_8=P_{10}$) da viga de transição com relação a diferentes alturas de seção	60

Tabela 17 – Momento fletor no meio do vão da viga de transição com relação a diferentes alturas de seção	60
Tabela 18 - Momentos de fissuração para as diferentes alturas de seção.....	62
Tabela 19 -Momento fletor máximo da viga de transição, para os casos de carregamento de serviço, com relação a diferentes alturas de seção.....	62
Tabela 20 - Cálculo da inércia equivalente da viga em serviço para o caso de carregamento (C).....	63
Tabela 21 - Cálculo da inércia equivalente da viga em serviço para o caso de carregamento (A).....	64
Tabela 22 - Deslocamentos no nó central da viga com relação a diferentes alturas de seção	65
Tabela 23 - Esforços normais nos pilares do primeiro pavimento	68
Tabela 24 - Esforços normais nos pilares do térreo	68
Tabela 25 – Esforços cortantes nos topos dos pilares do térreo	69
Tabela 26 - Momentos fletores nos topos dos pilares do térreo	69
Tabela 27 - Momentos fletores no meio do vão dos tramos da viga de transição.....	71
Tabela 28 - Esforços cortantes da viga nos pontos de encontro de pilares com a viga de transição.....	72
Tabela 29 - Áreas de aço para os diferentes casos de carregamento e alturas da viga de transição.....	73
Tabela 30 - Esforços na viga de transição modificando o tipo de análise com a mesma combinação de ações do caso de carregamento (C)	75
Tabela 31 - Esforços na viga de transição modificando o tipo de análise com a mesma combinação de ações do caso de carregamento (A)	75

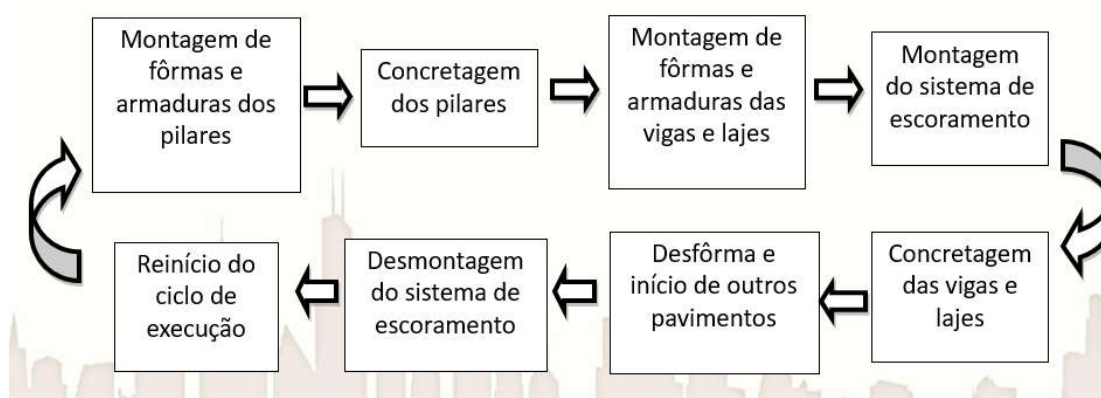
Tabela 32 - Deslocamentos horizontais e verticais dos casos de carregamento (A) e (B)	78
Tabela 33 -Deslocamentos horizontais e verticais dos casos de carregamento (C) (D) e (E)	81
Tabela 34 - Deslocamentos verticais a cada estágio de carregamento para o caso (C) incremental com carga de montagem como principal.....	82
Tabela 35 - Deslocamentos verticais dos casos de carregamento (A) e (C).....	85
Tabela 36 - Deslocamentos verticais dos casos de carregamento (A) e (C) ao longo de cada pavimento.....	85
Tabela 37 - Deslocamentos verticais dos casos de carregamento (A) e (C) nos encontros de pilares com a viga de transição.	87
Tabela 38 – Resultados de esforços e deslocamentos para o modelo com 8 pavimentos	88
Tabela 39 – Resultados de esforços e deslocamentos para o modelo com 6 pavimentos	89
Tabela 40 - Resultados de esforços e deslocamentos para o modelo com 4 pavimentos	90
Tabela 41 - Deslocamentos verticais no nó central da viga de transição para os casos de carregamento (A), (B), (C), (D) e (E).....	91
Tabela 42 – Momentos Fletores no nó central da viga de transição para os casos de carregamento (A), (B), (C), (D) e (E).....	93
Tabela 43 – Esforços cortantes no nó de encontro do apoio 3 com a viga de transição para os casos de carregamento (A), (B), (C), (D) e (E).....	94
Tabela 44 - Esforços normais no pilar que se apoia na viga de transição para os casos de carregamento (A), (B), (C), (D) e (E).....	95

CAPÍTULO I

1. Introdução

O processo construtivo de uma edificação pode ser entendido como um conjunto de ações executadas, em uma sequência pré determinada, para que se tenha uma edificação erguida (Leite, 2015). Acontece que a análise estrutural comumente utilizada nos projetos, via de regra, não considera o processo construtivo e o carregamento é imposto a estrutura de uma única vez, como se a estrutura fosse construída de forma completa sem essa sequência mencionada. A Figura 1 apresenta uma sequência genérica para uma obra convencional construída *in loco*.

Figura 1 - Esquema de produção de um edifício de concreto armado



Fonte: Autor, adaptado de Leite, 2015.

Os pavimentos conforme vão sendo concretados já servem de apoio, por meio do sistema de escoramento, para que a etapa de concretagem do pavimento superior possa acontecer. A norma ABNT NBR 15696:2009 define o sistema de escoramento como estruturas provisórias capazes de resistir e transmitir todas as ações durante a concretagem até que o concreto se torne auto-portante.

O processo construtivo também impõe a estrutura outras cargas além das de uso, são chamadas cargas de construção advindas dos funcionários trabalhando e equipamentos, por exemplo. A construção em estágios define a sequência das fases construtivas e aplica seletivamente os carregamentos a cada uma das partes da estrutura considerando o comportamento dependente do tempo devido envelhecimento, fluência e retração (Santiago Filho et al., 2014).

1.1. Justificativa

A utilização de sistema de pórticos para edifícios de concreto armado é uma das mais recorrentes no país e a altura dos edifícios vem se tornando ainda maior, muito devido à dificuldade de terrenos nas grandes capitais e ao avanço tecnológico da construção. A aceleração da construção é uma consequência imediata da necessidade do mercado, o que influencia no projeto estrutural dessas edificações uma vez que pode gerar carregamentos precoces na estrutura, no entanto é um efeito nem sempre considerado.

A soma dos fatores aceleração da construção e maiores alturas de edifícios aporticados influencia a resposta estrutural, no que diz respeito a esforços e mais ainda a deslocamentos, podendo em alguns casos inverter o momento fletor, que hora fosse positivo se tornar negativo, por exemplo. A análise que considera o efeito das ações construtivas e da real aplicação dos carregamentos de acordo com o processo construtivo é conhecida como análise sequencial, consideração do efeito construtivo ou ainda análise incremental (Menon & Nogueira, 2015). Esta análise é o objeto de estudo deste trabalho.

O fator tempo age na estrutura de forma a modificar seus deslocamentos e por conseguinte seus esforços. As propriedades dos materiais retiradas de ensaios são considerando uma carga aplicada uma única vez, por pouco tempo e em corpos-de-prova com condições de cura satisfatórias, por isso há uma divergência das condições reais de carregamento da estrutura. Os efeitos relacionados a divergência entre estas condições são quantificados pela fluência e a retração, as quais podem gerar alterações graves nos esforços e impedir atendimento de Estados Limites de Serviço da norma, por exemplo.

A prática de projeto mostra que os efeitos construtivos e do tempo, tais como fluência e retração, não são normalmente considerados. Estudos como Silva et al. (2016) e Salvador (2007) abordam a temática e comprovam a necessidade da consideração, principalmente em prédios com grande número de pavimentos.

Marques et al. (2017) afirma que a análise incremental é pouco utilizada pelos projetistas mesmo comprovada a importância através de pesquisas anteriores. A utilização da modelagem com elementos finitos pode facilitar este tipo de análise e assim poder abranger o estudo para todo tipo de edificação.

A revisão sistemática descrita no Anexo I e comentada no início do capítulo II evidencia muitos trabalhos que analisam o pórtico completo com a consideração do efeito construtivo, da fluência e da retração. Em contraponto poucas pesquisas analisam elementos individualmente, o que pode ser entendido devido a atualidade do tema, uma vez que é necessário primeiramente entender o comportamento da estrutura como um todo para então verificar partes desta que apresentam comportamentos mais importantes.

É sabido que os efeitos aqui abordados muito influenciam no deslocamento da estrutura, com isso, estruturas do tipo hiperestáticas sofrem uma divergência em seus esforços, já que estes dependem intrinsicamente dos deslocamentos ocorridos em seus apoios. Bem como quando há necessidade de um vão maior em um pavimento e por isso um apoio (pilar) acaba sendo retirado da planta, criando então uma viga de transição que apoia um pilar da edificação, é esperado que os deslocamentos se tornem ainda maiores e cruciais, devendo então ser contabilizados da forma mais próxima da realidade, utilizando a análise incremental.

Segundo Rabelo (2012) a viga de transição é quando esta recebe um ou mais pilares como carga e transmite para os demais pilares que a apoiam. Ela pode ser definida como um apoio do tipo indireto, uma vez que a carga da superestrutura não se apoia diretamente na fundação e sim em um elemento de transição que transfere as cargas para os demais pilares e por conseguinte, para a infraestrutura.

Este tipo de elemento é normalmente robusto e considerado indeslocável em algumas análises, no entanto, os deslocamentos devido ao tempo e os efeitos construtivos podem modificar a forma de deformação do elemento, de modo a ter grande influência nos esforços da viga. Por se tratar de um elemento altamente carregado e que serve de apoio para um pilar, uma ruptura local pode gerar um colapso geral ou de parte da edificação, ao mesmo tempo que uma análise muito conservadora implica em grandes gastos uma vez que as dimensões e a taxa de armadura deste tipo de viga são consideravelmente altas, justificando a importância de sua análise.

Kripta (1990), considerado pioneiro no estudo de análise incremental, afirma que a necessidade de determinação criteriosa de todas as ações que atuam na estrutura está diretamente ligada com a altura da edificação, já que uma estimativa errônea da carga de um pavimento acumula erros quanto maior for o número de andares. Com isso, infere-se que os efeitos relacionados a uma análise incremental vão ser mais

significativos quanto maior for a altura. Diante do exposto é imprescindível analisar a variação dos efeitos de acordo com a altura da edificação.

Diante do exposto o presente trabalho buscou entender como a análise incremental interfere nos deslocamentos e esforços de vigas de transição, variando sua rigidez e também a carga devido ao pilar que nela descarrega influenciam nesses efeitos.

1.2. Objetivos

1.2.1. Geral

Estudar os efeitos nos diagramas de esforços e deslocamentos de uma viga de transição realizando análise incremental devido processo construtivo e deformações por fluência e retração.

1.2.2. Específicos

- a) Entender como os diferentes casos de carregamento e a realização da análise incremental interfere dos esforços do pórtico como um todo;
- b) Comparar os esforços na viga de transição e pilares adjacentes a ela, a partir da análise convencional e com o incremento dos efeitos construtivos, de retração e fluência;
- c) Analisar como a altura da viga de transição influencia nos esforços e deslocamentos;
- d) Comparar a área de aço com um breve dimensionamento da viga de transição com os diversos casos de carregamentos;
- e) Analisar as diferenças de deslocamentos na viga de transição para diferentes alturas de viga, considerando as combinações de ELS e a rigidez equivalente do elemento fissurado;
- f) Entender como a mudança no número de pavimentos, e consequente alteração da carga do pilar que descarrega na viga de transição, modifica os efeitos na estrutura com análise incremental.

1.3. Materiais e Métodos

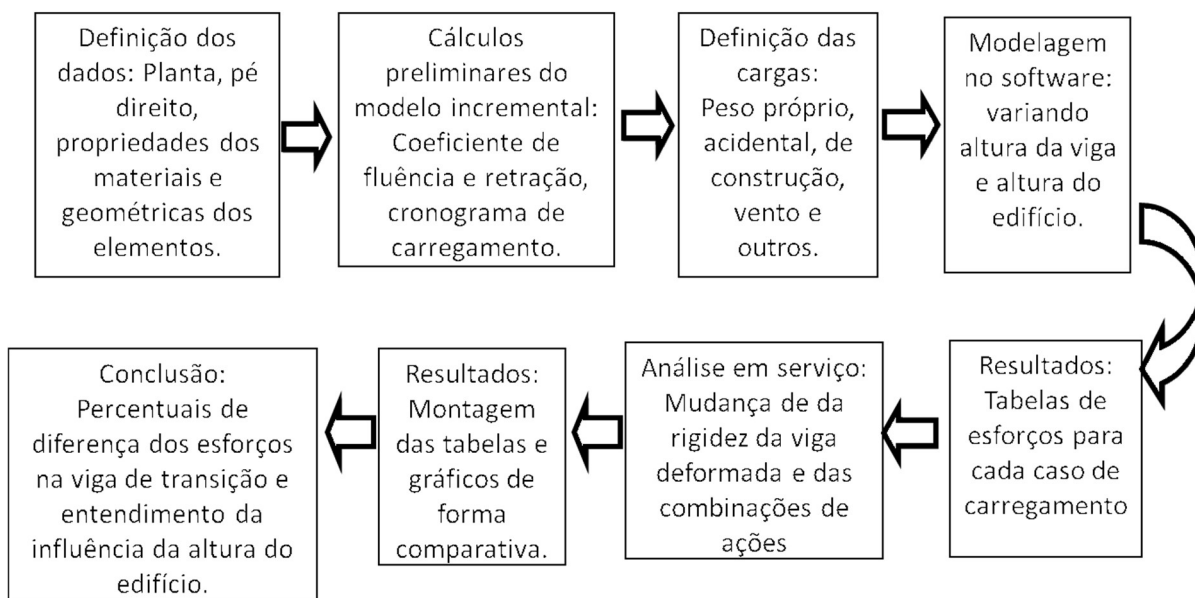
O trabalho consiste na modelagem no software SAP 2000 V14 de um pórtico 2D onde será realizada uma comparação entre a análise convencional e a análise incremental. Optou-se pela modelagem 2D pelo trabalho ser o inicial com a temática de

análise incremental em vigas de transição. O edifício é do tipo residencial sobre pilotis, localizado na cidade de Natal/RN e sua planta foi definida com dimensões e características comumente encontradas nas edificações construídas.

A consideração dos efeitos da fluência e retração são baseadas no EUROCODE 2/2010 e nas recomendações do CEB-FIP MC/1990, para utilização como dados de entrada no *software* escolhido. O efeito construtivo baseia-se na abordagem conhecida como *staged construction* – construção em estágios, uma estratégia numérica para simular computacionalmente os estágios da construção de um edifício.

A sequência das etapas do trabalho é apresentado na Figura 2.

Figura 2 - Etapas do projeto de pesquisa



Fonte: Autor, 2019.

1.4. Estrutura da dissertação

Para melhor entendimento e organização das análises realizadas no presente trabalho, este foi dividido em capítulos, são eles:

Capítulo I – Aspectos Introdutórios: Introdução ao assunto do trabalho, explicando do que se trata o tema, sua importância de estudo, objetivos a serem alcançados, metodologia utilizada, bem como a forma de estruturação da dissertação.

Capítulo II – Revisão bibliográfica: Apresentação das lacunas de pesquisa obtidas por meio da revisão sistemática e uma análise crítica dos resultados obtidos levantando hipóteses e questionamentos necessários. Fundamentação teórica sobre o assunto, revisão bibliográfica sobre análise estrutural de vigas de transição em edifícios de concreto armado, análise incremental, retração, fluência, modelagem numérica e verificação de serviço em vigas.

Capítulo III – Materias e métodos: Dados do edifício analisado e características da modelagem da análise estrutural do edifício tradicional e da análise incremental com efeitos de retração e fluência realizada no SAP 2000.

Capítulo IV – Resultados e discursões: Apresentação de gráficos e tabelas com os resultados extraídos da modelagem no software, incluindo valores de esforços internos, deslocamentos e comparações entre modelos, discutindo os porquês destes resultados bem como avaliando criticamente cada análise.

Capítulo V - Conclusões: Apanhado geral do trabalho, principalmente resumindo os resultados encontrados, apresentando as dificuldades da pesquisa e as propostas de trabalhos futuros utilizando a temática abordada.

CAPÍTULO II

2. Revisão sistemática da literatura

Foi realizada nesta pesquisa uma revisão bibliográfica do tipo sistemática logo na fase inicial do trabalho, apresentada detalhadamente no Anexo I. Inicialmente a pesquisa se deu sobre os assuntos: efeitos construtivos, de fluência e retração em estruturas de concreto armado sem a temática de vigas de transição incluída. O universo de trabalhos incluiu teses, dissertações, trabalhos de conclusão de curso, artigos de periódicos e artigos de congresso.

Buscou-se nas referências aqui incluídas identificar o ano de publicação (a fim de mapear o histórico geral do tema e sua evolução de publicação); onde foram publicados; o país onde realizou-se a pesquisa; as palavras chaves apresentadas; o procedimento metodológico utilizado pelo autor; o tipo de elemento estudado; e a quantidade de pavimentos do modelo analisado no trabalho.

A questão de investigação da revisão foi definida anteriormente a questão da pesquisa da dissertação, onde o intuito da revisão era verificar as lacunas e possíveis objetos de estudo para o presente trabalho. Dentre os objetivos com a revisão sistemática (RS) destacam-se:

- Quais são os tipos de estudos e elementos que estão sendo abordados no estudo dos efeitos construtivos, de retração e fluência?
- Quão atual é o tema?
- Há um faixa de números de pavimento padrão nos estudos?

Ao fim da RS constatou-se uma grande quantidade de trabalhos como dissertações e teses que não renderam artigos publicados sobre o tema. Poucos estudos, por exemplo Kataoka (2010), trataram de um elemento especial em específico, apenas 32% e metade deles tratam de lajes. Não foram identificados estudos comparativos que tratavam da influência da variação dos pavimentos nos resultados obtidos. A maioria dos trabalhos apresentam análise numérica como metodologia principal e poucos apresentam estudos de caso, apenas 10%, podendo citar Alvarado et al (2016).

Como lacunas nos trabalhos destaca-se as proposições de Oliveira (2011) que estudou a fluência e sugere analisar a atuação conjunta com a retração; estender o estudo para o concreto protendido; estudar o processo evolutivo das construções, e considerar os efeitos de retração e fluência em cada etapa construtiva; analisar a torção e transformar a formação de 2D para 3D.

Kataoka (2010) estudou fluência e retração especificamente em pilares e propôs que novos estudos abordassem um volume maior de ensaios e uma padronização destes; utilização de concreto auto adensáveis e de alto desempenho; estender o período para acima de 91 dias para tentar prever resultados para idades posteriores; utilizar outras geometrias de pilares para estabelecer coeficientes precisos quanto a geometria.

Marques et al (2017) sugere um estudo mais complexo do Efeito Incremental, aumentando o número de modelos, variando características, utilizando-se da ferramenta no TQS; outra proposta é na interação solo-estrutura também do software avaliar quais mudanças na estrutura apresentam valores mais críticos na variação do γ_z . Já no trabalho de Leite (2015) as propostas apresentadas partem do cálculo de armadura para combater retração; ponderação do efeito de engaste do pilar-fundação (interação solo-estrutura); consideração da deformabilidade dos apoios; e pilares com diferentes momentos de inércia.

Foi a partir das conclusões retiradas da revisão sistemática que o tema da pesquisa foi escolhido. E com os trabalhos nela encontrados foi possível realizar uma fundamentação teórica de assuntos primordiais ao trabalho. Com o processo de *snowballing* observa-se as referências sempre citadas na maior parte dos artigos e com isso aumentar a bibliografia utilizada para fundamentar os conceitos apresentados neste capítulo.

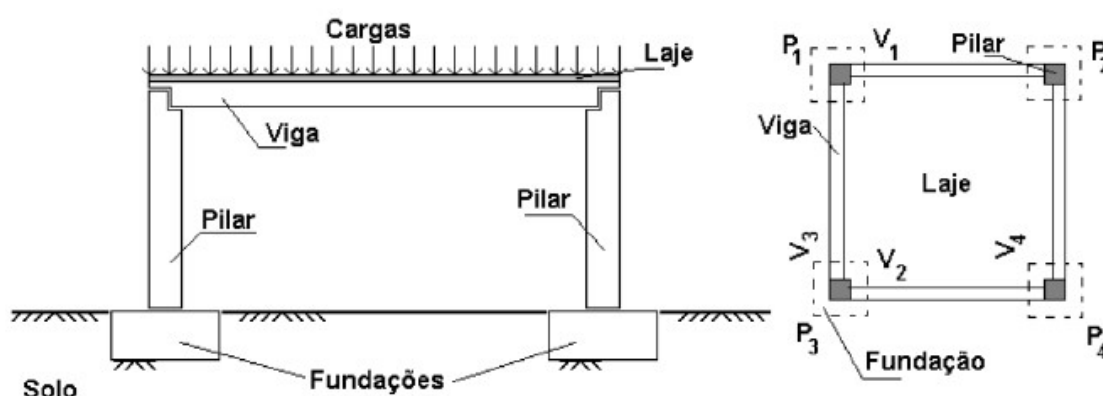
Por fim, outras referências foram necessárias para fundamentar o elemento em questão neste trabalho, a viga de transição, sendo que essas referências não foram fruto da revisão sistemática, mas complementam a fundamentação teórica desta pesquisa.

2.1. Vigas de transição

Para entender o elemento estrutural foco desta pesquisa é necessários iniciar com a conceituação de concepção de um projeto estrutural – etapa onde é definido o posicionamento dos elementos e pré dimensionamento. Esta é guiada pelo comportamento primário dos elementos estruturais, apresentado na Figura 3.

As lajes são posicionadas de forma a absorver as cargas de utilização e transferi-las para as vigas em que se apoiam; essas reações das lajes juntamente com as cargas de alvenaria sobre as vigas e seu peso próprio são descarregadas para os pilares, ou eventualmente em outra viga de apoio; os pilares com último elemento da superestrutura absorve todas as cargas e transfere para a infra-estrutura (fundação).

Figura 3 -- Sistema geral de concepção de edifícios e o caminho das cargas



Fonte: Barboza, 2008.

No entanto, por vezes para atender às condições estéticas e funcionais definidas no projeto arquitetônico essa concepção primária fica restrita e podem surgir apoios indiretos.

O primeiro exemplo do apoio indireto já foi citado, vigas que descarregam em vigas, porém esse apoio acarreta menos problemas do ponto de vista de deslocamentos, uma vez que as cargas de vigas são relativamente baixas – apenas de um pavimento. Atenção maior deve ser dada quando há apoio de pilares sobre vigas, são as chamadas vigas de transição e seu esquema estrutural é apresentado na Figura 4.

Figura 4 - Esquema estrutural de viga de transição



Fonte: Adaptado de Rabelo, 2012.

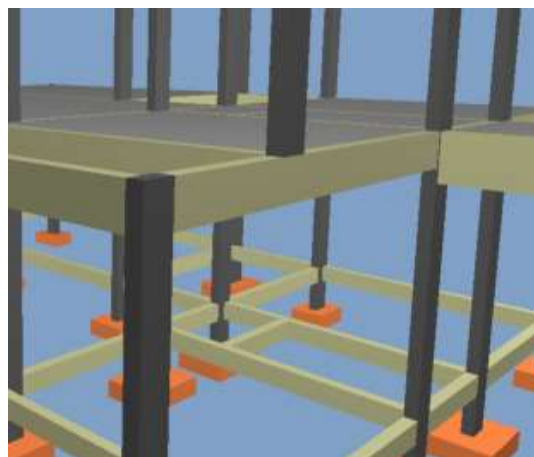
Nesses casos o pilar vem recebendo as cargas dos pavimentos superiores do edifício até determinado andar onde não há continuidade do elemento, esse pilar então se apoia em uma viga e não na fundação como de costume. Portanto, além da viga receber uma carga concentrada, esta é de alta intensidade levando a maiores deslocamentos e necessidade de uma maior rigidez do elemento de suporte. As vigas que apoiam pilares são conhecidas como vigas de transição.

Os casos mais comuns de haver a necessidade de uso de vigas de transição são em prédios pilotis (térreo utilizado como garagem), onde não é possível a continuidade da prumada de pilares devido a largura das vagas ou ainda espaço para manobra dos veículos. A Figura 8 mostra um exemplo onde o pilar do pavimento superior estaria impedindo a entrada dos veículos na garagem.

Figura 5 – (a) Situação de ocorrência de viga de transição em estrutura real; (b) Modelo 3D do projeto estrutural da viga de transição.



(a)



(b)

Fonte: Autor, 2020.

A utilização de apoio indireto deve ser ao máximo evitada, contudo, se necessária os cuidados de dimensionamento devem ser redobrados, pois a ruptura deste elemento tem alto potencial de ocasionar colapso progressivo e consequente ruptura global.

Para evitar grandes deslocamentos e garantir que a viga suporte a carga do pilar que se apoia sobre ela, a altura do elemento passa a ser bem maior que o conhecido pré dimensionamento de um décimo do vão. Essa elevada altura confere uma alta rigidez as vigas de transição e por isso na modelagem muitas vezes o elemento acaba configurando um corpo indeslocável. Os deslocamentos da viga de apoio geram no pilar esforços adicionais que não podem deixar de ser computados.

Para garantir que a análise ocorra de forma correta a maioria dos softwares fornece a opção de cálculo diferenciado indicando que a viga em questão é de fato de transição, assim é dado um tratamento especial ao dimensionamento do elemento.

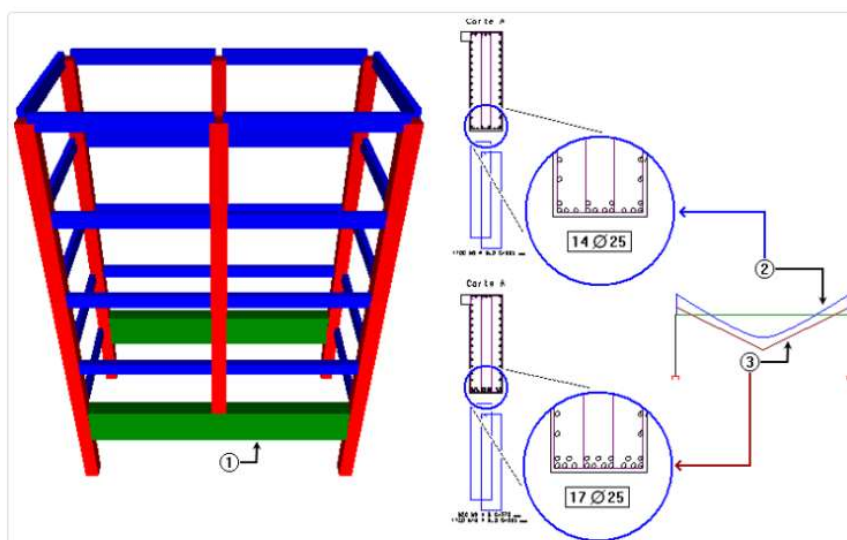
2.1.1.Consideração de cálculo

Os softwares de dimensionamento utilizam de envoltória de esforços para o cálculo de uma viga de transição. Uma primeira situação é considerada, como se a viga fosse um apoio tão rígido, praticamente, indesejável. Esta consideração faz com que os esforços se distribuam de tal forma que a carga no pilar que se apoia sobre a viga seja máxima.

Essa carga máxima é lançada então na segunda situação com a rigidez real da viga, fazendo, então, esta ter os maiores deslocamentos possíveis. Uma nova redistribuição é feita a partir destes deslocamentos, e as cargas dos outros pilares aumentam.

Com as duas situações mais desfavoráveis para os pilares constrói-se uma envoltória de esforços na viga, para que ela possa ser dimensionada. A Figura 6 mostra um exemplo de viga de transição (1) dimensionada em programa computacional comercial, onde no destaque (2) tem-se o dimensionamento considerando a rigidez normal da viga e no destaque (3) com a rigidez aumentada.

Figura 6 - Tratamento especial do dimensionamento da viga de transição em software comercial



Fonte: TQS (Disponível em docs.tqs.com.br, acesso em 20 de Agosto de 2019)

Entende-se então que na segunda etapa é importante considerar os maiores deslocamentos possíveis para determinar os valores máximos de esforços nos demais

pilares que não se apoiam na viga. Neste passo entra a importância da análise incremental, uma vez que este tipo de análise considera os efeitos construtivos e do tempo que aumentam os deslocamentos no elemento, sendo estes, os mais próximos da realidade.

Com isso, é possível inferir que a análise convencional pode gerar menores valores de esforços nestes pilares supracitados e com isso gerando uma envoltória diferente da realidade na viga de transição.

2.2. Efeitos construtivos

Quando se trata de edifícios de múltiplos andares a sequência de construção faz com que as ações de um pavimento atuem sobre o anterior quando alguns deslocamentos já ocorreram, o que não é levado em consideração no método de análise convencional, onde os deslocamentos nos nós ocorrem de uma só vez (Soares, 2015).

A busca por métodos que façam da análise estrutural que melhor represente a estrutura real vem sendo cada vez maior, com o objetivo de encontrar modelos, hipóteses e técnicas mais eficientes que garantam a segurança com uma maior economia. A exigência do mercado, da concorrência e da busca por estruturas mais esbeltas e leves torna a corrida por uma análise estrutural mais apurada cada vez maior.

A análise de edifícios altos e com maiores pesos próprios vem sendo objeto de estudo nos últimos anos devido às suas inúmeras incertezas de projeto. Uma delas é o excesso de cargas nas lajes devido ao processo construtivo bem como as variações de deformações no tempo. Kripta (1990) foi um dos pioneiros nos estudos da consideração da sequência de carregamento na análise estrutural e concluiu que o uso do procedimento de análise convencional pode levar a resultados não muito confiáveis, além de propor as melhores formas de simular a análise incremental.

A utilização de softwares que utilizam o método dos elementos finitos como o *SAP – Structural Analysis Program* vem sendo amplamente difundida no meio científico. Podem ser citados os trabalhos de Menon & Nogueira (2015), Leite (2015), Silva et al. (2016), Barbosa et al. (2017) como as mais recentes aplicações do método no software. Menon & Nogueira (2015) citam Coelho & Gorza (2005) como os pioneiros no uso do SAP como ferramenta de cálculo sequencial.

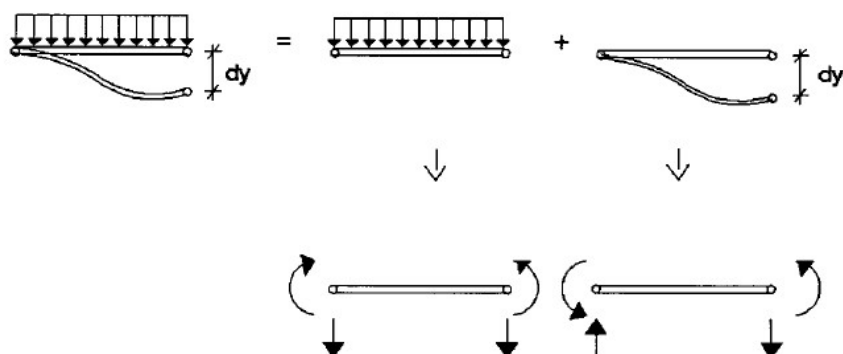
Segundo Leite (2015) o principal problema do processo construtivo incremental é o apoio de pavimentos superiores em lajes recém concretadas e ainda sem todas as propriedades de resistência adquiridas o que acarreta deslocamentos prévios mesmo que não são computados na análise estrutural. O apoio em pavimentos subjacentes pode ser considerado como uma carga de construção que deve ser incluída no projeto e realizadas verificações das fases construtivas mais significativas bem como sua influência no resultado final, como é determinado pelo item 11.4.1.4 da ABNT NBR 6118:2014.

É necessário determinar como as ações se distribuem entre o escoramento e os pavimentos por ele interligados. Essa avaliação deve ser incremental de forma que se leve em conta a sobreposição gradual de pavimentos que segue a sequência natural do processo construtivo (Prado & Corrêa, 2002). Dos métodos mais convencionais pode-se citar o de Grundy & Kabaila (1963), já o trabalho de Prado & Corrêa (2002) propõe um novo método para esta determinação, chamado método aproximado.

A influência dos deslocamentos na determinação dos esforços das estruturas é clara. Um exemplo é em edifícios submetidos à ação do vento. O carregamento horizontal por vezes ocasiona flexão do edifício como um todo (análise global), o que aumenta a carga de compressão em pilares de um lado da edificação e diminui no lado contrário.

Essa nova configuração de esforços leva a um deslocamento diferencial vertical entre pilares, aumento dos esforços cisalhantes e de flexão nas vigas que ligam dois pilares adjacentes com deslocamentos diferenciais. A Figura 7 representa a modificação dos esforços na viga devido os deslocamentos diferenciais dos seus apoios.

Figura 7 - Influência dos deslocamentos diferenciais nas vigas.



Fonte: Kripta, 1990.

Observa-se que a variação de deslocamentos influencia tanto nos esforços das estruturas que pode até fazer inverter a zona de compressão e tração de uma viga, além da diferença no esforço cortante. Isto evidencia a importância da correta determinação de cada um dos deslocamentos possíveis na estrutura, podendo estes serem advindos de redistribuição de esforços devido cargas laterais, ou do incremento lento de carga (análise incremental).

A diferença é ainda mais clara nos últimos andares devido os deslocamentos dos apoios das vigas na análise sequencial devem ser menores, pois são originários do andar em questão e seu adjacente, diferente da análise convencional onde é resultado de toda a estrutura. Segundo Gusmão e Gusmão filho (1994) há uma tendência de uniformização dos recalques a cada incorporação dos pavimentos durante o decorrer do processo construtivo. Isto ocorre devido o aumento da rigidez da estrutura, o que não é considerado na análise convencional.

2.3. Carregamento incremental

Como visto, a análise sequencial leva em consideração o cronograma e as fases da construção, onde as tensões residuais de cada pavimento são levadas em conta separadamente, passo a passo, verificando assim o deslocamento final da estrutura. O procedimento atual é determinar as cargas verticais e laterais de cada andar e através de comandos em software, suficientemente desenvolvido para autorealizar a análise incremental, em que se elaboram um fluxograma programando o carregamento

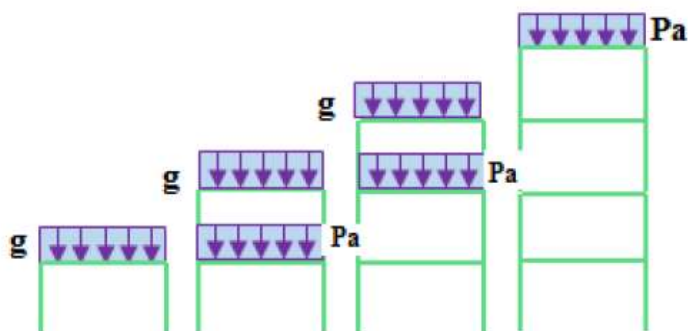
sequencial. Essa análise permite uma melhor simulação do modo que o edifício de concreto é construído.

Kripta (1990) ressalta o fato que os carregamentos mesmo permanentes de caráter construtivo atuantes na estrutura de forma gradual, não são inseridos na mesma hora, as alvenarias, revestimento e divisórias, por exemplo. Ocorre uma certa defasagem com relação ao peso próprio e estas cargas permanentes que depende do cronograma da construção e por vezes fazem aumentar o número de estágios de carregamento.

O processo de construção ocorre de forma repetitiva e com cronograma de etapas com prazos fixos para construção de cada andar e início de carregamentos acidentais tais como alvenaria, regularização de piso e revestimentos, por exemplo. O sistema de escoramento comumente utilizado na construção civil faz com que o novo andar concretado transfira suas cargas de peso próprio para os andares inferiores. Menon & Nogueira (2015) frisa que algumas das cargas são de difícil estimativa correta, tais como, carga de entulhos, equipamentos, e fluxo de funcionários.

Segundo Prado (1999) o princípio da superposição é válido. Logo para determinar os esforços finais para o dimensionamento basta somar os esforços analisados em cada etapa da construção. A Figura 8 apresenta um esquema do cálculo incremental, sendo g o peso próprio e P_a o carregamento acidental.

Figura 8 - Representação do carregamento incremental em estrutura com peso próprio e carga acidental



Fonte: Menon & Nogueira (2015)

Prado (1999) explica que as tensões nos pilares, para o caso de projetos de edifícios convencionais, variam a cada andar da estrutura, pois dependem das cargas

verticais e consequentes deformações axiais. Dessa forma, a análise que considera a estrutura totalmente carregada em um único instante (análise convencional) acumula deslocamentos verticais em andares superiores que na verdade não existem. Conforme a altura da edificação aumenta também aumentam os deslocamentos diferenciais entre pilares do mesmo pavimento. Esse efeito acaba por retornar valores incorretos de momentos fletores em vigas e lajes ligadas a estes pilares.

A ação do vento também deve ser considerada devido sua importância tanto nos deslocamentos horizontais da estrutura como na geração de esforços no pórtico. No entanto, não faz sentido falar de incremento de carga devido ao vento em estágios de construção. Sabe-se que a carga de vento é do tipo acidental e é calculada para uma rajada de vento de três segundos, medida a 10m de altura, e com tempo de recorrência de 50 anos, portanto, a probabilidade de ocorrência enquanto a edificação ainda está sendo construída é baixa.

Considerar a carga de vento apenas com a edificação já completamente pronta é mais coerente. Se assim não fosse feito era possível estar contabilizando deslocamentos horizontais prévios que provavelmente não estariam acontecendo na realidade.

A grande diferença da análise convencional para a análise incremental é o sistema de referência, onde na incremental é variável e os deslocamentos de um andar só existem quando este já estiver construído. Enquanto na convencional os deslocamentos nos nós são acumulados e o referencial tomado é um global fixo, portanto, deslocamentos são computados de forma equivocada em alguns andares, pois não são responsáveis pelas deformações nesses andares. (KRIPTA, 1990)

Prado e Corrêa (2002) reafirma que o procedimento global de análise acumula deslocamentos fazendo com que nos pilares haja deslocamentos diferenciais maiores de acordo com a altura da edificação acarretando a valores incorretos dos esforços. O problema está em admitir esforços a um elemento que ainda não existe, como por exemplo a ação de peso próprio do 10º pavimento afetar os esforços do 11º pavimento ainda não construído, por isso, a necessidade da análise sequencial.

2.4. Recomendação normativa

A ABNT NBR 14931:2003 - Execução de Estruturas de Concreto Procedimentos - traz a recomendação de não se carregar a estrutura nem retirar seu escoramento enquanto não houver a certeza da resistência dos elementos ter atingido o suficiente indicado em projeto. O indicado seria esperar o endurecimento completo do concreto que ocorre por volta dos 28 dias após a concretagem.

A ABNT NBR 6118:2014 - projeto de estruturas de concreto - orienta que para casos do método convencional não garantir segurança da estrutura na etapa da construção deve-se realizar uma verificação que considere as cargas na fase construtiva avaliando sua influência nos esforços finais. No entanto, não há nenhuma especificação de como estas cargas devem ser levadas em consideração na análise, devendo assim seguir recomendações da literatura e trabalhos científicos.

A norma brasileira que trata do sistema de fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto, ABNT NBR 15696:2009, orienta a tomada de precauções no intuito de não haver recalques no apoio onde o escoramento está descarregando. Para isso são utilizados pranchões, cunhas ou hastes reguláveis, para corrigir as irregularidades, distribuir melhor as cargas e ajustar os níveis. Além disso, deve-se atentar na retirada do escoramento para não haver choques e de acordo com o programa elaborado para que durante a retirada do escoramento a carga seja aplicada de forma lenta e gradual.

Cabe ao projetista informar ao responsável pela execução os valores de resistência e módulo de elasticidade mínimos para a retirada de fôrmas e escoramento. O responsável pela obra deve acompanhar o comportamento da estrutura, observando flechas e fissuras para caso haja divergência do esperada se reportar ao projetista. A norma deixa claro que o ciclo de remoção deve ser de no mínimo 14 dias, exceto para concretos com alta resistência inicial, onde o planejamento deve seguir as orientações anteriores.

A norma americana ACI 347:2014 padroniza o projeto de fôrmas para concreto armado. As recomendações para garantia da segurança as ações construtivas são similares a norma brasileira. É sugerido que o projetista indique o valor de resistência

do concreto para retirada das fôrmas, esta resistência deve ser acompanhada através de ensaios e o uso de concretos de alta resistência inicial reduzem o tempo de escoramento.

A norma europeia, o Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004) aborda nas seções 5 e 10 a questão das ações de construção, é especificado os cuidados e precauções que se devem ser tomadas na fase construtiva, mas, semelhante a norma brasileira não há definições claras sobre a consideração dessas ações no projeto estrutural. O Eurocode 1 (EN 1991-1-6/1991) trata da execução dos edifícios, essa norma também prescreve as ações que devem ser tomadas durante a fase de execução.

2.5. Procedimento de Cálculo

As cargas devido ao efeito construtivo são inseridas na estrutura como permanentes no cálculo do Estado Limite Último. Segundo Prado (1999) os vários esquemas estáticos, com suas ações temporárias intrínsecas aos procedimentos de concretagem da fase de construção que o pavimento se encontra, juntos resultam nas ações chamadas ações construtivas.

Juntamente com a carga devido ao processo construtivo, muitas vezes há solicitação de cargas de construção como equipamentos, fluxo de funcionários na obra e acúmulo de entulho. Essas cargas podem ser classificadas como especiais de construção e configuram outra combinação de ações. A norma permite realizar esta análise apenas quando se quantifica as cargas e há probabilidade, ou desconfiança, da estrutura não suportá-las.

Para determinar as cargas é necessário conhecer os esforços decorrentes das etapas de construção, provenientes das formas, escoramentos, alvenarias, equipamentos e operários.

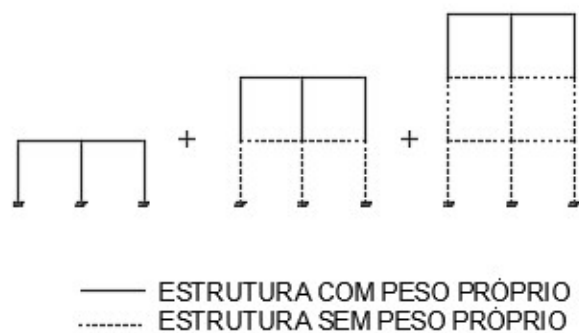
Soares (2015) enfatiza a necessidade de se conhecer o projeto e o cronograma de montagem da estrutura para que seja possível conhecer as ações que devem ser consideradas em cada fase da construção. Vale ressaltar que as cargas atuantes em um referido andar podem causar efeitos como tensões e deslocamentos em um andar superior que será posteriormente executado, dessa forma, na análise da etapa do andar superior deve-se considerar inexistentes os carregamentos no andar inferior, tomando

apenas seus efeitos, e empregar-se o “Princípio da superposição de efeitos”. (COELHO E GORZA (2005).

Ou seja, cada andar deve ser lançado apenas uma vez na estrutura. O estágio em que o n -ésimo andar é construído não deve conter os carregamentos do pavimento $n-1$, por exemplo. Pois a carga do andar $n-1$ já foi considerada e os deslocamentos computados no estágio de carregamento anterior. Se assim não fosse poderia ocorrer dupla consideração de carregamentos.

A análise sequencial de uma estrutura de 3 pavimentos pode ser representada pelo esquema apresentado na Figura 9. Observa-se que os esforços finais podem ser obtidos através da soma das 3 etapas descritas na figura, dessa forma, o peso próprio dos pavimentos inferiores não afetam os pavimentos superiores.

Figura 9 - Etapas de análise sequencial em estrutura de 3 pavimentos



Fonte: Prado e Corrêa (2002)

O método de Grundy e Kabaila (1963) *apud* Leite (2015) pode ser considerado um dos primeiros e introduz o conceito de fator de carga (k) para avaliar a distribuição de ações em cada pavimento. Esse fator é a razão da ação atuante pelo peso próprio. O método considera os pontaletes infinitamente rígidos e próximos entre si de forma a carga estar uniformemente distribuída, o que é questionável, vendo que com a deformabilidade dos pontaletes parte das ações de um pavimento é absorvido pelos seus imediatamente inferiores. Além disso, o método despreza a absorção de parte do carregamento pelos pilares já concretados, o que não acontece na estrutura real.

O avanço computacional possibilita a consideração do histórico da estrutura no processo de análise estrutural. Entretanto, o maioria dos softwares de dimensionamento realizam a análise convencional. A consideração do efeito construtivo, fluência e retração fica limitada, com algumas exceções, a programas que realizam apenas análise dos esforços para então serem lançados no dimensionamento.

Estudos como os de Selvaraj & Sharma (1974), Choi & Kim (1985) e Kripka & Soriano (1992) utilizaram o Método dos Elementos Finitos para consideração do efeito construtivo.

O método dos deslocamentos é a base para os cálculos de análise estrutural. Para utilização do método é necessário conhecer a rigidez da estrutura, que é inserida em forma de matriz nos cálculos, conhecida como $[K]$. Cada elemento dessa matriz representa a rigidez dos nós constituintes da estrutura. Também ainda relativo aos nós, é possível determinar o vetor P , que apresenta as cargas nodais. O método consiste no produto $[K] \cdot [U] = [P]$, sendo $[U]$ o vetor deslocamento, resultado que se deseja encontrar.

Na análise convencional o vetor deslocamentos é obtido através de uma única análise, bem como considera-se que a rigidez da estrutura não varia nas etapas de carregamento. O procedimento de cálculo da análise incremental são várias as etapas de carregamento sobrepostas.

A rigidez da parte ainda não construída é desconsiderada, portanto em cada uma das etapas de análises a matriz de rigidez K tem sua dimensão modificada. São obtidos vetores deslocamentos U de diferentes dimensões por consequência. Os vetores deslocamentos geram esforços para cada uma das etapas de análises que podem ser superpostos para obtenção dos esforços finais (Kripta, 1990).

O procedimento para o cálculo da análise incremental pode ser de dois tipos. O primeiro é um processo sequencial direto, onde as análises acompanham as sequências de carregamento. Assim quando se tem a etapa de análise do n -ésimo andar, são realizadas todas as n etapas, sendo a carga de peso próprio da estrutura aplicada apenas relativa ao andar n , as dos demais pavimentos são aplicadas apenas na análise relativa à construção do mesmo. Os deslocamento obtidos nesta análise é somado aos outros

carregamentos obtidos nas outras análises em que o andar i já existe, ou seja, nas análises dos andares de i até n (número de pavimentos total).

Já o segundo tipo de procedimento, o processo é chamado de inverso, a sequência das análises é ao contrário da sequência de construção. Com isso a influência do peso próprio ocorre através das reações no pavimento abaixo. Quando é realizada a análise no i -ésimo andar é aplicado seu peso próprio e dos andares superiores. A superposição é dispensável neste procedimento para o cálculo dos esforços e deslocamentos no andar, que para o processo inverso já são definitivos.

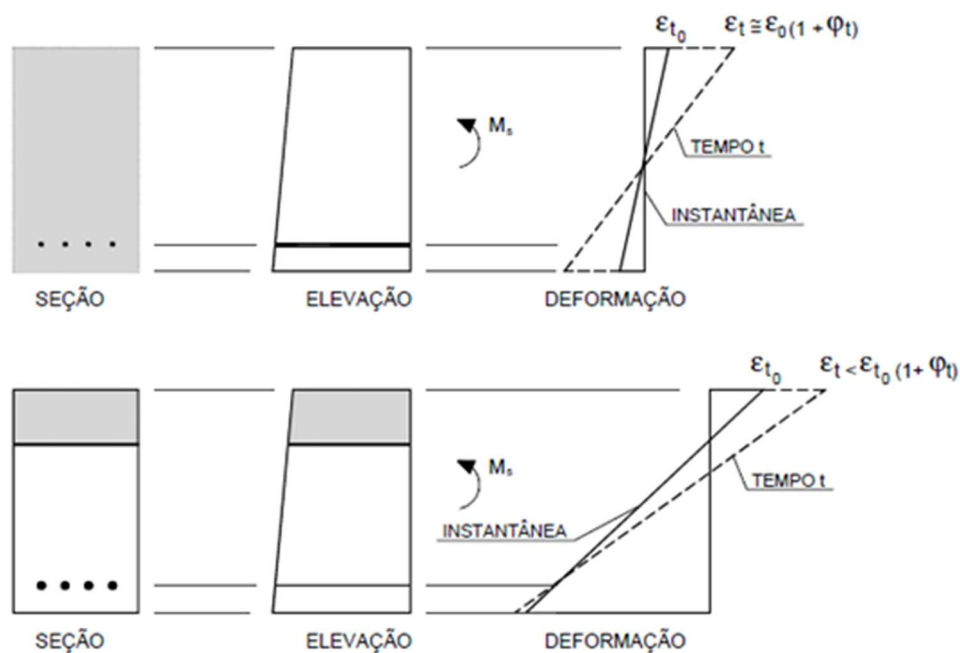
Segundo Kripta (1990) o processo direto independe no número de carregamentos e de suas naturezas, enquanto o método inverso a depender das considerações feitas acaba necessitando de uma abordagem específica, como no caso de mais de um tipo de carregamento atuando carregando os diferentes andares simultaneamente. Devido estes casos, o processo inverso se torna menos indicado que o direto no desejo de resultados menos aproximados.

2.6. Fluência e retração

Existem dois pontos a serem levado em conta na aplicação de cargas nas estruturas devido o tempo, a fluência e a retração. A análise convencional admite que o carregamento é aplicado em um tempo único e curto, não há uma previsão de tempo o qual a carga vai agir sobre a estrutura.

A teoria geral da flexão mostra que os efeitos quando o carregamento é contínuo são de aumento da deformação na seção de concreto, devido fenômenos inerentes do concreto que são a retração e a fluência, Figura 10. Segundo Santos (2006) estes fenômenos não são ainda muito bem estudados e diversos pesquisadores mostram a preocupação de conhecer melhor o tema.

Figura 10 - Variação das deformações de uma seção transversal de viga em concreto armado ao longo do tempo devido à fluência



Fonte: (Pinho, 2011).

Barbosa et al. (2017) explica que o tempo modifica algumas das propriedades do material concreto, inclusive sua resistência mecânica e deformação. Muitas vezes a consequência destas mudanças são fissuras indesejadas que geram perda de rigidez estrutural da peça. A perda de rigidez dá origem a maiores deslocamentos com o tempo. Peças hiperestáticas têm seus esforços intrinsecamente dependentes dos deslocamentos, o que torna ainda mais importante a consideração destes efeitos incrementais.

A retração e a fluência podem ser definidas por expressões matemáticas que estimam a deformação de retração e o chamado coeficiente de fluência. Nas situações de projeto o efeito do tempo é considerado através de procedimentos e hipóteses simplificadoras, o que, por muitas vezes, não representa com fidelidade os fenômenos (Leite, 2015).

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta um anexo (Anexo A) intitulado “Efeito do tempo no concreto estrutural”, o qual indica fatores que quantificam a fluência e a retração na análise estrutural. Uma análise que não considera estes efeitos está se distanciando dos esforços que agem sobre a estrutura.

O carregamento precoce nas estruturas pode ocasionar alguns problemas, como exemplo a fluência e a retração. Estes fenômenos nada mais são que deformações pelo efeito do tempo no concreto. A fluência é o aumento da deformação mesmo em estruturas que estão submetidas a uma tensão constante, enquanto a retração é causada pela redução do volume devido a perda de água por exsudação. As consequências desses problemas podem ser o excessos de flechas em elementos estruturais causando trincas e fissuras (Barbosa et al., 2017).

2.6.1. Retração

A retração no concreto pode ser dividida em várias componentes: retração capilar, química e por secagem. A primeira é causada pelos vazios formados entre as partículas e a pressão capilar que a água nos poros fica submetida. A retração química tem relação com as reações de hidratação intrínsecas ao cimento que faz com que haja diminuição do volume bruto, uma vez que os produtos de hidratação são menores que os ocupados pelo cimento e água separadamente, esse tipo de retração é fortemente influenciada pela temperatura e grau de hidratação do concreto. A última componente da retração é a contração do concreto já endurecido por perda de água capilar.

A consequência da retração como um todo são fissuras, pois o concreto é impedido de se movimentar é produzido tensões internas no elemento. A ABNT NBR 6118:2014 traz recomendações para o cálculo das deformações específicas devido retração. Seu valor depende da umidade relativa do ar, consistência do concreto no lançamento, espessura fictícia da peça, do tempo e da temperatura.

Segundo a referida norma o valor da deformação no concreto devido retração entre o instante inicial t_0 e o final t é dado pela equação 1 a seguir:

$$\varepsilon_{sc}(t, t_0) = \varepsilon_{sc\infty}[\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

$$\varepsilon_{sc\infty} = \varepsilon_{1s}\varepsilon_{2s} \rightarrow \text{valor final da retração;}$$

$\varepsilon_{1s} \rightarrow$ coeficiente que depende da umidade relativa do ar e consistência do concreto;

$\varepsilon_{2s} \rightarrow$ coeficiente que depende da espessura fictícia da peça;

$\beta_s(t)$ ou $\beta_s(t_0) \rightarrow$ coeficiente relativo a retração no instante t ou t_0 ;

$t \rightarrow$ idade fictícia, em dias, do concreto no instante considerado;

$t_0 \rightarrow$ idade fictícia, em dias, do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado;

Todos os coeficientes são calculados e apresentados em forma de gráficos na norma.

2.6.2. Deformação lenta - fluência

A fluência é um fenômeno que surge devido a aplicação do carregamento durante o tempo na estrutura, as deformações por fluência dependem de vários fatores como: resistência do concreto, idade a qual ocorre o carregamento, taxa de armadura e dimensões do elemento. O cálculo dessas deformações só é efetuado com a análise incremental, devido a dependência da idade de carregamento que é obtida através do cronograma da construção (Kripta, 1990).

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta o cálculo da deformação lenta, considerando não impedimento da livre deformação. Admitindo a tensão no concreto como constante σ_0 no instante inicial t_0 sabe-se que existirão deformações elásticas e inelásticas com o passar do tempo t . No instante imediato após a aplicação da tensão – oriundas do carregamento - surge uma deformação, chamada de imediata $\varepsilon_c(t_0)$. No intervalo de tempo $t-t_0$ vai ser acrescido a deformação por fluência ($\varepsilon_{cc}(t)$) e a deformação por retração ($\varepsilon_{cs}(t)$). Com isso, a deformação total no tempo t é:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) \quad (\text{Eq. 2})$$

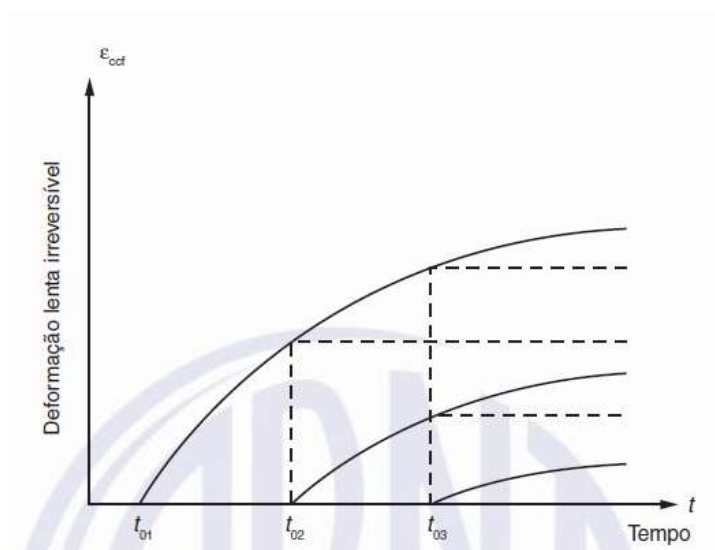
A deformação por fluência é composta por duas partes: rápida e lenta. A primeira é reversível, já a lenta, também é o somatório de duas parcelas, uma reversível e outra não. A deformação lenta irreversível é a dependente do tempo e também dos fatores:

— umidade relativa do ambiente (U);

- consistência do concreto no lançamento;
- espessura fictícia da peça h_{fic}
- idade fictícia do concreto no instante (t_0) da aplicação da carga;
- idade fictícia do concreto no instante considerado (t);

A norma apresenta um gráfico (Figura 11) da variação da deformação lenta irreversível ϵ_{cd} com o tempo:

Figura 11 - Variação da deformação lenta irreversível com o tempo



Fonte: ABNT (2014)

2.6.3. Modelo do CEB-FIP 1990

- **Retração**

A FIP (1999) inicialmente propôs um modelo para estimativa da retração que posteriormente foi adotado pelo EUROCODE 2 – EC2 (CEN,2004). Diferentemente de outras normas o EC2 trata a retração total como a soma de duas parcelas – a autógena e a por secagem – conforme expressão a seguir:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (\text{Eq. 3})$$

onde:

ϵ_{cd} : deformação devida à retração por secagem;

ϵ_{ca} : deformação devida à retração autóloga.

A primeira parcela pode ser calculada a partir das seguintes expressões apresentadas no instrumento normativo:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \epsilon_{cd,0} \quad (\text{Eq. 4})$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (\text{Eq. 5})$$

$$\epsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times e^{\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} \quad (\text{Eq. 6})$$

$$\beta_{RH} = -1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (\text{Eq. 7})$$

onde:

t : idade do concreto no instante considerado (dias)

ts : idade do concreto no início da secagem (dias)

h₀ : espessura fictícia da peça de concreto (mm)

RH : umidade relativa do ambiente (%)

RH₀ : 100%

f_{cm} : resistência à compressão média aos 28 dias (MPa)

f_{cm0} : 10 MPa

O coeficiente k_h depende da espessura fictícia da peça e é tabelado variando de 0,70 a 1,0 crescendo a medida que a espessura fictícia é menor. Já os coeficientes α_{ds1} e α_{ds2} são relativos ao tipo de cimento, quanto a rapidez do seu endurecimento.

A segunda parcela da expressão do valor da retração diz respeito a retração autóloga. Seu cálculo é dado pela equação:

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \epsilon_{ca}(\infty) \quad (\text{Eq. 8})$$

onde:

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (\text{Eq. 9})$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2t^{0,5})} \quad (\text{Eq. 10})$$

t : idade do concreto no instante considerado (dias).

- **Fluência**

No tocante a fluência no concreto o EC2 determina uma expressão para a deformação no concreto no tempo infinito para uma tensão de compressão constante σ_c aplicada no instante t_0 :

$$\epsilon_{cc}(\infty, t) = \phi(\infty, t) \times (\sigma_c / E_{c_0}) \quad (\text{Eq. 11})$$

onde:

$\phi(\infty, t)$: coeficiente de fluência

E_{c_0} é módulo de elasticidade secante no tempo t_0 .

O coeficiente de fluência é calculado através da expressão:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \times \beta_c(t, t_0) \quad (\text{Eq. 12})$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) \quad (\text{Eq. 13})$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{100}\right)}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 14})$$

$$\phi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \left(\frac{RH}{100}\right)}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 15})$$

RH : umidade relativa do ambiente (%)

$\beta(f_{cm})$: fator que leva em conta a resistência do concreto no coeficiente de fluência fictício:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{Eq. 16})$$

f_{cm} : resistência média à compressão aos 28 dias

$\beta(t_0)$: fator que leva em conta a idade do concreto no instante do carregamento no coeficiente de fluência fictício:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} \quad (\text{Eq. 17})$$

h_0 : espessura fictícia da peça de concreto

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \quad (\text{Eq. 18})$$

A_c : área da seção transversal

u : perímetro da peça em contato com atmosfera

$\beta_c(t, t_0)$: coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência com o tempo:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (\text{Eq. 19})$$

β_H : coeficiente que depende da umidade relativa do ar e da espessura fictícia

$$\beta_H = 1,5 \times [1 + (0,012 \times RH)^{18}]^{0,3} \times h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 20})$$

$$\beta_H = 1,5 \times [1 + (0,012 \times RH)^{18}]^{0,3} \times h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 21})$$

α_1 , α_2 e α_3 são coeficientes que levam em conta a resistência do concreto:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (\text{Eq. 22})$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (\text{Eq. 23})$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{Eq. 24})$$

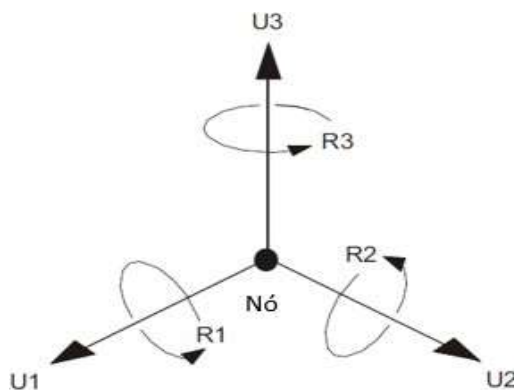
2.7. Modelagem em elementos finitos

O elemento considerado neste trabalho é chamado de barra ou “*frame*”, tanto para os pilares como vigas do pórtico 2D. A viga de transição mesmo tendo uma altura maior que as demais, se realizada a relação com seu comprimento é verificado que não é considerada uma viga-parede, dessa forma se comporta como elemento linear e pode ser modelada também como elemento de barra.

Para esse tipo de elemento o software utiliza uma formulação tridimensional que é compatível para modelagem de elementos de viga, pilares e treliças tridimensionais e planos, além de grelhas.

O SAP2000 utiliza 2 nós e 6 graus de liberdade em cada nó para os elementos de barra, ou seja, são transmitidos automaticamente 3 deslocamentos e 3 rotações, uma em cada eixo de referência como mostra a Figura 12. Os eixos locais das barras são definidos automaticamente como número 1 para o longitudinal e os demais, de acordo com os eixos de referência.

Figura 12 - Graus de Liberdade por nó de extremidade.

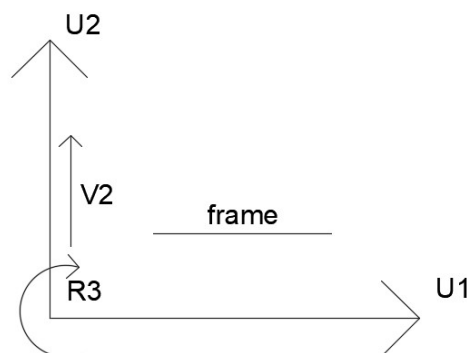


Fonte: SAP2000 CSi Reference Manual (2019).

A rigidez de cada elemento é definida através da seção transversal e do material atribuídos a ele. O cálculo da rigidez é feito diretamente, através das formulações da mecânica vetorial. É importante salientar que ao construir um elemento de barra, ele será posicionado no centro de gravidade dessa seção, para fins de modelagem, entretanto, é possível definir que a barra esteja posicionada em outro ponto da seção.

Esses elementos fornecem os momentos fletores nas duas direções e o momento torçor na direção do eixo longitudinal. Também é possível retirar os valores de esforço axial na direção 1 (eixo longitudinal) e os cortantes nas direções 2 e 3. Quando a modelagem é 2D, os resultados apresentados aos elementos *frames*, que estão no plano das direções 1 e 2, são cortante na direção 2 e momento fletor com vetor de seta dupla atuando na direção 3 (Figura 13).

Figura 13 - Esforços retirados nas direções 2 e 3 em uma modelagem 2D de um elemento frame



Fonte: Autor, 2019.

2.8. Verificação em serviço – deslocamentos

Por vezes a análise estrutural que apresenta como resultados os esforços internos se torna pouco sensível o entendimento do comportamento da estrutura em resposta às ações externas. No entanto, os valores de momento fletor e esforço cortante na flexão, por exemplo, influenciam diretamente aspectos visuais da peça como os deslocamentos – conhecidos também como flecha. Dessa forma é imprescindível observar como os deslocamentos variam em uma peça estrutural para ter parâmetros palpáveis de análise.

A verificação em serviço dos elementos estruturais é regida pela ABNT NBR 6118:2014 nos itens 10.4 e 16.2.4 onde são comentados os conceitos de Estado Limite de Serviço (ELS) e mais especificamente, as deformações, são tratadas o item 17.3.2. Os ELS são relativos a tudo que relaciona o conforto do usuário, a durabilidade das estruturas, bem como aparência e boa utilização, a verificação de alguns estados-limite de serviço são necessárias para garantir a segurança das estruturas de concreto (ABNT, 2014).

Para verificação das deformações em peças submetidas a flexão é utilizada a combinação de ações do tipo quase permanente definida na Tabela 11.4 da norma extraída e apresentada na Figura 14.

Figura 14 - Definição da combinação quase permanente pela NBR 6118:201

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 $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qj,k}$

Fonte: ABNT, 2014.

As deformações estão intimamente ligadas a rigidez do elemento estrutural, e a rigidez diretamente relacionada com a inércia da seção transversal. Como o concreto armado é dimensionado no estágio III, sabe-se que ocorre a fissuração da peça, tornando a inércia da seção bruta de concreto não mais válida para cálculo da sua rigidez. No entanto a armadura presente na seção transversal também modifica sua inércia e devido a verificação se dá no serviço a solicitação não é a máxima calculada no ELU.

A fim de utilizar uma rigidez mais aproximada com a realidade para verificar as deformações no concreto armado foi definido o conceito de inércia equivalente da seção transversal ou Inércia de Branson - I_{eq} .

$$I_{eq} = \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II} \leq I_c \quad \text{Eq. (25)}$$

Sendo

M_a – Máximo esforço solicitante na peça (Momento atuante)

M_R – Momento de fissuração

I_c – Momento de inércia no estágio I, seção bruta

I_{II} – Momento de inércia no estágio II, fissurado

O momento de inércia da seção bruta se dá pela equação:

$$I_C = \frac{bw \cdot h^3}{12} + bw \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - x_1\right)^2 + \alpha e \cdot As' \cdot (x_1 - d'')^2 + \alpha e \cdot As \cdot (d - x_1)^2 \quad \text{Eq. (26)}$$

Para calcular o valor da linha neutra no estágio I usa-se a equação abaixo:

$$\frac{bw \cdot x_1^2}{2} + \alpha e \cdot As' \cdot (x_1 - d'') - As \cdot (d - x_1) - \frac{bw}{2} \cdot (h - x_1)^2 = 0 \quad \text{Eq. (27)}$$

Para a linha neutra no estágio II a equação se modifica.

$$\frac{bw \cdot x_2^2}{2} + \alpha e \cdot As' \cdot (x_2 - d'') - As \cdot (d - x_2) = 0 \quad \text{Eq. (28)}$$

E então aplica-se na equação abaixo para encontrar a inércia no estágio II, fissurada.

$$I_{II} = \frac{bw \cdot x_2^3}{12} + \alpha e \cdot As' \cdot (x_2 - d'')^2 + \alpha e \cdot As \cdot (d - x_2)^2 \quad \text{Eq. (29)}$$

Sendo

b_w – Largura da viga.

h – Altura da viga.

αe – Relação entre os módulos de elasticidade aço/concreto.

As' – Área de aço da armadura dupla posicionada na face superior da seção.

As – Área de aço da armadura dupla posicionada na face inferior da seção.

d'' – distância da face superior da seção até o centróide da área de aço superior.

d – distância da face superior da seção até o centróide da área de aço inferior (altura útil).

x_1 – altura da linha neutra da seção no estágio I.

x_2 – altura da linha neutra da seção no estágio II.

CAPÍTULO III

3. Metodologia da pesquisa

A análise estrutural utilizada neste trabalho (análise incremental) faz uso da sequência natural de uma construção típica dos dias atuais, com isso os resultados de deformações e por consequência seus esforços solicitantes são mais precisos. Para isto é levado em conta um cronograma construtivo com sobreposição dos pavimentos gradualmente e suas respectivas rigidezes.

Este tipo de análise utilizada considera as etapas reais de uma construção, com a variação de resistência e deformabilidade dos elementos em função do endurecimento inerente do material concreto. Além dos resultados finais de esforços e deformações mais precisos, a análise incremental oferece ao projetista o histórico de carregamento da estrutura, desde o início até o término da obra.

Foi construído um modelo de pórtico plano com 10 pavimentos, com a viga de transição de 90cm de altura, onde foram analisados 5 casos de carregamentos, apresentados no item 3.3. Dos casos de carregamento, dois são relativos à análise convencional e os outros três utilizam a análise incremental. Criou-se então, os 5 modelos iniciais conforme a Tabela 1.

Tabela 1 - Modelos iniciais da pesquisa

	NOME	SEÇÃO (cm)	PAVTS	CASO DE CARREGAMENTO
M90	MOD_90_10PVT (A)	90	10	(A) convencional
	MOD_90_10PVT (B)			(B) convencional
	MOD_90_10PVT (C)			(C) incremental
	MOD_90_10PVT (D)			(D) incremental
	MOD_90_10PVT (E)			(E) incremental

Fonte: Autor, 2020.

Deste modelo foram criadas três variações para a altura da viga de transição: 90cm, 120cm e 150cm. No intuito de indentificar como a rigidez do elemento estrutural interfere nos esforços, para todos os 5 casos de carregamento. Assim, gerou-se mais 10 modelos, apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Modelos com variação da altura da viga de transição

	NOME	SEÇÃO (cm)	PAVTS	CASO DE CARREGAMENTO
M120	MOD_120_10PVT (A)	120	10	(A) convencional
	MOD_120_10PVT (B)			(B) convenvional
	MOD_120_10PVT (C)			(C) incremental
	MOD_120_10PVT (D)			(D) incremental
	MOD_120_10PVT (E)			(E) incremental
M150	MOD_150_10PVT (A)	150	10	(A) convencional
	MOD_150_10PVT (B)			(B) convenvional
	MOD_150_10PVT (C)			(C) incremental
	MOD_150_10PVT (D)			(D) incremental
	MOD_150_10PVT (E)			(E) incremental

Fonte: Autor, 2020.

Posteriormente, foi modificado o número de pavimentos do edifício para 8, 6 e 4, a fim de avaliar a influência da altura nos efeitos de análise incremental. Gerando assim outros 15 modelos realizados na pesquisa, conforme Tabela 3.

Tabela 3 - Modelos criados com a variação de altura do edifício

	NOME	SEÇÃO (cm)	PAVTS	CASO DE CARREGAMENTO
M150	MOD_150_8PVT (A)		8	(A) convencional
	MOD_150_8PVT (B)			(B) convenvional
	MOD_150_8PVT (C)			(C) incremental
	MOD_150_8PVT (D)			(D) incremental
	MOD_150_8PVT (E)			(E) incremental
	MOD_150_6PVT (A)	150	6	(A) convencional
	MOD_150_6PVT (B)			(B) convenvional
	MOD_150_6PVT (C)			(C) incremental
	MOD_150_6PVT (D)			(D) incremental
	MOD_150_6PVT (E)			(E) incremental
	MOD_150_4PVT (A)		4	(A) convencional
	MOD_150_4PVT (B)			(B) convenvional
	MOD_150_4PVT (C)			(C) incremental
	MOD_150_4PVT (D)			(D) incremental
	MOD_150_4PVT (E)			(E) incremental

Fonte: Autor, 2020.

Por último, para avaliar os deslocamentos, foi necessário criar novas combinações relativas ao ELS-deformação e também alterar a inércia da viga para simular a perda de rigidez sofrida. Com isso, outros 20 modelos foram gerados, apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Modelos da análise de Estado Limite de Serviço

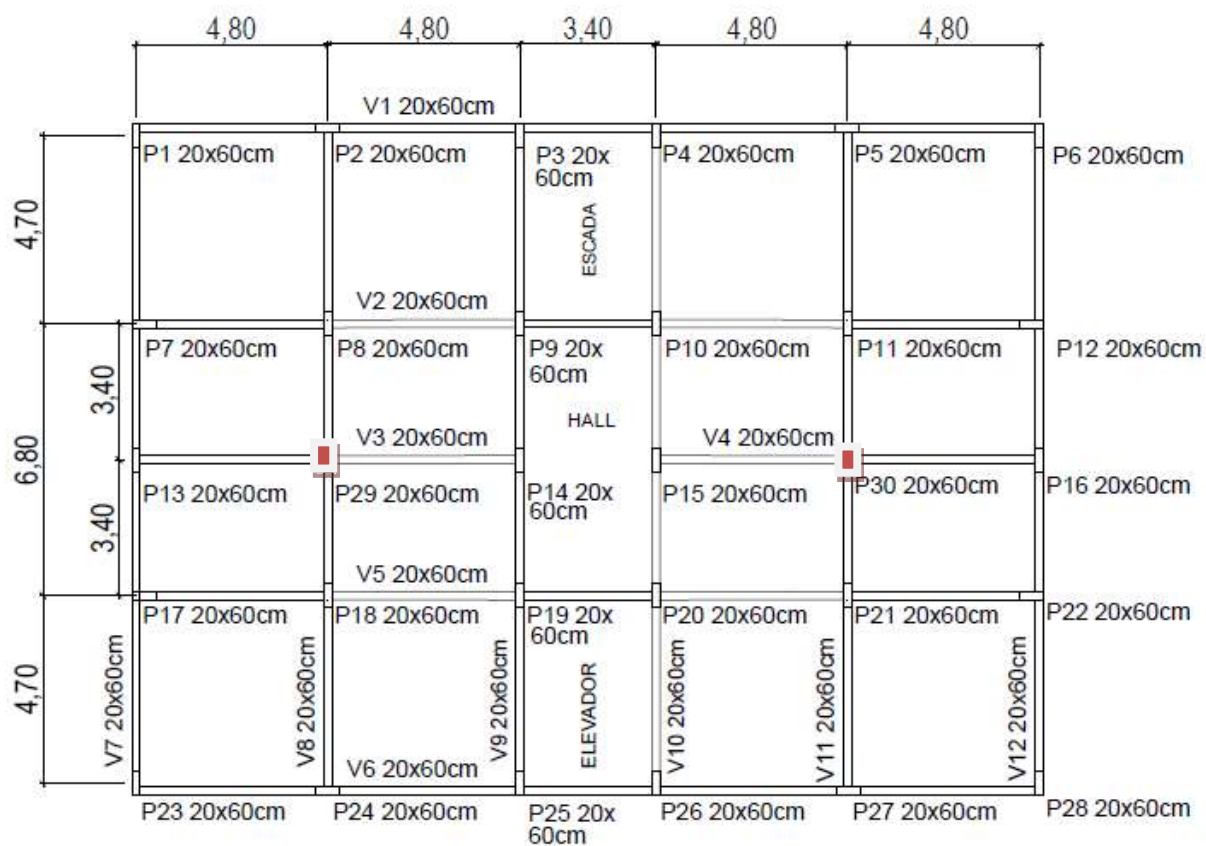
			MODEls_150_4PVT (A)	(A) convencional
			MODEls_150_4PVT (B)	(B) convencional
		4	MODEls_150_4PVT (C)	(C) incremental
			MODEls_150_4PVT (D)	(D) incremental
			MODEls_150_4PVT (E)	(E) incremental
			MODEls_150_6PVT (A)	(A) convencional
			MODEls_150_6PVT (B)	(B) convencional
		6	MODEls_150_6PVT (C)	(C) incremental
			MODEls_150_6PVT (D)	(D) incremental
			MODEls_150_6PVT (E)	(E) incremental
M150_ELS	150		MODEls_150_8PVT (A)	(A) convencional
			MODEls_150_8PVT (B)	(B) convencional
		8	MODEls_150_8PVT (C)	(C) incremental
			MODEls_150_8PVT (D)	(D) incremental
			MODEls_150_8PVT (E)	(E) incremental
			MODEls_150_10PVT (A)	(A) convencional
			MODEls_150_10PVT (B)	(B) convencional
		10	MODEls_150_10PVT (C)	(C) incremental
			MODEls_150_10PVT (D)	(D) incremental
			MODEls_150_10PVT (E)	(E) incremental

Fonte: Autor, 2020.

3.1. Descrição do edifício e dados de entrada

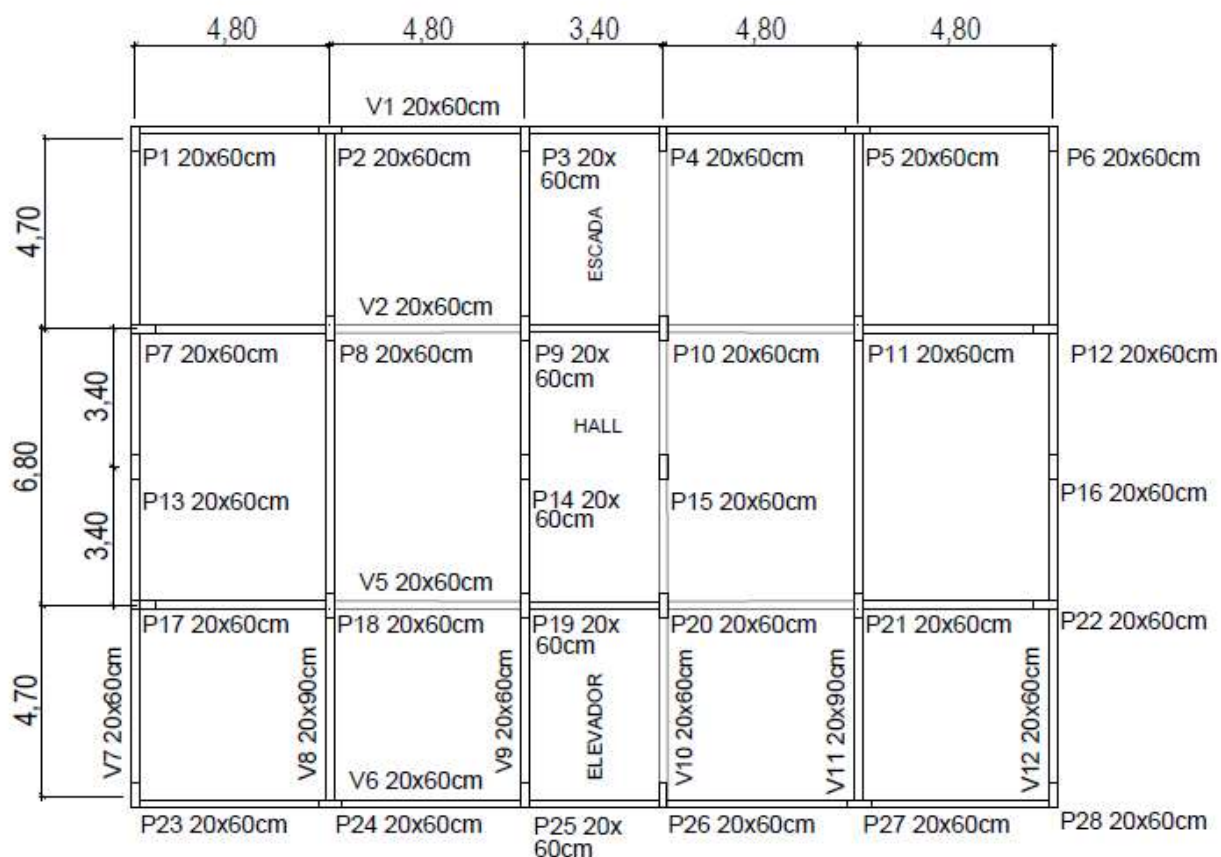
O edifício escolhido tem uso residencial com pavimentos tipo seguindo a planta apresentada na Figura 15, a classe do concreto para os elementos de vigas e pilares tem resistência de $f_{ck}=35\text{MPa}$, módulo de elasticidade $E=28.160\text{MPa}$ com armadura de aço CA50. A distância entre pavimentos é de 3m, contendo as lajes de piso com altura $h=15\text{cm}$. O peso específico do material foi considerado de 25kN/m^3 , o coeficiente de dilatação térmica: $0,0001\text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ e o coeficiente de Poisson: 0,20. A retirada dos pilares P29 e P30 geram as vigas de transição, v8 e v11 no térreo, na Figura 16 tem-se a representação da planta de forma inicial, do modelo com 90cm de altura deste elemento.

Figura 15 - Planta de forma dos pavimentos tipo (cotas em metros)



Fonte: Autor, 2019.

Figura 16 - Planta de forma do pavimento térreo



Fonte: Autor, 2019.

Cabe a ressalva que para definição das geometrias dos elementos estruturais desta pesquisa não houve aferição prévia de possível dimensionamento, somente o pré-dimensionamento com relação ao vão das vigas e carga máxima dos pilares, seguindo as instruções normativas e literaturas. No entanto a escolha do número máximo de pavimentos se deu pela conferência da tensão normal de compressão nos pilares do térreo se estavam coerentes com a resistência a compressão adotada do concreto.

3.2. Ações

As cargas a serem consideradas podem ser classificadas em permanentes e acidentais, estas incluem: montagem, ação do vento e sobrecarga de utilização. Também existem as ações indiretas, tais como: temperatura, fluência e retração. As cargas permanentes são basicamente o peso próprio da estrutura ou algum elemento não estrutural que atue de forma permanente e não se modifique significativamente com o decorrer do tempo. Esse tipo de carga corresponde a maior parte do carregamento total

da estrutura e é facilmente calculada através das dimensões e pesos específicos dos elementos.

As cargas acidentais basicamente são dos elementos como móveis, utensílios e ações humanas inerentes da utilização da edificação; sua determinação é mais difícil, sendo normalmente supostos e normatizados através de estudos estatísticos.

As ações de montagem foram apontadas por Leite (2015) como ações de construção a serem contabilizadas, como: o peso próprio dos materiais, o sistema de fôrmas e escoras, peso dos trabalhadores, dos equipamentos, do estoque de material na estrutura e do impacto devido ao lançamento do concreto. Como ações horizontais tem-se a ação relacionada ao lançamento do concreto e manuseio dos equipamentos de construção, que, segundo o ACI 347/2014 – *Guide to formwork for concrete* - deve ser no máximo 2% da ação total vertical do peso próprio ou $1,5\text{kN/m}^2$ para o sistema de forma ser capaz de suportar.

Quanto ação do vento um valor resultante da ação no pavimento é aplicada no topo de cada andar, como simplificação realizada para facilitar a modelagem, uma vez que a resultante do primeiro andar na verdade atua um pouco mais abaixo do limite entre o primeiro e o segundo pavimento por se tratar de uma carga linear. Esta é calculada através da norma ABNT NBR 6123:1988 a qual define a força atuante dependente da altura da edificação. A velocidade básica do vento em Natal/RN de 30m/s .

Para o caso incremental o vento é aplicado no último estágio de carregamento juntamente com a sobrecarga, já com toda a estrutura concluída. Como o vento é uma ação acidental há uma baixa probabilidade da sua atuação de forma integral, pois velocidade utilizada nos cálculos indicados na norma ABNT NBR 6123:1988 é uma rajada máxima que raramente acontece durante a construção. Com isso, esse carregamento provavelmente não irá gerar deslocamentos que interferissem na análise por estágios.

Em função, também, da menor altura na fase de construção os valores da ação seriam menores que os calculados e aplicados na última análise realizada. Dessa forma,

é mais coerente inserir esse carregamento com o edifício completamente construído semelhante ao realizado na análise convencional.

As cargas relativas a temperatura para o caso deste trabalho serão desprezadas, uma vez que a variação de temperatura diária na cidade de Natal é insignificante durante praticamente todo o ano. A fluência e a retração serão consideradas, a descrição de como será realizada esta análise está no item seguinte mais detalhadamente.

A aplicação das cargas segue o cronograma de obra e sua sequência, um exemplo deste cronograma é apresentado na Tabela 5 a seguir para um edifício de 13 pavimentos podendo ser adaptado para qualquer altura.

Tabela 5 - Ações atuantes no pórtico para cada etapa de construção.

Pórticos	Pavimentos construídos	Carga acidental de montagem que atua no pavimento	Peso próprio que atua no pavimento	Carga de alvenaria que atua no pavimento	Retirada da carga acidental de montagem que atua no pavimento
1	1º	1º	1º	não atua	não atua
2	1º ao 2º	2º	2º	não atua	1º
3	1º ao 3º	3º	3º	não atua	2º
4	1º ao 4º	4º	4º	1º	3º
5	1º ao 5º	5º	5º	2º	4º
6	1º ao 6º	6º	6º	3º	5º
7	1º ao 7º	7º	7º	4º	6º
8	1º ao 8º	8º	8º	5º	7º
9	1º ao 9º	9º	9º	6º	8º
10	1º ao 10º	10º	10º	7º	9º
11	1º ao 11º	11º	11º	8º	10º
12	1º ao 12º	12º	12º	9º	11º
13	1º ao 13º	não atua	13º	10º	12º
14	1º ao 13º	não atua	não atua	11º	não atua
15	1º ao 13º	não atua	não atua	12º	não atua

Fonte: Adaptado de Menon & Nogueira, 2015.

3.2.1. Fluência e retração

Kripta (1990) foi um dos primeiros trabalhos a trazer estes fenômenos para análise estrutural de edifícios, afirmando serem responsáveis por grandes deformações na estrutura, na maioria das vezes irreversíveis, e atuam por um longo período de tempo. Foram analisados os coeficientes de retração e fluência considerando os parâmetros: tipo do cimento, umidade relativa do ar, espessura fictícia, idade de início

da retração, idade máxima e coeficiente de retração - baseados nas instruções normativas do CEB- FIP MC90.

3.3. Característica da modelagem

Os elementos utilizados para modelagem serão do tipo *FRAME* - barra - para representação de vigas e pilares. A viga de transição também será modelada em elemento de barra devido suas dimensões não caracterizarem uma viga-parede segundo a norma. Tomando razão do menor comprimento de tramo da viga de transição pela maior altura usada em todos os modelos para este elemento, tem-se $= l/h = 4,7/1,5 = 3,13 > 3,0$, como esta é a pior situação geométrica e não é caracterizada como viga-parede, pode-se afirmar que a viga de transição se comporta como um elemento linear.

O caso de carregamento utilizado para a análise incremental é a opção “*Nonlinear Staged Construction*” para determinar os estágios de carregamento de acordo com o cronograma de construção. Para inserção das características do material quanto a fluência e retração é selecionado a opção “*Time dependent Material Properties*”.

3.3.1. Modelagem do edifício em elementos finitos

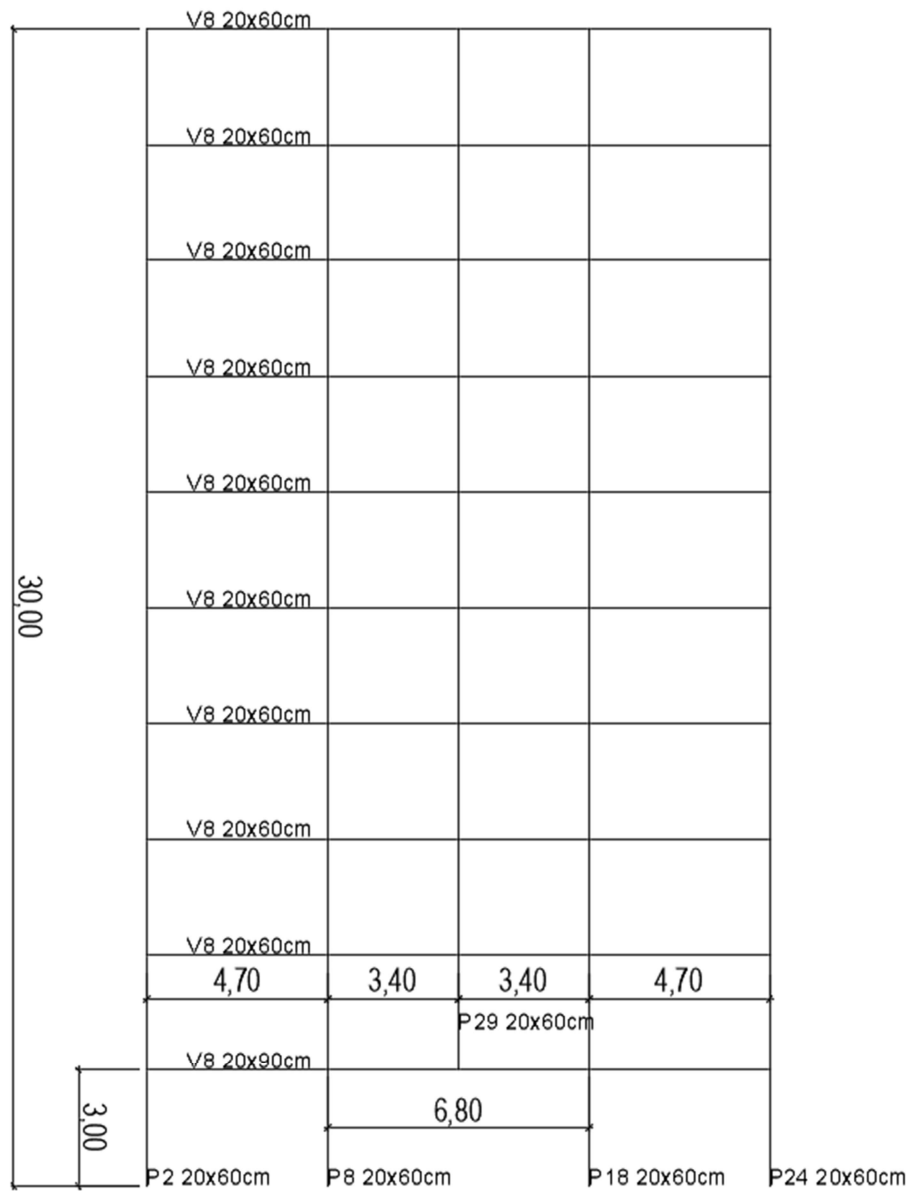
Na modelagem do edifício foi utilizado o software SAP 2000 V14, criando um elemento de barra (*FRAME*) com seção transversal de 20x60cm do tipo “*column*” para representarem os pilares do edifício, todos com 3m de comprimento e localizados conforme plantas baixas das Figuras 19 e 20 apresentadas anteriormente.

Para as vigas dos pavimentos tipo criou-se um elemento de barra (*FRAME*) com seção de 20x60cm do tipo “*beam*”. Já para a viga do térreo, de transição, adotou-se um elemento de barra com seção de 20x90cm. Nos outros modelos que foram criados varou-se a seção da viga de transição, para as alturas de 120cm e 150cm.

A Figura 17 representa como ficou a modelagem do pórtico 2D com 10 pavimentos e a viga de transição de 90 cm de altura (modelo inicial), com os elementos de barra descritos, após a análise com este primeiro modelo a única variação será a altura do edifício, diminuindo para 8, 6 e 4 pavimentos. Conforme os andares são

adicionados devem também ser criados os grupos para os novos pavimentos e atribuído os carregamentos devidos.

Figura 17 - Representação do pórtico 2D do modelo inicial



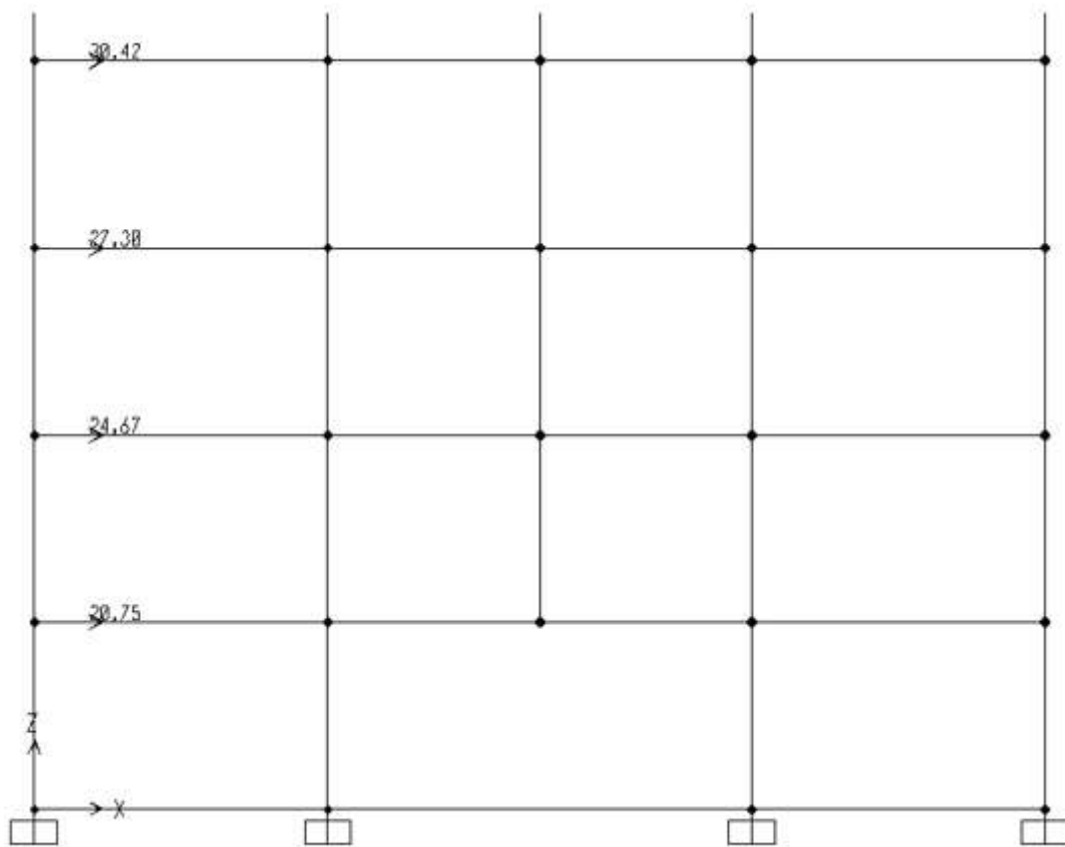
Fonte: Autor, 2019.

Para a análise incremental é necessário criar grupos de elementos, para adicionar conforme o cronograma de carregamentos, para isso vinculou-se cada

pavimento a um grupo. Além disso, todas as cargas devem ser inseridas com seu valor característico para posteriormente em cada combinação haver a ponderação.

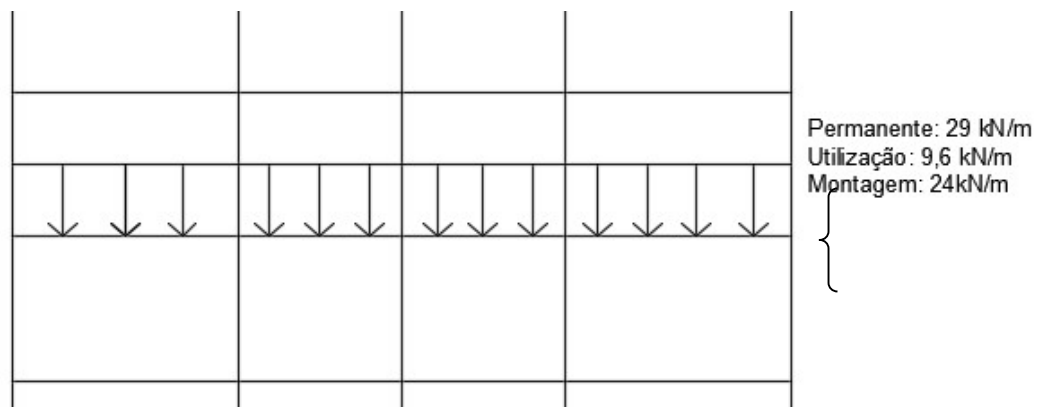
A carga de vento é adicionada aos nós do topo dos pilares de cada pavimento, como apresentado na Figura 18 com destaque para os primeiros pavimentos da estrutura já totalmente construída. Pode-se ver um exemplo de uma das barras de viga com o carregamento atribuído na Figura 19.

Figura 18 - Cargas de vento aplicadas no topo de cada pavimento (destaque dos 4 primeiros pavimentos)



Fonte: SAP, 2019.

Figura 19 - Exemplo de cargas atuantes nas vigas dos pavimentos



Fonte: Autor, 2019.

3.4. Cronograma efeito construtivo

Tomando o ciclo de montagem de um pavimento como de 14 (catorze) dias, usual para os edifícios atualmente, e, sendo necessários 28 dias para a retirada completa do escoramento garantindo a resistência de projeto, pode-se ter o esquema da Tabela 6. Com esse ciclo será montado um cronograma que informa qual carga atua em cada estágio de carregamento de acordo com o número de pavimentos da edificação.

Tabela 6 - Ciclo de concretagem de 28 dias em um edifício

ETAPA	DIA
Instalações de fôrmas e escoras da 1ª laje	1º dia
Concretagem da 1ª laje	14º dia
Instalações de fôrmas e escoras da 2ª laje	15º dia
Concretagem da 2ª laje	28º dia
Remoção das formas e escoras, mantendo reescoras da 1ª laje	29º dia
Instalações de fôrmas e escoras da 3ª laje	29º dia
Concretagem da 3ª laje	42º dia
Instalações de fôrmas e escoras da 4ª laje	43º dia
Concretagem da 4ª laje	56º dia
Remoção das formas e escoras, mantendo reescoras da 2ª laje	57º dia
Remoção das reescoras da 2ª laje	57º dia

Fonte: Adaptado de Leite, 2015.

Para o ciclo de montagem de um pavimento é constituído um cronograma da aplicação de carregamento de acordo com a evolução da construção. As cargas foram divididas em categorias de aplicação, sendo:

- Peso próprio da estrutura (PPE): Ações permanentes aplicadas assim que o andar é concretado e começa a existir, calculada pelo próprio *software* por meio das dimensões determinadas.

- Ação de vento (VENTO): Ação acidental inserida na estrutura já pronta, essa carga não será considerada de forma incremental a medida que o edifício é construído.

- Ação de montagem do pavimento superior (MS): Ação do tipo acidental que ocorre no estágio de concretagem do pavimento superior, diz respeito ao fluxo dos operários, maquinários e também o sistema de fôrmas e cimbramento necessários para execução do andar acima.

- Peso próprio da alvenaria (PPA): Ação permanente atuante sobre as vigas, passa a existir com a retirada das escoras e execução da alvenaria, seguindo cronograma da obra. Nessa carga é considerado o peso do bloco, da argamassa de assentamento e de revestimento interno e externo.

- Peso próprio do revestimento (PPR): Ação permanente devido ao contrapiso, regularização e revestimento do piso que atua sobre as lajes, passa a solicitar a estrutura de acordo com a execução e avanço da obra.

- Sobrecarga de utilização (SU): Referente a utilização, é do tipo acidental e só passa a atuar na edificação após o fim da construção, em sua última etapa com o uso efetivo do edifício.

O cronograma de carregamento segue uma sequência lógica para qualquer que seja a quantidade de pavimentos da edificação, a seguir apresenta-se o cronograma de carregamentos idêntico ao utilizado nos modelos dessa pesquisa, porém para uma edificação de 4 andares, no Tabela 7 abaixo, para edificações maiores a sequência se repete, sendo sempre o último estágio igual ao 6º estágio apresentado.

Tabela 7 - Cronograma de carregamento para edifício de 4 andares

Cargas atuantes						
Estágios de carregamento						
ANDAR	1 ^a	2 ^a	3 ^a	4 ^a	5 ^a	6 ^a
1 ^o	PPE	MS	PPA+ PPR			SU + VENTO
2 ^o		PPE	MS	PPA+ PPR		SU + VENTO
3 ^o			PPE	MS	PPA+ PPR	SU + VENTO
4 ^o				PPE	PPA+ PPR	SU + VENTO
DURAÇÃO DE CADA ETAPA=	14 DIAS		INÍCIO DA ETAPA=	ÚLTIMA 120 DIAS		

Fonte: Autor, 2019.

3.5. Cálculo das cargas

Os valores para as cargas foram retirados e/ou calculados baseados na ABNT NBR 6120:1980. Para determinação da carga de alvenaria foi utilizado o peso específico do bloco = 13kN/m³ e uma altura de alvenaria de 2,4m e a espessura de 0,14.

Para a carga devido a argamassa de assentamento e revestimentos internos e externos na alvenaria considerou-se o peso específico da argamassa = 21kN/m³. A espessura de revestimentos interno e externo juntas resulta em 0,05m sobre toda altura de 2,4m de alvenaria. Para o a área de argamassa de assentamento tomou-se a espessura de 0,01m das juntas verticais e horizontais, sendo em um metro de alvenaria encontradas 5 juntas verticais de 2,4m cada e 12 juntas horizontais de 1m cada – levando em conta um bloco de 19x19x9cm.

Para determinar a intensidade do carregamento de montagem foi utilizado como referência a consideração de Menon & Nogueira (2015). A carga acidental de montagem é composta pelo peso próprio do andar superior, fôrmas, escoras; os autores utiliza o valor de 4,79 kN/m² que serviu de base para este trabalho. A Tabela 8 apresenta o resumo de cargas atuantes diretamente nas vigas dos pavimentos.

Tabela 8 - Cargas Atuantes diretamente nas vigas

CARGA	TIPOLOGIA	APLICADA À	VALOR	UND
Alvenaria	Permanente	Vigas	4,368	kN/m
Argamassa em alvenaria	Permanente	Vigas	7,56	kN/m
Montagem	Acidental	Vigas	0,96	kN/m

Fonte: Autor, 2019.

A modelagem trata de um pórtico 2D, no entanto as lajes não podem deixar de ser contabilizadas. Além do peso próprios deste componente estrutural sobre elas tem-se a carga de revestimento, de montagem e a sobrecarga. O valor de sobrecarga foi retirado na ABNT NBR 6120:1980 e vale 2kN/m² para edifícios do tipo residencial. A Tabela 9 apresenta as cargas atuantes na laje dos pavimentos por metro quadrado.

Tabela 9 - Cargas atuantes na laje dos pavimentos

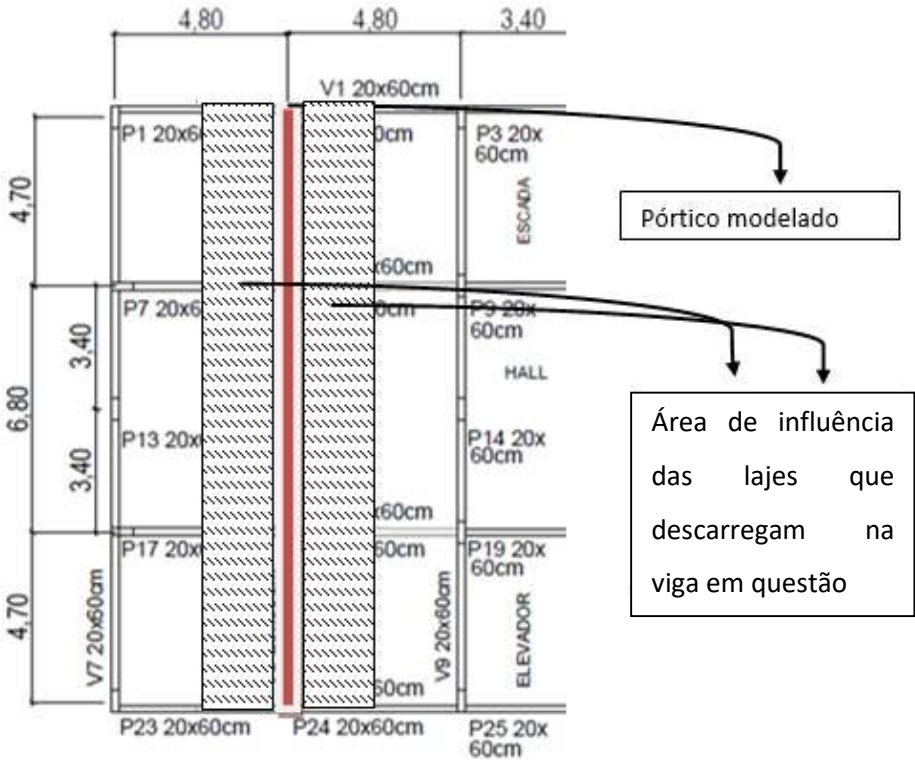
CARGA	TIPOLOGIA	APLICADA À	VALOR	UND
Peso próprio	Permanente	Lajes	2,50	kN/m ²
Revestimento	Permanente	Lajes	1,1	kN/m ²
Sobrecarga	Acidental	Lajes	2	kN/m ²
Montagem	Acidental	Lajes	4,79	kN/m ²

Fonte: Autor, 2019.

Como as lajes não são modeladas nesta pesquisa é necessário levar essas cargas até as vigas dos pavimentos modelados. Para isso é utilizado a área de influência da viga modelada em relação a planta baixa do pavimento.

Considerando as lajes de vigotas apoiadas sobre as vigas do pórtico em estudo, calcula-se as reações das lajes nas vigas. Tanto a laje a esquerda do pórtico como a laje a direita descarregam nas vigas que compõe o modelo. A Figura 20 mostra como foi contabilizada a área de influência das lajes, fazendo o produto do carregamento atuante no metro quadrado de laje por duas vezes 2,4m – metade dos vãos das lajes que descarregam sobre a viga. A Tabela 10 apresenta o resumo dos carregamentos que foram inseridos nas vigas do pórtico modelado.

Figura 20 - Planta baixa com área de influência da viga analisada



Fonte: Autor, 2019.

Tabela 10 - Reações atuantes na viga devido as cargas das lajes

REAÇÕES DAS LAJES NA VIGA DO PÓRTICO ANALISADO ATRAVÉS DE ÁREA DE INFLUÊNCIA				
Carga laje	Permanente	Vigas	17,04	kN/m
Sobrecarga	Acidental	Vigas	9,6	kN/m
Montagem	Acidental	Vigas	22,992	kN/m

Fonte: Autor, 2019.

Todas as cargas permanentes nas vigas podem ser somadas, assim o como as duas cargas relativas a montagem dos pavimentos (atuantes diretamente na viga e a sobre a laje que descarrega na viga). O valor da sobrecarga deve atuar separadamente, pois na combinação de ações as cargas acidentais não são simplesmente somadas, minora-se o efeito em uma delas na combinação. Com isso, pode-se resumir as cargas verticais que irão ser inseridas nas vigas dos pavimentos na Tabela 11 a seguir.

Tabela 11 - Resumo de cargas das vigas

CARREGAMENTO TOTAL NAS VIGAS DO PÓRTICO (EXCETO PESO PRÓPRIO)

Permanente	Permanente	29,0	kN/m
Sobrecarga	Acidental	9,6	kN/m
Montagem	Acidental	24,0	kN/m

Fonte: Autor, 2019.

3.5.1. Carga de vento

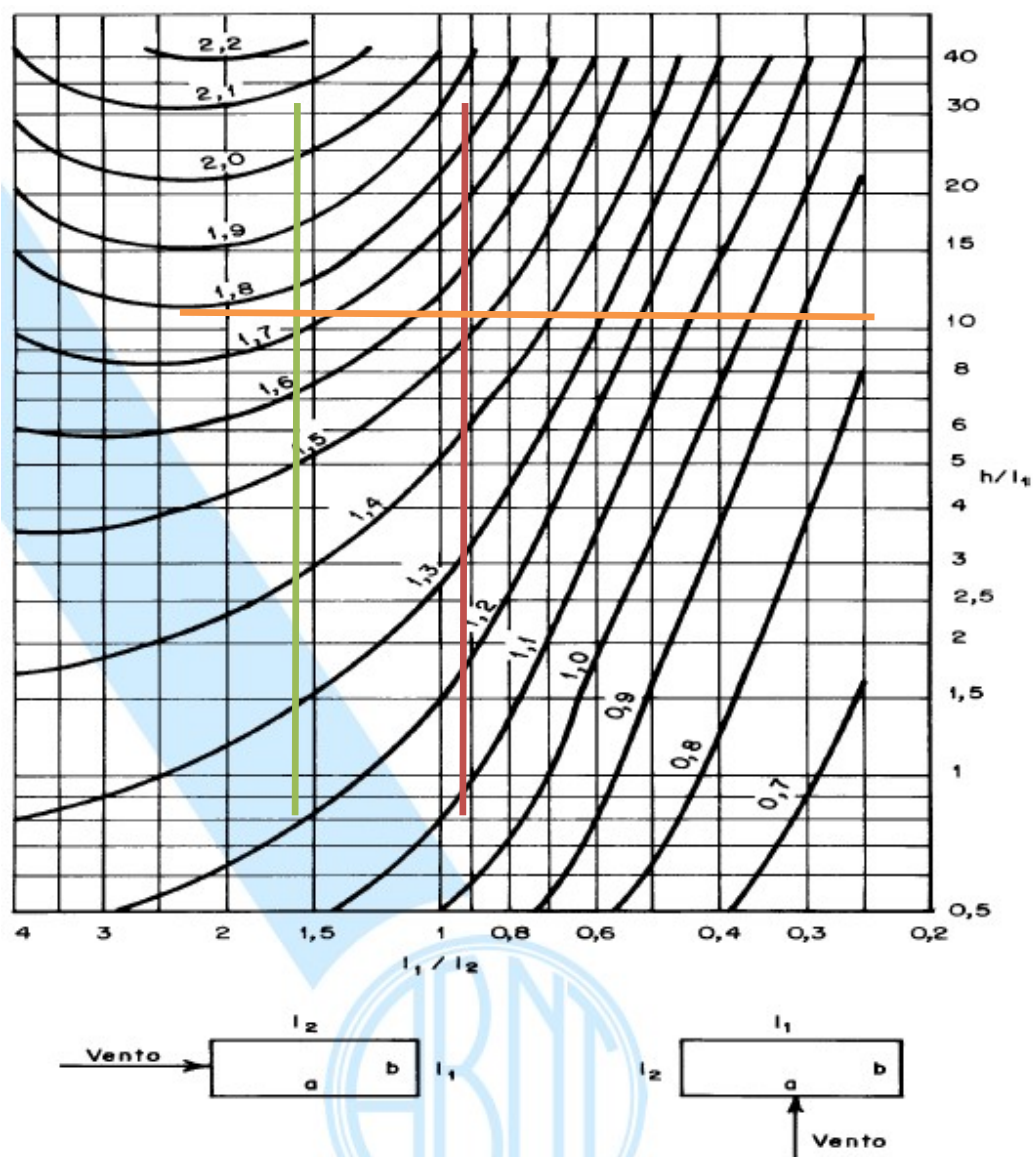
Para o cálculo do vento foi utilizada a velocidade básica do vento fornecida pela ABNT NBR 6123:1988 de 30m/s para a região de Natal/RN.

Os demais fatores para cálculo da carga de vento também foram retirados da referida norma, sendo:

- Fator $S_1 = 1$
- Fator $S_2 \rightarrow$ Varia com Z e será apresentado na tabela geral, respeitando as seguintes considerações:
 - Maior dimensão entre 20m e 50m: Classe B
 - Terrenos com obstáculos em zona urbanizada: Categoria IV
- Fator S_3 : Edifício Residencial $\rightarrow S_3=1$, sendo:
- Coeficiente de arrasto:

O coeficiente de arrasto depende da relação entre as dimensões em X e em Y , mas também depende da altura do edifício, logo, cada andar terá um coeficiente diferente para o cálculo da força de vento que segue o gráfico de norma a seguir na Figura 21.

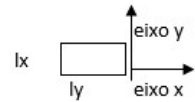
Figura 21 - Ábaco do Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



Fonte: ABNT, 1988.

Dessa forma, foram determinadas as forças horizontais devido ao vento atuantes em cada um dos pavimentos ao longo de sua construção. Apresentados na tabela seguir. A carga de vento será inserida na estrutura do pórtico de acordo com o número de pavimentos que o modelo tenha, será atribuída uma carga concentrada nos nós entre pavimentos com os valores calculados para cada andar do modelo em questão. As forças utilizadas são as calculadas para o eixo y na Tabela 12 abaixo.

Tabela 12 - Forças devido ao vento



hi=	3	m	Relação lx/ly	0,717
lx=	16,2	m	Relação ly/lx	1,395
ly=	22,6	m		

DIRECAO X

V0 = (m/s)	30	FR (C)= 0,98		b= 0,85		p= 0,125			
Andar	Altura (m)	S1.S3	S2	Vk (m/s)	q (kN/m2)	H/lx	Cax	Ax (m2)	Fvx (kN)
10	30	1	0,96	28,67	503,82	1,85	1,1	48,6	26,9341
9	27	1	0,94	28,29	490,72	1,67	1,08	48,6	25,7569
8	24	1	0,93	27,88	476,48	1,48	1,08	48,6	25,0095
7	21	1	0,91	27,42	460,84	1,30	1,05	48,6	23,5165
6	18	1	0,90	26,90	443,42	1,11	1,04	48,6	22,4120
5	15	1	0,88	26,29	423,66	0,93	1,00	48,6	20,5898
4	12	1	0,85	25,57	400,67	0,74	0,95	48,6	18,4990
3	9	1	0,82	24,66	372,87	0,56	0,91	48,6	16,4904
2	6	1	0,78	23,44	336,92	0,37	0,90	48,6	14,7370
1	3	1	0,72	21,50	283,32	0,19	0,90	48,6	12,3923

DIRECAO Y

V0 = (m/s)	30	FR (C)= 0,98		b= 0,85		p= 0,125			
Andar	Altura (m)	S1.S3	S2	Vk (m/s)	q (kN/m2)	H/Ly	Cay	Ay (m2)	Fvy (kN)
10	30	1	0,96	28,67	503,82	1,85	1,3	67,8	44,4065
9	27	1	0,94	28,29	490,72	1,67	1,27	67,8	42,2540
8	24	1	0,93	27,88	476,48	1,48	1,25	67,8	40,3818
7	21	1	0,91	27,42	460,84	1,30	1,22	67,8	38,1186
6	18	1	0,90	26,90	443,42	1,11	1,2	67,8	36,0763
5	15	1	0,88	26,29	423,66	0,93	1,18	67,8	33,8944
4	12	1	0,85	25,57	400,67	0,74	1,12	67,8	30,4254
3	9	1	0,82	24,66	372,87	0,56	1,08	67,8	27,3028
2	6	1	0,78	23,44	336,92	0,37	1,08	67,8	24,6709
1	3	1	0,72	21,50	283,32	0,19	1,08	67,8	20,7456

Fonte: Autor, 2019.

3.6. Casos de carregamento

3.6.1. Verificação de Estado Limite Último (ELU)

Para retirar os resultados relativos a esforços solicitantes os casos de carregamento analisados foram cinco: (a) Convencional com sobrecarga principal; (b) Convencional com vento principal; (c) Incremental montagem principal; (d) Incremental sobrecarga principal e; (e) Incremental vento principal.

Todos estes casos foram determinados a partir da equação de combinação normal de ações para o ELU, equação 34. No caso de carregamento (a) utilizou-se o coeficiente de 1,4 para a carga permanente, bem como para a carga acidental de sobrecarga que nele atua, e a carga de vento entra na equação como acidental secundária, ponderada pelo coeficiente ψ_{0j} .

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\epsilon_g} F_{\epsilon_{gk}} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\epsilon_q} \psi_{0\epsilon} F_{\epsilon_{qk}} \quad (\text{Eq. 34})$$

Onde

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

$F_{\epsilon_{gk}}$ representa as ações indiretas permanentes ($F_{\epsilon_{gk}}$) e variáveis ($F_{\epsilon_{qk}}$);

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

No caso (b) a carga de vento se torna principal e a sobrecarga como secundária, sendo esta ponderada pelo coeficiente ψ_{0j} . Os coeficientes ψ_{0j} que ponderam as cargas acidentais secundárias são retirados da tabela presente na ABNT NBR 6118:2014 apresentada abaixo na Figura 22.

Figura 22 - Tabela 11.2 da NBR6118 com os valores dos coeficientes de combinação de ações

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
^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23. ^b Edifícios residenciais. ^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

Fonte: ABNT, 2014.

A carga de montagem só é atuante na análise incremental, e portanto, para os casos (c), (d) e (e) existem três cargas acidentais. Dessa forma, tem-se para o caso incremental três combinações de carregamento diferentes, variando qual das cargas acidentais atua como principal. A Tabela 13 resume as combinações dos 5 casos de carregamento utilizados.

Tabela 13 - Equações das combinações de ações últimas utilizadas

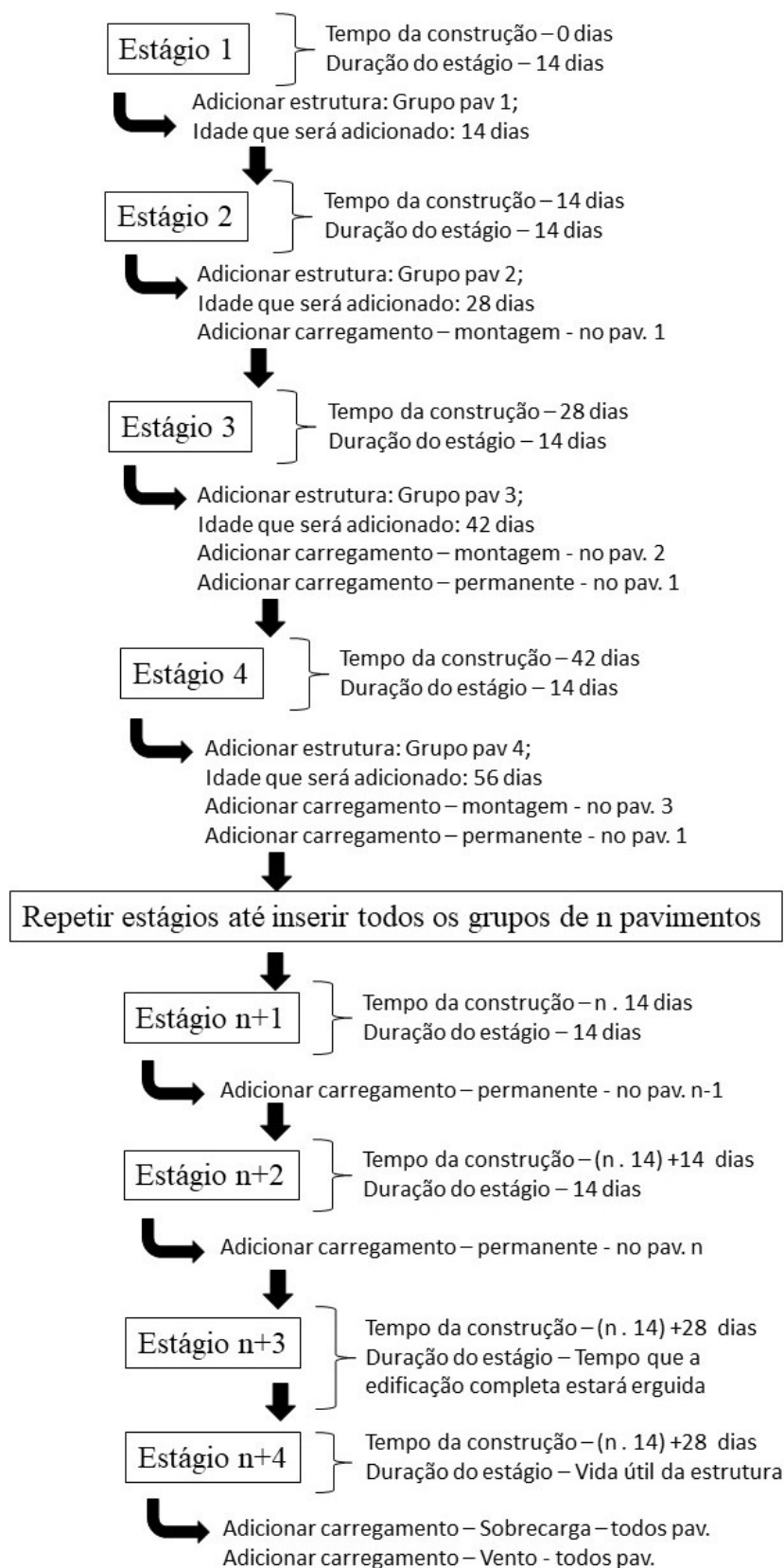
Caso	Combinação de ações
(A) Convencional com sobrecarga principal	$F_d = 1,4 \cdot \text{PERMANENTE} + 1,4 \cdot (1,0 \cdot \text{SOBRECARGA} + 0,6 \cdot \text{VENTO})$
(B) Convencional com vento principal	$F_d = 1,4 \cdot \text{PERMANENTE} + 1,4 \cdot (0,5 \cdot \text{SOBRECARGA} + 1,0 \cdot \text{VENTO})$
(C) Incremental montagem principal	$F_d = 1,4 \cdot \text{PERMANENTE} + 1,4 \cdot (1,0 \cdot \text{MONTAGEM} + 0,5 \cdot \text{SOBRECARGA} + 0,6 \cdot \text{VENTO})$
(D) Incremental sobrecarga principal	$F_d = 1,4 \cdot \text{PERMANENTE} + 1,4 \cdot (0,5 \cdot \text{MONTAGEM} + 1,0 \cdot \text{SOBRECARGA} + 0,6 \cdot \text{VENTO})$
(E) Incremental vento principal	$F_d = 1,4 \cdot \text{PERMANENTE} + 1,4 \cdot (0,5 \cdot \text{MONTAGEM} + 0,5 \cdot \text{SOBRECARGA} + 1,0 \cdot \text{VENTO})$

Fonte: Autor, 2019.

Para a criação do caso de carregamento incremental é necessário dividir a estrutura do pórtico em grupos de elementos que correspondem a cada um dos pavimentos. Estes grupos de elementos serão adicionados, juntamente com a carga de peso próprio correspondente, a medida que a construção evolui. Da mesma forma, as cargas (permanente, de montagem, vento e sobrecarga) conforme o cronograma construtivo apresentado na Tabela 7.

Cada uma das etapas construtivas é inserida no programa gerando uma árvore de estágios de carregamento. Em cada um dos três casos de cargas varia-se apenas o coeficiente aplicado a cada uma das cargas acidentais. A Figura 23 apresenta o fluxograma dos comandos inseridos no softwares para gerar os estágios de carregamento.

Figura 23 – Fluxograma dos comandos de inserção no software dos estágios de carregamento



Fonte: Autor, 2019.

Os casos (a) e (b) serão comparados para determinar o que resulta nos maiores esforços para a viga de transição. Este será utilizado como comparação com o mais desfavorável dentre os casos (c), (d) e (e), relativos à análise incremental.

3.6.2. Verificação de Estado Limite de Serviço

Nesta pesquisa foi analisado a ocorrência de fissuração na viga de transição e também as suas flechas. Para isto foi utilizada a combinação de ações frequente, apresentada na equação 35.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gk} + \psi_1 F_{q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{qjk} \quad (\text{Eq. 35})$$

Onde

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinação de serviço;

F_{gk} representa as ações permanentes diretas;

F_{ek} representa as ações indiretas permanentes (F_{egk}) e variáveis (F_{eqk});

F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

Dessa forma, os casos de carregamento do ELS podem ser resumidos na Tabela 14.

Tabela 14 - Equações das combinações de ações frequentes utilizadas

Caso	Combinação de ações frequente
(A) Convencional com sobrecarga principal	$F_d = \text{PERMANENTE} + (0,4. \text{SOBRECARGA} + 0. \text{VENTO})$
(B) Convencional com vento principal	$F_d = \text{PERMANENTE} + (0,3. \text{SOBRECARGA} + 0,3. \text{VENTO})$
(C) Incremental montagem principal	$F_d = \text{PERMANENTE} + (0,4. \text{MONTAGEM} + 0,3. \text{SOBRECARGA} + 0. \text{VENTO})$
(D) Incremental sobrecarga principal	$F_d = \text{PERMANENTE} + (0,3. \text{MONTAGEM} + 0,4. \text{SOBRECARGA} + 0. \text{VENTO})$
(E) Incremental vento principal	$F_d = \text{PERMANENTE} + (0,3. \text{MONTAGEM} + 0,3. \text{SOBRECARGA} + 0,3. \text{VENTO})$

Fonte: Autor, 2019.

Além disso, a inércia utilizada para a verificação de serviço deve ser a inércia equivalente apresentada na equação 25 do item 2.8 deste trabalho. Esta nova inércia calculada deve ser modificada nos elementos da modelagem que se deseja analisar, no caso, a viga de transição.

Para cada um dos modelos com alturas diferentes da viga de transição (com 90cm, 120cm e 150cm) deve ser calculada a inércia de Branson e ver a parcela que esta representa da inércia plena. Com isso, a rigidez da viga será apenas uma parcela da total, o que corresponde a perda que ocorre devido a fissuração do elemento estrutural em serviço.

3.7. Coeficientes de fluência e retração

A consideração da fluência e retração no software SAP2000 é dada pela análise não linear de construção por estágios (“Nonlinear Staged Construction”). Nela é possível ativar a opção “*time dependent material properties*” onde o programa irá buscar as propriedades do material concreto dependentes do tempo. O *software* permite inserir os coeficientes de retração e fluência de acordo com o CEB-FIP 90.

Deve ser selecionada a normatização que se deseja realizar a análise, a europeia ou americana. É possível analisar retração, fluência e módulo de elasticidade variando com o tempo, no entanto, a modelagem deste pesquisa não considera esta variação deste módulo. Os parâmetros requeridos para a análise de fluência são a umidade real do ar e a espessura fictícia, para a retração é necessário informar o coeficiente de retração e a idade que esta inicia.

A umidade relativa do ar foi escolhida como 70% por ser uma média da zona urbana da cidade de Natal onde o edifício se localiza. Adotou-se que a retração começa a acontecer a partir do 7º dia de concretagem, uma vez que a cura é finalizada. O coeficiente de retração tomado como 5, baseado nos critérios normativos.

O cálculo da espessura fictícia foi realizado conforme prescrito na equação 5 do item 3.5.3. A peça em foco da pesquisa é a viga de transição do pavimento térreo, portanto, a espessura fictícia calcula é segundo suas dimensões, mostrada a seguir:

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} = \frac{2 \times (0,2 \times 0,9)}{2 \times (0,2 + 0,9)} = 0,16 \text{ m} \quad (\text{Eq. 36})$$

Onde:

A_c = área da seção transversal da peça

u = parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

CAPÍTULO IV

4. Resultados e discussões

4.1. Influência da altura da viga de transição

Foram realizados modelos com a viga de transição de alturas diferentes: 90cm, 120cm e 150cm. Por se tratar do elemento principal de análise da pesquisa é necessário avaliar como sua rigidez, e consequentemente sua deslocabilidade, interfere nos resultados.

A altura da seção da viga influencia nos valores da carga do pilar que se apoia nela. Quanto mais rígida for a viga, mais indeslocável é considerado este apoio e por isso mais carga tende a ser distribuída para o pilar que descarrega na viga. A Tabela 15 apresenta os valores da carga no pilar para as diferentes seções analisadas, com os aumentos do esforço percentual médio entre os casos de carregamento da análise convencional e da análise incremental.

Tabela 15 - Esforço normal no pilar que se apoia na viga de transição com relação a diferentes alturas de seção

CASO DE CARREGA- MENTO	(A)	%	(B)	%	(C)	%	(D)	%	(E)	%
ALTURA VIGA (cm)	ESFORÇO NORMAL NO P29=P30 (kN)									
90	1369		1219		1714		1678		1516	
120	1726	26%	1540	26%	2249	31%	2159	29%	1959	29%
150	1968	14%	1759	14%	2596	15%	2466	14%	2244	15%

Fonte: Autor, 2019.

Os incrementos de carga no pilar P29=P30 são de cerca de 21%, comparando a viga de 90cm de altura para a de 120cm, e próximo aos 12% ao passar para a altura de 150cm. Para isto acontecer, ocorre uma redistribuição de esforços. Logo os demais pilares na linha da viga devem ter suas cargas diminuídas, no nível da viga de transição. A Tabela 16 apresenta o comportamento do esforço normal no pilar P8=P10 a medida que a altura da viga aumenta. São observadas reduções de esforços com aumento da

rigidez da viga de transição, por volta de 10 a 15% nos casos incrementais e até 30% com a análise convencional.

Tabela 16 - Esforço normal no pilar de apoio (P8=P10) da viga de transição com relação a diferentes alturas de seção

CASO DE CARREGA- MENTO	(A)	%	(B)	%	(C)	%	(D)	%	(E)	%
ALTURA VIGA (cm)	ESFORÇO NORMAL NO P8=P10 (kN)									
90	2255		2001		3966		3307		3048	
120	1836	-23%	1644	-22%	3665	-8%	2940	-12%	2739	-11%
150	1397	-31%	1264	-30%	3326	-10%	2539	-16%	2395	-14%

Fonte: Autor, 2019.

Outro esforços solicitante influenciado pela mudança de altura da viga é o momento fletor na viga de transição na seção onde o pilar se apoia P29=P30 no elemento.

Tabela 17 – Momento fletor no meio do vão da viga de transição com relação a diferentes alturas de seção

CASO DE CARREGA- MENTO	(A)	%	(B)	%	(C)	%	(D)	%	(E)	%
ALTURA VIGA (cm)	MOMENTO FLETOR NO MEIO DO VÃO (kNm)									
90	936		892		1259		1064		1045	
120	1206	29%	1139	28%	1689	34%	1383	30%	1355	30%
150	1344	11%	1269	11%	1931	14%	1523	10%	1503	11%

Fonte: Autor, 2019.

A Tabela 17 mostra esses valores e é possível perceber que para todas as situações há aumento no valor absoluto devido ao maior peso próprio que é uma das cargas principais no elemento. Contudo, o aumento proporcional entre o modelo com

90cm de altura e de 120cm é de cerca de 23% enquanto a mudança de 120cm para 150cm gera um incremento de cerca de 10%, apenas.

Esse fato deve-se a maior influência da altura da viga no aumento da rigidez (cálculo da inércia) que no aumento da carga de peso próprio. Logo o mesmo incremento de 30cm de altura gera menor incremento de esforços quanto maior for o valor desta altura.

4.1.1. Verificação em serviço

Para os casos de carregamento gerados com as combinações frequentes de ações os modelos com as diferentes alturas de viga de transição são processados. Uma análise para o edifício com 10 pavimentos é realizada, uma vez que este tem os maiores níveis de carregamentos gerando então os maiores deslocamentos. A equação 37 apresenta a definição matemática de momento de fissuração.

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{Y_t} \quad \text{Eq. (37)}$$

$\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T (correlaciona as resistências à tração na flexão x direta);

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

Y_t = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;

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

Com isso, todos os valores de momento de fissuração podem ser encontrados e estão apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 - Momentos de fissuração para as diferentes alturas de seção

ALTURA VIGA (cm)	Momento de fissuração (kNm)
90	91,00
120	161,78
150	252,78

Fonte: Autor, 2019.

Tomando os valores máximos de momentos na viga de transição para os casos de carregamento de ELS pode-se comparar com os momentos de fissuração e assim constatar se houve ou não fissuração do elemento. A Tabela 19 mostra os valores de momento fletor máximos em cada caso de carregamento e observa-se que para todos ocorre a fissuração – momento máximo solicitante maior que o momento de fissuração da seção.

Tabela 19 -Momento fletor máximo da viga de transição, para os casos de carregamento de serviço, com relação a diferentes alturas de seção

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
ALTURA VIGA (cm)	MOMENTO FLETOR NO MEIO DO VÃO (kNm)				
90	469,1	495,9	513,3	485,4	517,8
120	603	634,2	664,5	620,9	660,7
150	660,5	697,7	715	656,7	705,7

Fonte: Autor, 2019.

Para análise dos deslocamentos da viga de transição é necessário reduzir a rigidez da viga, uma vez que houve fissuração da peça. Essa redução pode ser feita de forma aproximada pelo cálculo da inércia reduzida de Branson e inserção deste valor nas propriedades da seção da viga. Para o cálculo das inércias reduzidas é utilizado o máximo esforço solicitante dentre os casos de carregamento de ELS, apresentados na Tabela 19.

Um único modelo com uma única seção da viga é compilado para todos os casos de carregamento. Devido a isso, é necessário escolher um dos valores de momento para realizar a redução de rigidez de forma aproximada. A combinação que gerou maiores valores de esforço foi o caso (C) para todas as seções, portanto os valores tomados para o cálculo serão desta combinação.

A Tabela 20 mostra o resumo dos cálculos da redução de rigidez para as vigas de 90cm, 120cm e 150cm, para o pior caso de carregamento da análise incremental, os cálculos detalhados podem ser encontrados no Anexo II.

Tabela 20 - Cálculo da inércia equivalente da viga em serviço para o caso de carregamento (C)

Caso de carregamento (C)										
ALT. VIGA cm	MOM. DE FISSURAÇÃO kNm	MOM. ATUAN-TE kNm (ELU)	Kc cm²/kN	Ks cm²/kN	As cm²	x1 cm	Ic (m⁴)	x2 cm	Iii m⁴	Ieq m⁴
90	91,00	1259,2	0,82	-	-	-	-	-	-	-
120	161,78	1688,9	1,12	-	-	-	-	-	-	-
150	252,78	1930,9	1,56	0,028	52,6	72,2	0,08415	25,02	0,0754	0,0758

Fonte: Autor, 2019.

Ao realizar o dimensionamento prévio para redução da rigidez do modelo foi possível constatar uma inadequação de dimensões nas vigas de 90 e 120cm. Para os valores máximos de momento a viga não permite dimensionamento nem no domínio 4 utilizando armadura dupla, os níveis de esforços são muito altos para a seção atribuída. Destaca-se que esse dimensionamento não considerou a seção T da viga, no intuito de prever a pior situação, provavelmente a consideração das abas na viga permitiriam o seu dimensionamento para as alturas de 90cm e 120cm.

Observando a inadequação das dimensões para os valores de momentos máximos encontrados na análise incremental, foram refeitos os cálculos. Desta vez os momentos utilizados seriam os encontrados na análise convencional, caso de carregamento (A).

A Tabela 21 mostra o resumo dos cálculos da redução de rigidez para as vigas de 90cm, 120cm e 150cm, para o pior caso de carregamento da análise convencional, com os cálculos detalhados disponíveis no Anexo II.

Tabela 21 - Cálculo da inércia equivalente da viga em serviço para o caso de carregamento (A)

Caso de carregamento (A)										
ALT. VIGA cm	MOM. DE FISSURAÇÃO kNm	MOM. ATUANTE kNm (ELU)	Kc cm²/kN	Ks cm²/kN	As cm²	x1 cm	Ic (m⁴)	x2 cm	Iii m⁴	Ieq m⁴
90	91,00	935,6	1,1							
120	161,78	1205,9	1,6	0,028	41,1	62,03	0,0306	19,8	0,0057	0,0062
150	252,78	1344,4	2,2	0,026	33,7	75,8	0,0724	20,5	0,0525	0,0536

Fonte: Autor, 2019.

Com os cálculos apresentados verifica-se que para os valores de esforços obtidos na análise convencional tem-se dimensionamento possível para a viga de 120cm além da de 150cm, nenhuma das duas necessitando de armadura dupla, apenas a seção com 90cm de altura que ainda resultou sem dimensionamento possível. Com isso, infere-se um considerável subdimensionamento com a análise convencional, elementos que são cabíveis de dimensionamento passam a ser não indicados quando realizada a análise incremental.

A inércia equivalente para a viga de 120cm é reduzida de forma a ser apenas cerca de 20,23% da inércia da seção no estágio I. Para a viga com 150cm a redução é bem menos significativa, a inércia equivalente ainda é cerca de 74% da inércia no estágio I. Isso mostra a eficiência muito grande em apenas um aumento de 30cm da altura da seção.

A Tabela 22 apresenta a comparação dos deslocamentos verticais no nó intermediário da viga do térreo, com as alturas de 120cm e 150cm para o caso de carregamento (A). Não será possível comparar os deslocamentos para a análise incremental, já que as vigas com altura de 90cm e 120cm não permitem dimensionamento. Como também a viga de 90cm não tem seção coerente com o nível de carregamento na análise convencional. Apenas o modelo com 10 pavimentos foi verificado por se tratar dos maiores níveis de carregamento.

Tabela 22 - Deslocamentos no nó central da viga com relação a diferentes alturas de seção

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	% MÉDIA REDUÇÃO
ALTURA VIGA (cm)	DESLOCAMENTO VERTICAIS NO NÓ CENTRAL (cm)	
120	0,38	
150	0,19	-50,00%

Fonte: Autor, 2019.

Observa-se então que o aumento da seção transversal da viga, aumentando a rigidez os deslocamentos acabam diminuindo devido também a menor redução da inércia equivalente para a viga de maior altura. A diminuição percentual é de 50% no deslocamento com o aumento da seção da viga para a análise convencional.

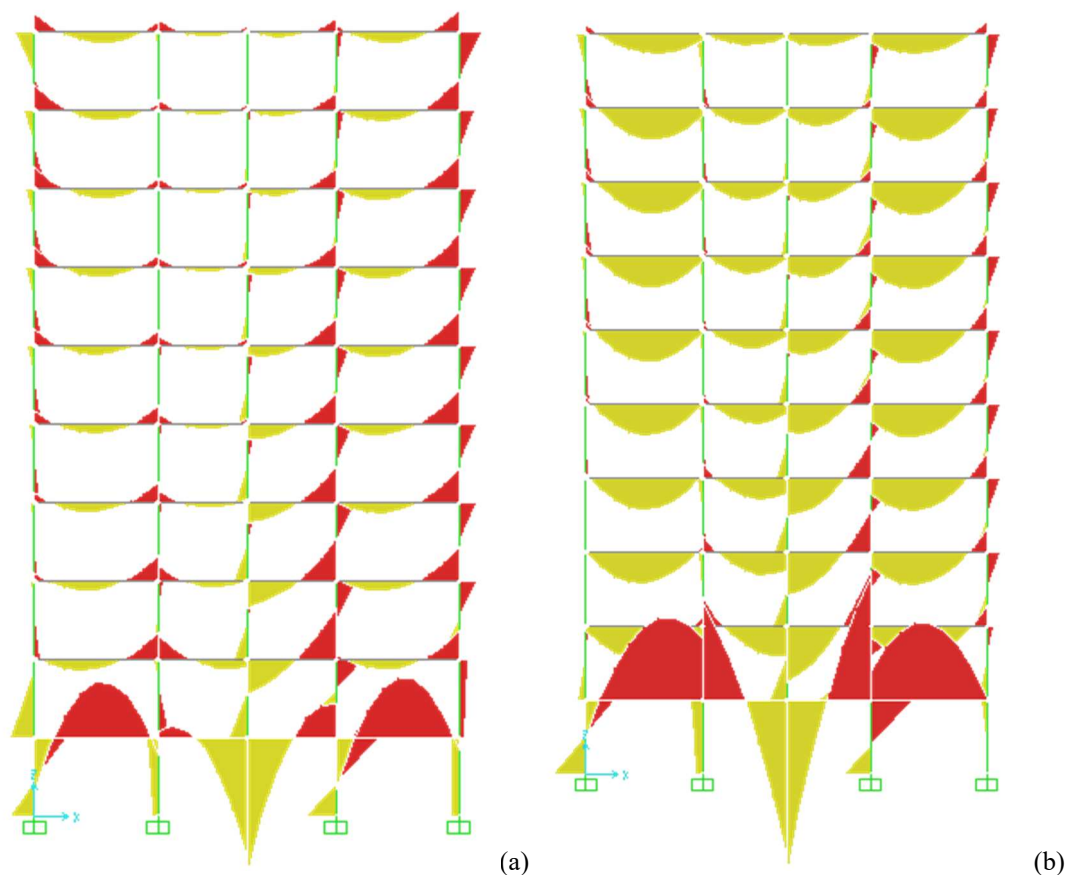
A ABNT NBR 6118:2014 traz como limite de deformação na tabela 13.3 l/250 por razão de aceitabilidade sensorial do tipo visual, sendo l o vão livre da viga. No caso do vão central da viga de transição tem-se 6,8m livres de apoio a apoio, portanto, a limitação seria de 2,56cm estando então a viga satisfazendo o estado-limite de serviço de deformação excessiva.

4.2. Análise dos esforços no edifício completo

Os esforços solicitantes são o resultado final de uma análise estrutural, portanto observar como eles se modificam para os diferentes casos de carregamento, sendo uns utilizados na análise convencional e outros na análise incremental, é de suma importância. Logo de início já foi possível enxergar mudanças nos esforços do edifício como um todo, e ao longo do texto serão apresentados resultados mais específicos em pontos cruciais da edificação.

O modelo utilizado para retirar os valores de esforço foi o com 10 pavimentos e viga de 90cm de altura, a título de comparação entre os casos de carregamento. A Figura 24 (a) apresenta uma comparação nos diagramas de momento fletor do edifício completo para os casos de carregamento (A) e a Figura 24 (b) para o caso de carregamento (C), sendo o primeiro da análise convencional e o segundo da análise incremental, com o mesmo fator de escala para os diagramas.

Figura 24 - (a) Diagramas de momento fletor do edifício com o caso de carregamento para análise convencional (A); (b) Diagramas de momento fletor do edifício com o caso de carregamento para análise incremental (C).



Fonte: Autor, 2019.

A primeira diferença clara é no aumento expressivo dos valores absolutos dos esforços solicitantes. Mas também é possível enxergar uma inversão de esforços em alguns pontos, como nos encontros de vigas com pilares. Ao se elevar o pavimento analisado observa-se que os antes momentos fletores negativos nos pontos de encontro das vigas contínuas com seus pilares de apoio passam a diminuir, uma vez que os momentos positivos aumentam. Essa diminuição faz com que os esforços negativos no último pavimento praticamente desapareçam, por exemplo.

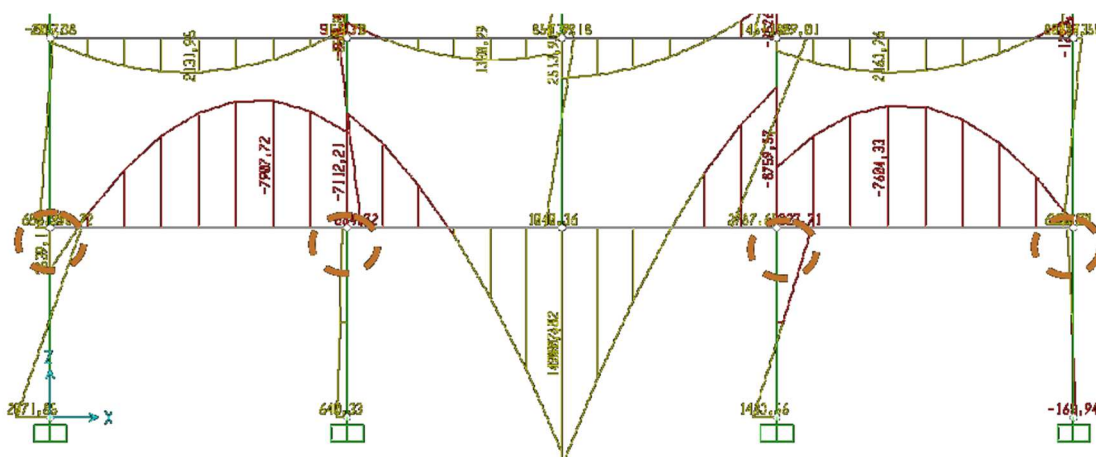
Trazendo o foco para o elemento principal desta pesquisa, a viga de transição, comparando com as demais vigas contínuas dos outros pavimentos observa-se uma configuração de diagrama bem diferente. Enquanto todos os tramos das vigas contínuas dos pavimentos apresentam valores de momento fletor positivos, como é o mais comum para cargas gravitacionais, a viga de transição tem dois tramos com momento negativo.

Devido a intensidade da carga do pilar ser muito alta no tramo central, os outros vãos acabam invertendo o sinal do esforço que seria esperado para o carregamento presente no elemento.

4.3. Esforços nos pilares no térreo e primeiro pavimento

Devido o elemento principal de análise desta pesquisa ser a viga de transição serão observados os pilares que ela circunda, ou seja, os pilares do pavimento térreo e do primeiro pavimento. Serão observados os esforços axiais destes elementos nos dois pavimentos supracitados, e os esforços do tipo cortante e momento fletor serão observados no encontro dos pilares do pavimento térreo com a viga de transição, no topo destes, ponto circulado na Figura 25. O modelo que será retirado os valores do esforços é o edifício de 10 pavimentos com a viga de 90cm de altura.

Figura 25 – Nós dos pilares onde são analisados os valores de esforço cortante e momento fletor



Fonte: Autor, 2019.

4.3.1. Esforço normal

Os esforços normais nos pilares modificam-se quando realizada a análise incremental (apresentado na Tabela 23). Devido o maior nível de cargas já que é acrescido o carregamento de montagem, todos os valores de esforços aumentam na comparação das análises convencionais para os casos de carregamento incrementais.

Nos casos convencionais os esforços para todos os pilares se mostraram maiores no caso (A) quando a ação de sobrecarga atua como acidental principal. Já na

análise incremental o caso de carregamento (C) resultou em maiores esforços para todos os pilares que tem sua prumada contínua, porém para o P29=P30 que se apoia na viga de transição o caso (D) apresentou valor de esforço maior.

Ao comparar os valores de esforços dos casos mais desfavoráveis da análise incremental com a análise convencional observa-se que o aumento percentual de esforço para todos os pilares foram da ordem de 30 a 40%, apresentado na última coluna da tabela 23.

Tabela 23 - Esforços normais nos pilares do primeiro pavimento

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	% diferença
ESFORÇO NORMAL (kN)						
P2=P4	1658,5	1343,3	2349,9	2160,3	1842	41,69%
P8=P10	2832,3	2475,5	3881,9	3523,5	3174	37,06%
P29=P30	1369	1219,3	1714,9	1878,9	1516,5	25,27%
P18=P21	3025,6	2797,5	4084,8	3726,4	3512,3	35,01%
P24=P27	2059,8	2012	2747,3	2557,7	2504,3	33,38%

Fonte: Autor, 2019.

A mesma análise para os pilares do térreo mostra que todos apresentam aumento na comparação análise convencional e incremental (Tabela 24), também devido ao surgimento da carga de montagem na análise incremental, esse aumento foi de até 75,9%.

Tabela 24 - Esforços normais nos pilares do térreo

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	% diferença
ESFORÇO NORMAL (kN)						
P2=P4	1102,5	816,0	1860,5	1572,5	1289,0	68,75%
P8=P10	2255,11	2001,0	3965,9	3306,8	3047,7	75,86%
P18=P21	2428,5	2290,0	4149,1	3490,0	3353,0	70,85%
P24=P27	1616,12	1672,0	2370,6	2082,7	2139,3	46,68%

Fonte: Autor, 2019.

4.3.2. Esforço cortante

Avaliando os esforços cortantes também no topo dos pilares do térreo (Tabela 25) não foi observado mudanças significativas ao realizar a análise incremental. Esse fato dar-se pelo esforço cortante ser regido primordialmente pela ação do vento, ação horizontal, que na análise incremental é inserida na estrutura já totalmente pronta semelhante ao realizado na análise convencional.

Tabela 25 – Esforços cortantes nos topos dos pilares do térreo

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
ESFORÇO CORTANTE NO TOPO (kN)					
P2=P4	128,4	163,5	-146,2	145,4	187,6
P8=P10	11,8	49,1	-11,2	8,2	66,6
P18=P21	167,2	210,0	167,3	147,9	193,5
P24=P27	0,25	50,9	-18,1	-17,4	25,8

Fonte: Autor, 2019.

4.3.3. Momento fletor

A análise incremental afeta diretamente os esforços nos topos dos pilares do térreo, uma vez que trata-se de uma viga contínua. A Tabela 26 mostra as mudanças nos pilares do pavimento térreo.

Os pilares mais próximos do tramo central, onde há a carga concentrada do pilar P29=P30, apresentam aumento dos seus momentos fletores, para o P8=P10 chegando a mais que o dobro. Contudo, os pilares dos cantos da edificação tem seus momentos fletores reduzidos, fato ocorrido por causa da redistribuição de esforços.

Tabela 26 - Momentos fletores nos topos dos pilares do térreo

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	% diferença
MOMENTO FLETOR NO TOPO (kNm)						
P2=P4	213,6	251,0	205,0	202,9	256,3	-4,20%
P8=P10	40,5	-14,4	86,5	47,3	-37,9	53,18%
P18=P21	-291,34	-344,6	-304,72	-265,6	-325,7	4,39%
P24=P27	52,5	-17,7	42	39,9	-15,3	-25,00%

Fonte: Autor, 2019.

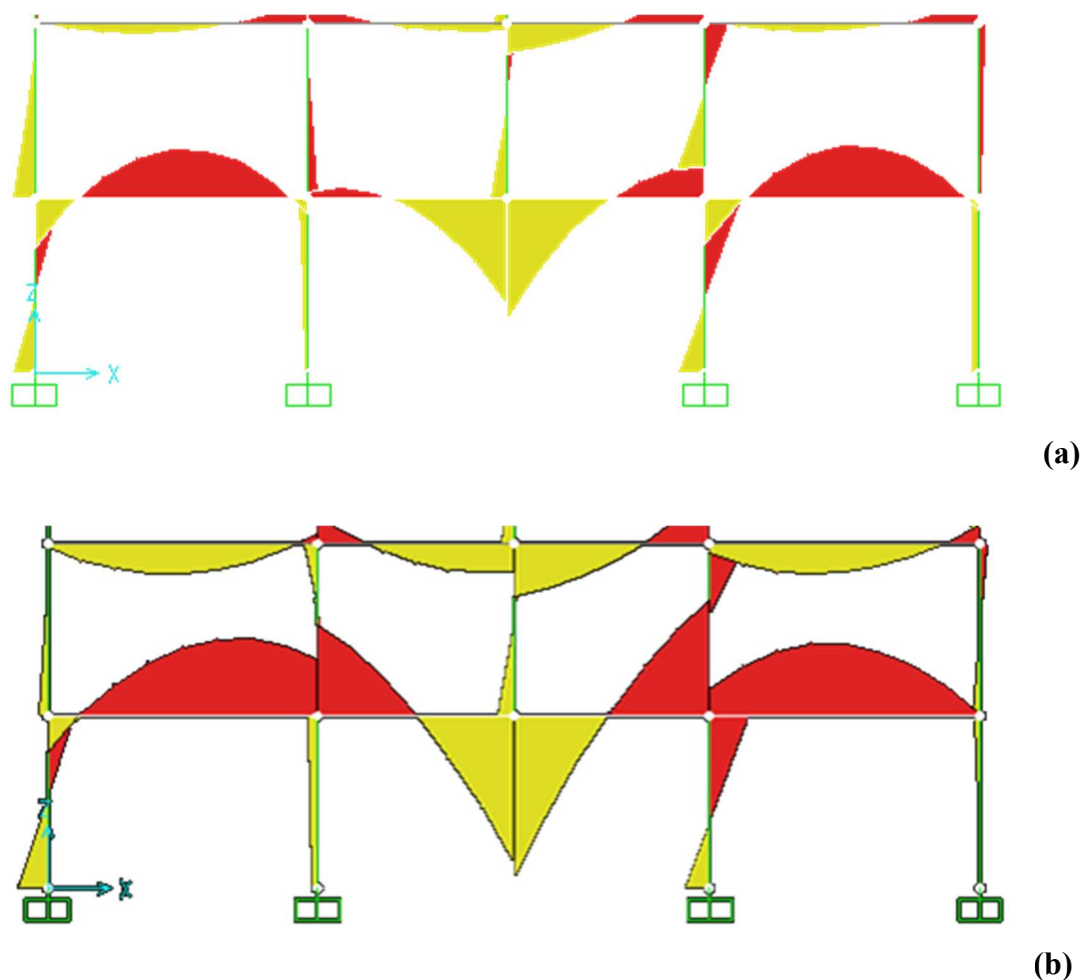
4.4. Esforços solicitantes da viga de transição

Levando em consideração o mesmo raciocínio da análise dos esforços no pilares, o modelo utilizado para retirar os valores de esforço foi o com 10 pavimentos e viga de 90cm de altura.

4.4.1. Momento fletor

Para os casos de carregamento no ELU serão comparados a diferença entre os esforços solicitantes, utilizando o modelos com 10 pavimentos e viga de altura 90cm. O primeiro deles, momento fletor na viga de transição, onde pode-se observar um aumento percentual do esforço quando comparamos um caso incremental com o convencional, apresentado na Figura 26.

Figura 26 - Diagrama de momento fletor (a) para o caso de carregamento convencional (A); (b) para o caso de carregamento incremental (C)



Para os nó 1 e 3, que se encontram do meio do vão do primeiro e terceiro tramo, o caso incremental mais desfavorável foi o com sobrecarga como carga acidental principal, neste houve um incremento de esforço da ordem de 58% quando comparado ao pior caso da análise convencional. Para o segundo nó, tramo central da viga – onde o pilar descarrega, a pior situação ocorre para a carga de montagem como principal no caso incremental e a carga de sobrecarga nos casos convencionais, o aumento do momento fletor neste nó foi proporcionalmente menor, cerca de 35%. (Tabela 27).

Tabela 27 - Momentos fletores no meio do vão dos tramos da viga de transição

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	% diferença
MOMENTO FLETOR (kNm)						
Meio do vão (tramo 1)	-379,4	-447,5	-597,2	-679,6	-615,1	57,41%
Meio do vão (tramo 2)	935,6	892,2	1259,2	1063,7	1045,4	34,59%
Meio do vão (tramo 3)	-409,8	-391,9	-556,3	-661	-580,2	35,75%

Fonte: Autor, 2019.

Este aumento mais sutil no momento fletor do meio do vão do segundo tramo ocorre devido aos maiores deslocamentos observados na viga de transição com a análise por estágios de carregamento. Essa maior flecha se assemelha com uma menor rigidez da viga avaliada previamente ao modificar a altura das seções no item 5.1.

Vigas com menores rigidezes acarretam em maiores deslocamentos que fazem com que o esforço no pilar P29=P30 diminua e nos demais aumentem, ocorrendo uma redistribuição de esforços. De forma semelhante o efeito construtivo e do tempo faz com que os deslocamentos aumentem e a redistribuição de esforços gera um incremento menor de carga no pilar central resultando em um menor aumento do momento fletor neste ponto.

4.4.2. Esforço cortante

O segundo esforço que atua na viga e se modifica devido a análise incremental é o esforço cortante. A Tabela 28 apresenta os valores destes esforços nos pontos de encontro da viga com os pilares de apoio e no ponto onde o pilar descarrega na viga, este avaliando antes e depois da aplicação da carga.

Tabela 28 - Esforços cortantes da viga nos pontos de encontro de pilares com a viga de transição

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
ESFORÇO CORTANTE (kN)					
Apoio 1	588,83	558,9	528,5	626,8	590,7
Apoio 2	-477,1	-368,0	-222,6	-345,3	-242,3
Meio do vão à esquerda (tramo 2)	-638,2	-532,5	-810,9	-793,0	-680,8
Meio do vão à direita (tramo 2)	730,8	686,8	903,92	886,0	835,8
Apoio 3	589,5	555,3	335,4	458,1	430,2
Apoio 4	-476,5	-371,5	-415,73	-514,2	-402,8

Fonte: Autor, 2019.

Pode-se observar na Tabela 28 um aumento de esforço no meio do vão do tramo 2, ponto de aplicação da carga concentrada devido pilar. Em contraponto, os esforços nos outros apoios acabam por diminuir, ou ter um acréscimo muito pequeno, com a análise incremental devido a redistribuição dos esforços ocasionado pelo incremento de cargas.

O ponto de aplicação de carga concentrada apresentou aumento percentual da ordem de 25%, mesma ordem de grandeza do decréscimo do esforço nos pilares logo ao lado (apoio 2 e 3). Já os pilares do canto, apoios 1 e 4, apresentaram aumento, porém da ordem de 7%, bem inferior ao aumento apresentado para o meio do vão principal da viga de transição.

4.4.3. Comparativo da armadura de aço a flexão

Um dimensionamento a flexão pode ser feito com os valores de momentos fletores retirados da análise realizada no item 5.1 para todos os casos de carregamento de ELU e diferentes alturas da seção da viga. Com auxílio das tabelas de dimensionamento que relacionam os coeficiente K_c e K_s é possível encontrar os valores de área de aço necessários apresentados na Tabela 29.

Cabe destacar que o dimensionamento foi realizado para a seção retangular da viga, por se tratar da pior situação. Sendo muito provável que ao utilizar a seção T, com contribuição da laje, as alturas que não permitiram dimensionamento no domínio 3 passariam a ter um dimensionamento possível.

Tabela 29 - Áreas de aço para os diferentes casos de carregamento e alturas da viga de transição

Caso (A)				
ALTURA VIGA (cm)	MOMENTO ÚLTIMO (kNm)	Kc (cm²/kN)	Ks (cm²/kN)	As (cm²)
90	935,6	1,1	-	-
120	1205,9	1,6	0,028	41,1 (5 ø32mm)
150	1344,4	2,2	0,026	33,7(4 ø32mm)

Caso (B)				
ALTURA VIGA (cm)	MOMENTO ÚLTIMO (kNm)	Kc (cm²/kN)	Ks (cm²/kN)	As (cm²)
90	892,2	1,2	-	-
120	1138,6	1,7	0,028	38,8 (5 ø32mm)
150	1269,2	2,4	0,026	31,9 (4 ø32mm)

Caso (C)				
ALTURA VIGA (cm)	MOMENTO ÚLTIMO (kNm)	Kc (cm²/kN)	Ks (cm²/kN)	As (cm²)
90	1259,2	0,8	-	-
120	1688,9	1,1	-	-
150	1930,9	1,6	0,028	52,2(7 ø32mm)

Caso (D)				
ALTURA VIGA (cm)	MOMENTO ÚLTIMO (kNm)	Kc (cm²/kN)	Ks (cm²/kN)	As (cm²)
90	1063,7	1,0	-	-
120	1383,4	1,4	-	-
150	1522,7	2,0	0,027	39,7 (5 ø32mm)

Caso (E)				
ALTURA VIGA (cm)	MOMENTO ÚLTIMO (kNm)	Kc (cm²/kN)	Ks (cm²/kN)	As (cm²)
90	1045,4	1,0	-	-
120	1354,7	1,4	-	-
150	1502,6	2,0	0,027	39,2 (5 ø32mm)

Fonte: Autor, 2019.

Estes resultados demonstram uma avaliação mais quantitativa dos efeitos da análise incremental em uma viga de transição. O primeiro ponto a ser comentado é o

fato dos casos de carregamento da análise incremental não permitirem dimensionamento para a viga com seção de 90cm e 120cm enquanto estas passariam para os casos de análise convencional.

Para todos os casos de análise convencional, onde foi possível comparar diferentes alturas de seção, ocorreu uma redução da área de aço com o aumento da altura da seção, na ordem de 18%. A diferença percentual no aumento de armadura quando realizada a análise incremental é considerável, chegando a 55%, na comparação do caso (A) convencional e o caso (C) incremental.

4.4.4. Avaliação dos efeitos incrementais para o mesmo nível de carregamento

Foi constatado o aumento dos esforços quando realizada a análise incremental. Contudo, essa análise acrescenta na estrutura uma carga a mais que a análise convencional, a carga de montagem. O acréscimo de esforços então não ocorre devido apenas os efeitos construtivos e do tempo, mas boa parte de contribuição deste aumento se dá pela inserção desta nova carga.

Portanto, a pesquisa criou uma combinação de ações apenas comparativa. Foi feita uma análise convencional com o mesmo nível de carregamento das análises incrementais, com a viga de 120cm de altura, para assim haver mais sensibilidade apenas dos efeitos que a construção por estágio e a consideração da fluência e retração geram no modelo.

Como o caso mais desfavorável do ponto de vista de momento fletor foi o caso (C), será compilado os resultados para esta combinação, mas sem considerar a análise do “*staged construction*”. A Tabela 30 apresenta o comparativo dos esforços na viga de transição para a mesma combinação de ação, modificando apenas o tipo de análise: convencional e incremental.

Tabela 30 - Esforços na viga de transição modificando o tipo de análise com a mesma combinação de ações do caso de carregamento (C)

ANÁLISE:	Convencional	Incremental	% diferença
ESFORÇO NO ENCONTRO P29=P30 COM A VIGA			
Cortante (kN)	1141,8	1169	2,38%
Momento fletor (kNm)	1901,5	1688,9	-11,18%

Fonte: Autor, 2019.

O cortante pouco se influencia com a mudança do tipo de análise, variação de apenas 2%, devido os deslocamentos diferidos gerarem pouca modificação neste esforço. Quando o esforço é o momento fletor observa-se uma diminuição do seu valor, por volta de 11%.

Esse fato ocorre devido a carga de montagem na análise convencional agir na estrutura de forma contínua se comparando com a sobrecarga de utilização, por exemplo. Na análise incremental a carga de montagem é lançada a estrutura somente durante determinado tempo seguindo o cronograma de construção, gera os deslocamentos e assim modifica os esforços. Como a combinação do caso de carregamento (C) a montagem é a carga principal a análise convencional resulta em valores maiores de momento fletor, não reais.

Outra análise pode ser feita, desta vez agora retirando a carga de montagem, fazendo a combinação do caso (A), sendo assim, tem-se na análise incremental o mesmo carregamento que a convencional, a única diferença é o método de análise. Os resultados apresentados na Tabela 31 também mostram valores de momento fletor maiores para a análise convencional e pouca modificação percentual do esforço cortante.

Tabela 31 - Esforços na viga de transição modificando o tipo de análise com a mesma combinação de ações do caso de carregamento (A)

ANÁLISE:	Convencional	Incremental	% diferença
ESFORÇO NO ENCONTRO P29=P30 COM A VIGA			
Cortante (kN)	907,77	951,25	4,79%
Momento fletor (kNm)	1205,88	937,42	-22,26%

Fonte: Autor, 2019.

Dessa forma, é possível perceber que a carga de montagem é a responsável principal pelo aumento dos esforços da análise incremental. Quando não inserida na combinação. A análise convencional resulta maiores esforços no ponto analisado. Porém se considerada sem o recurso da construção por estágios tem-se um aumento de esforços acima do real. Portanto, ver-se a necessidade de contabilizar a carga existente na construção tomando o cuidado de usar a análise incremental para que não seja super estimada.

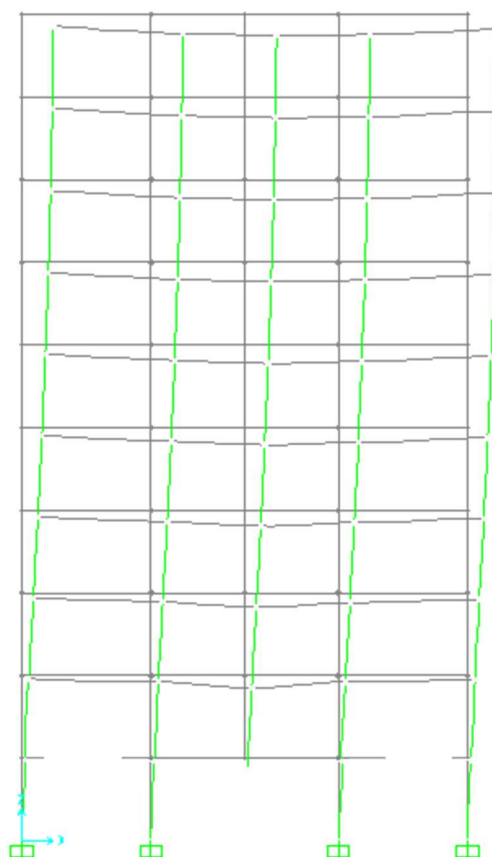
4.5. Análise das deformações

Para comparação das deformações apenas a viga de transição com seção de 150cm foi avaliada, uma vez que as vigas de 90cm e 120cm não apresentaram dimensionamento possível no domínio 3 com seção retangular, para os casos incrementais.

4.5.1. Modelos de análise convencional

O primeiro modelo convencional analisado foi com a combinação onde a sobrecarga atua como ação acidental principal e o vento é ação secundária, ponderado com coeficiente de redução (caso A). Nesse caso de carregamento observou-se a deslocada da estrutura apresentada na Figura 27.

Figura 27 - Deslocada da estrutura com o caso de carregamento (A) (fator de escala = 50)

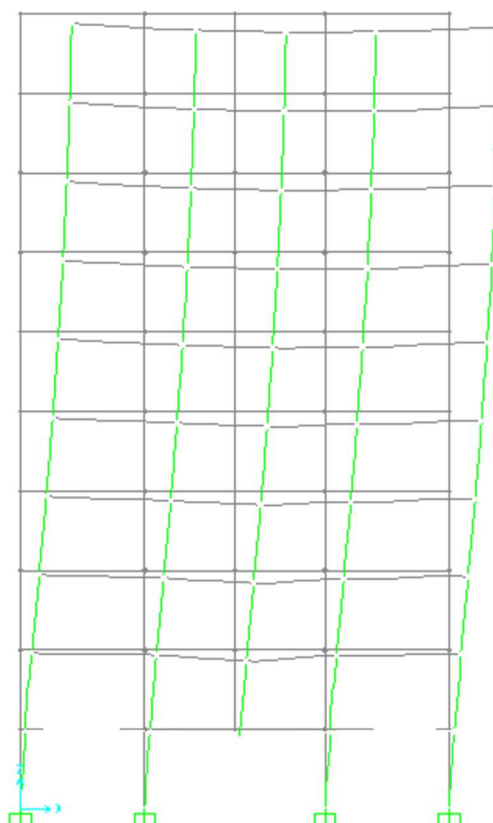


Fonte: Autor, 2019.

Tomando o nó do meio do vão central da viga de transição (nó 81 do modelo) temos os deslocamentos apresentados na Tabela 32. O deslocamento U3, na direção do eixo z (vertical) e com sentido positivo para baixo. E na direção e sentido da aplicação do vento o deslocamento horizontal, chamado U1.

O segundo modelo convencional analisado toma a carga de vento como principal das acidentais e a sobrecarga, sendo secundária, tem coeficiente minorador (Caso B). Para esta combinação de ações é apresentada a deformada da estrutura na Figura 28.

Figura 28 - Deformada da estrutura com o caso de carregamento (B) (fator de escala = 50)



Fonte: Autor, 2019.

Tabela 32 - Deslocamentos horizontais e verticais dos casos de carregamento (A) e (B)

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)
DESLOCAMENTO		
U1 (m)	0,0	0,07
U3 (m)	-0,19	-0,20

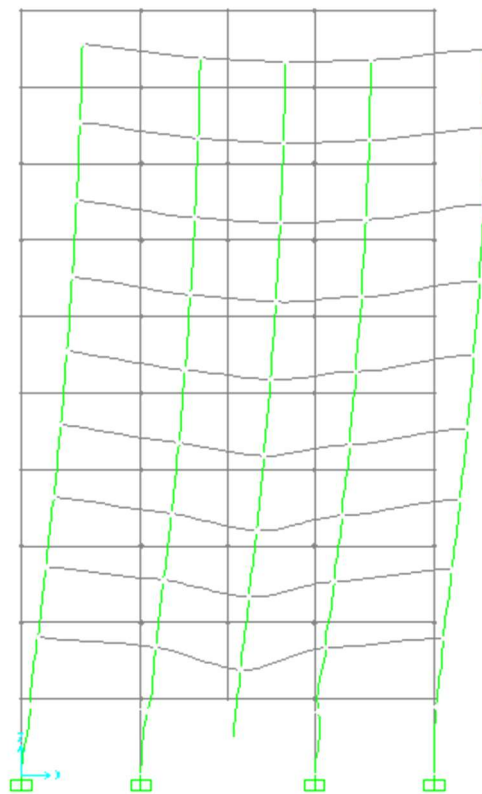
Fonte: Autor, 2019.

O modelo em que o vento atua como carga acidental principal gera deslocamentos horizontais maiores, previsivelmente. No entanto esse deslocamento tem menor importância para a análise da viga de transição. Uma vez que mesmo aumentando o valor ainda é muito baixo, menos de um milímetro. Já o deslocamento na direção vertical é mais considerável e tem grande relação com o variação dos esforços, para esta deformação foram observados deslocamentos semelhantes para os dois casos de carregamento.

4.5.2. Deformadas dos modelos incrementais

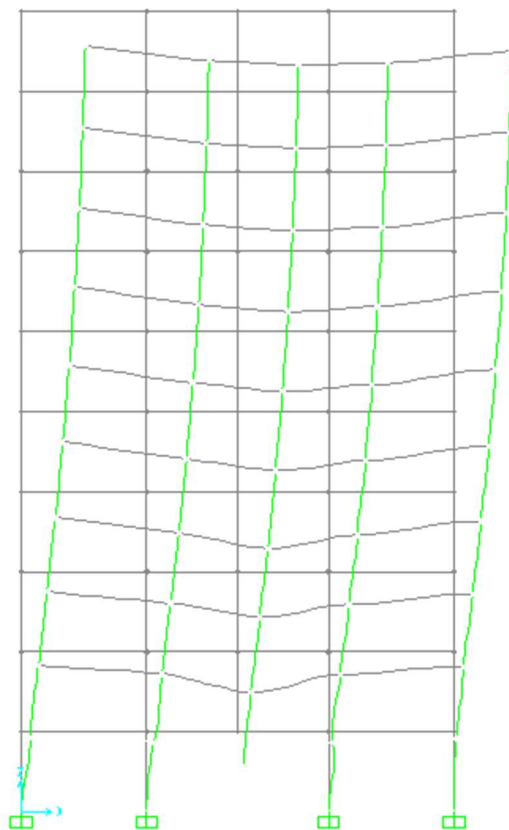
Da mesma forma foram comparados as deformadas para os casos em que é feita a análise incremental. As Figuras 29, 30 e 21 apresentam os casos de carregamento (C), (D) e (E) respectivamente. Apenas com a imagem da estrutura deformada com a sombra da estrutura indeformada percebe-se uma diferença significativa comparando com a deformada da análise convencional.

Figura 29 - Deformada da estrutura com o caso de carregamento (C) (fator de escala = 50)



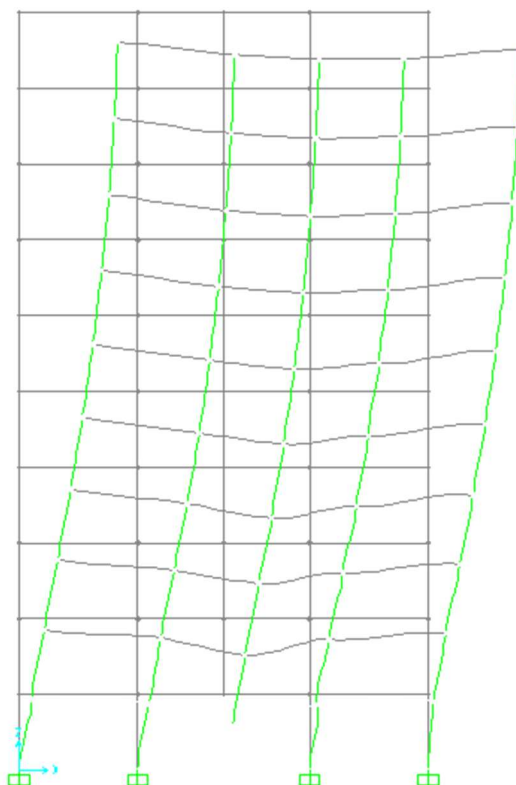
Fonte: Autor, 2019.

Figura 30 - Deformada da estrutura com o caso de carregamento (D) (fator de escala = 50)



Fonte: Autor, 2019.

Figura 31 - Deformada da estrutura com o caso de carregamento (E) (fator de escala = 50)



Fonte: Autor, 2019.

Tabela 33 -Deslocamentos horizontais e verticais dos casos de carregamento (C) (D) e (E)

CASO DE CARREGAMENTO	(C)	(D)	(E)
DESLOCAMENTO (cm)			
U1 (m)	0,0	0,0	0,14
U3 (m)	0,75	0,68	0,7

Fonte: Autor, 2019.

Os resultados quanto ao deslocamento horizontal foram qualitativamente iguais aos obtidos na análise convencional, o caso de carregamento em que o vento atua como carga accidental principal – caso E - gera as maiores deformações nesta direção.

A diferença dos deslocamentos verticais é mínima para as diferentes combinações, porém os deslocamentos verticais maiores são observados quando a nova carga que surge na análise incremental, a montagem, tem o papel de carga accidental principal. Portanto, dentre as combinações analisadas, o caso de carregamento (C) é

considerado o mais desfavorável para a segurança dentro os que realizam a análise incremental.

4.5.3. Evolução dos deslocamentos com as etapas de carregamento

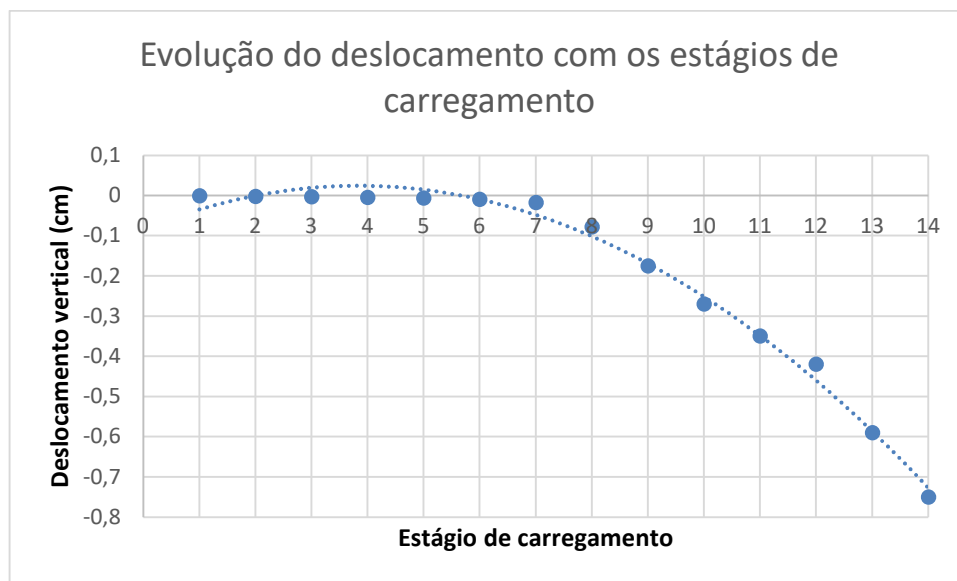
O modelo que apresentou os maiores deslocamentos verticais foi o que a carga de montagem atua como acidental principal, caso de carregamento C. Para avaliar como os deslocamentos variam de acordo com a aplicação incremental dos carregamentos através da análise por estágios de construção tem-se a Tabela 34 abaixo e o Gráfico 1, estes deslocamentos foram retirados no nó do meio do vão central da viga de transição, ponto onde a carga concentrada do pilar atua.

Tabela 34 - Deslocamentos verticais a cada estágio de carregamento para o caso (C) incremental com carga de montagem como principal

ESTÁGIO DE CARREGAMENTO	DESLOCAMENTO U3
1	-0,00113
2	-0,00282
3	-0,0035
4	-0,0048
5	-0,0062
6	-0,0100
7	-0,0175
8	-0,0779
9	-0,175
10	-0,27
11	-0,35
12	-0,42
13	-0,59
14	-0,75

Fonte: Autor, 2019.

Gráfico 1 - Evolução dos deslocamentos verticais a cada estágio de carregamento para o caso (C) incremental com montagem principal



Fonte: Autor, 2019.

A partir do gráfico é possível perceber um aumento crescente dos deslocamentos em cada estágio de carregamento podendo ser aproximada por uma função polinomial de segundo grau. Isso ocorre devido a influência do deslocamento prévio do andar anterior provocar um deslocamento um pouco maior no próximo andar. Por isso, os acréscimos de deslocamentos são bem maiores nos estágios superiores, devido os deslocamentos prévios.

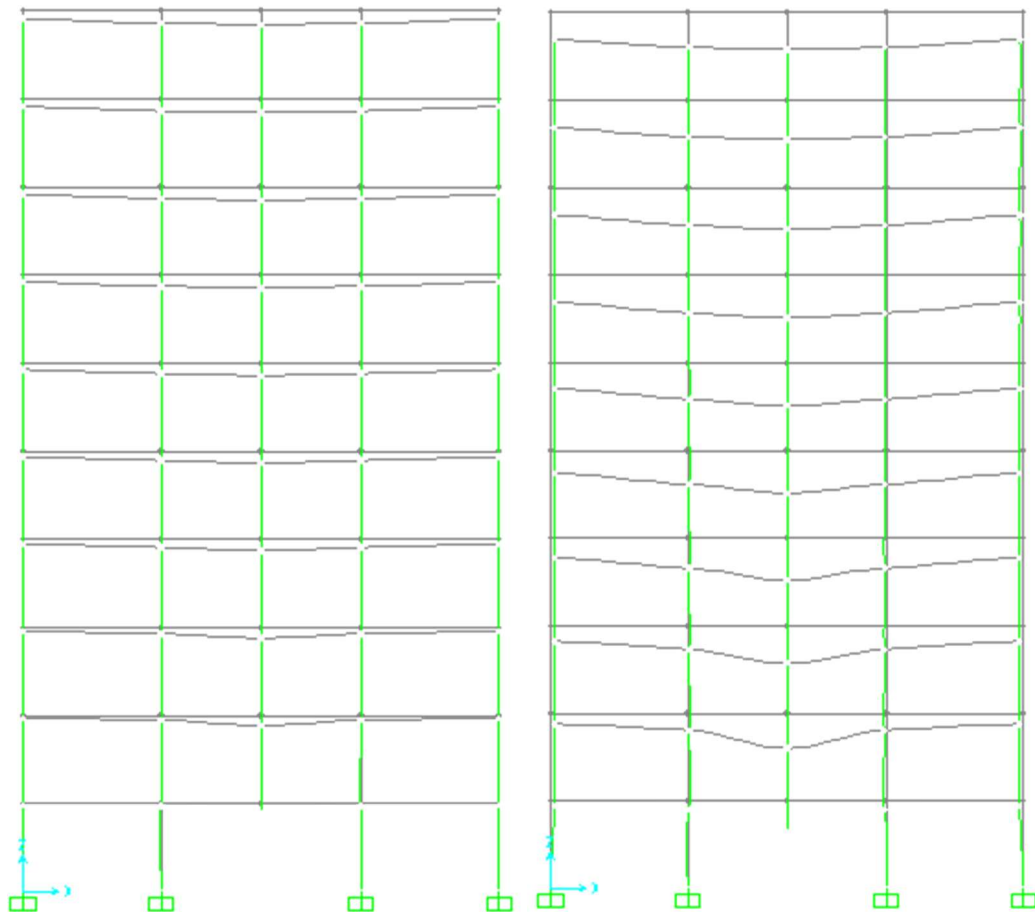
No estágio 13 mesmo não havendo novas cargas inseridas, ocorre passagem do tempo (544 dias), como a análise incremental considera a fluência e retração, ocasiona aumento do deslocamento.

4.5.4. Comparação das deformações entre modelos convencional e incremental

O modelo convencional que apresentou maiores deslocamentos foi no caso de carregamento A – com a sobrecarga sendo a variável acidental principal - enquanto na análise incremental foi verificado maiores valores quando a carga de montagem é a variável acidental principal, caso de carregamento C. Pode-se comparar as deformadas das duas análises, na Figura 32 (a) a análise convencional e (b) a incremental,. Os

deslocamentos causados nestes dois casos de carregamento são comparados na Tabela 35.

**Figura 32 - Deformada da estrutura (fator de escala = 50) (a) caso de carregamento convencional
(b) caso de carregamento incremental**



Fonte: Autor, 2019.

Apenas observando a estrutura deslocada em cada um dos casos de carregamento (a) e (c) é nítida a diferença nos deslocamentos quando se realiza uma análise incremental (caso (c)), que considera os efeitos do tempo (retração e fluência) e construtivos (construção por estágios).

Tabela 35 - Deslocamentos verticais dos casos de carregamento (A) e (C).

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(C)
DESLOCAMENTO (cm)		
U3	0,19	0,75

Fonte: Autor, 2019.

O aumento observado no deslocamento quando realizada a análise incremental chegou a quase quatro vezes o valor quando realizada a análise convencional.

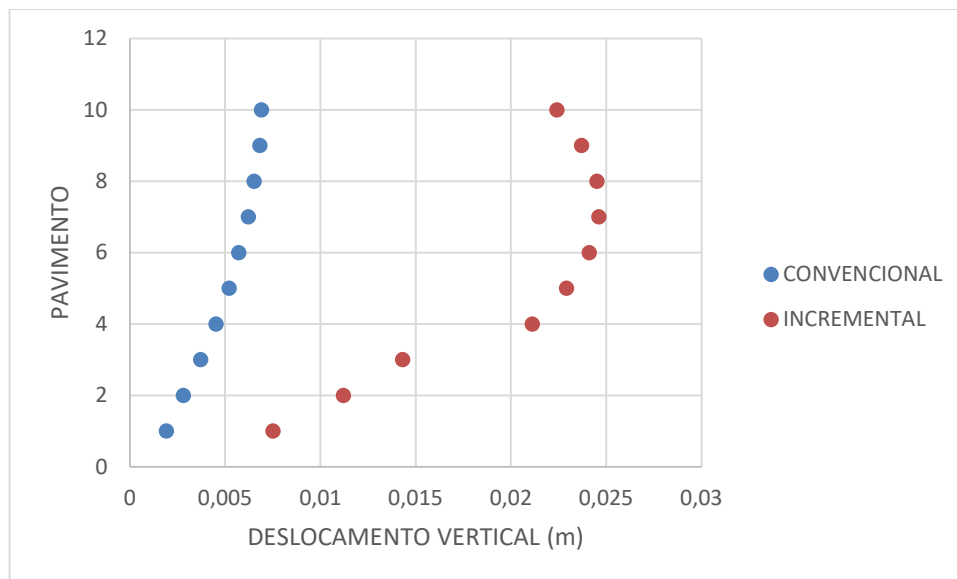
Uma análise do pórtico completo pode ser feita, avaliando os deslocamentos verticais no meio do edifício para cada pavimento – apresentado na Tabela 36. O gráfico 3 ilustra a evolução dos deslocamentos a cada pavimento nas análises convencional e incremental.

Tabela 36 - Deslocamentos verticais dos casos de carregamento (A) e (C) ao longo de cada pavimento.

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(C)	Nº de vezes maior
PAVIMENTO	DESLOCAMENTO U3 (cm)		
1	0,19	0,75	3,9
2	0,28	1,12	4,0
3	0,37	1,43	3,9
4	0,45	2,11	4,7
5	0,52	2,29	4,4
6	0,57	2,41	4,2
7	0,62	2,46	4,0
8	0,65	2,45	3,8
9	0,68	2,37	3,5
10	0,69	2,24	3,2

Fonte: Autor, 2019.

Gráfico 2 - Deslocamentos verticais em cada pavimento para os casos de carregamento (A) e (C)



Fonte: Autor, 2019.

Observa-se que os deslocamentos na análise incremental começam a crescer linearmente a cada pavimento, porém perto da metade do edifício começa a decrescer, comportamento que não é observado na análise convencional.

Este fenômeno pode ser explicado devido na análise convencional a estrutura ser simulada como se construída por completo em um mesmo instante, logo cada pavimento vai ter sua deformação ao mesmo tempo e proporcional ao nível de carregamento, acumulando o deslocamento do pavimento inferior. Já na análise incremental os pavimentos inferiores já sofrem uma deformação prévia quando inserida a carga do superior, com isso, conforme o edifício vai aumentando o número de andares menor será a interferência dos deslocamentos dos pavimentos inferiores do deslocamento total do pavimento analisado.

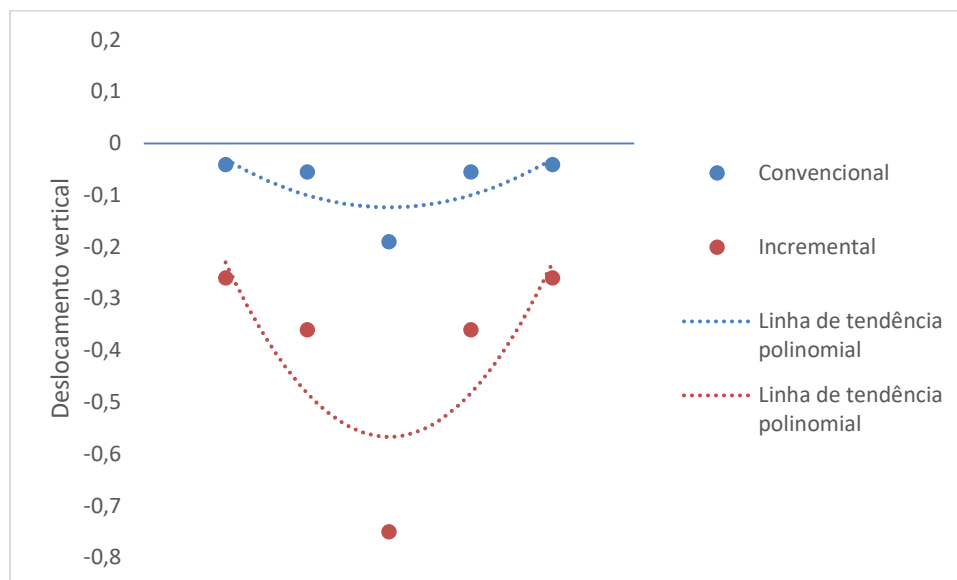
Pode-se avaliar como ocorre a redistribuição de esforços ao longo da viga de transição comparando os deslocamentos verticais nos nós de encontro da viga com os pilares na Tabela 37, e no gráfico 3.

Tabela 37 - Deslocamentos verticais dos casos de carregamento (A) e (C) nos encontros de pilares com a viga de transição.

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(C)	Nº de vezes maior
DESLOCAMENTO U3 (cm)			
P2=P4	0,041	0,26	6,3
P8=P10	0,055	0,36	6,5
P29=P30	0,19	0,75	3,9
P18=P21	0,055	0,36	6,5
P24=P27	0,041	0,26	6,3

Fonte: Autor, 2019.

Gráfico 3 - Deslocamento no ponto dos apoios da viga de transição



Fonte: Autor, 2019.

Observa-se um aumento nos deslocamentos para todos os pontos, devido o aumento de carga com a inclusão da carga de montagem como carga acidental. No entanto, o aumento no nó onde o pilar se apoia na viga de transição é menor proporcionalmente, cerca de 4 vezes o deslocamento do caso convencional. Enquanto nos outros nós onde as prumadas de pilares não são interrompidas há um aumento maior, mais de 6 vezes o deslocamento do caso convencional.

A análise incremental faz com que a viga de transição seja mais deformada, o que redistribui os esforços dos pilares diminuindo a carga no pilar que descarrega na

viga, por isso, o incremento de deslocamento no ponto de aplicação desta carga é menor que nos demais pilares.

4.6. Influência do número de pavimentos

Nos modelos com a viga de transição de 150cm de altura foi modificada a quantidade de pavimentos, conforme apresentado na metodologia. A primeira análise foi reduzindo 2 andares do edifício (resultados apresentados na Tabela 38). Os valores de deslocamentos retirados do modelo com combinação de serviço e redução da inércia, já os valores de esforços obtidos com as combinações de ELU.

Tabela 38 – Resultados de esforços e deslocamentos para o modelo com 8 pavimentos

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	% diferença
DESLOCAMENTO VERTICAIS NO NÓ CENTRAL (cm)	0,088	0,099	0,47	0,41	0,43	374,75%
MOMENTO FLETOR NO NÓ CENTRAL (kNm)	919,12	875,45	1313,25	961,8	975,5	42,88%
ESFORÇO CORTANTE NO APOIO 3 (kNm)	448,25	344,3	82,71	185,18	87,34	142,06%
ESFORÇO NORMAL NO P29=P30 (kNm)	1607,3	1435,5	2064,14	1985,3	1802,2	28,42%

Fonte: Autor, 2019.

Neste modelo foi analisado o momento fletor no nó central da viga de transição, ponto de aplicação da carga do pilar P29=P30 constantando comportamento semelhante os modelo com 10 pavimentos. Significativo aumento do esforço quando comparado a análise incremental com a convencional, da ordem de 40%.

O esforço cortante da viga de transição observado foi no ponto de encontro com o apoio 3, que são os pilares P18=P21, onde houve redução deste esforço quando analisado todos os pontos de apoio da viga para o modelo com 10 pavimentos. Nesse caso a análise convencional apresentou-se mais desfavorável. No entanto, a redução da altura do edifício aumentou proporcionalmente a diferença entre o cortante deste ponto nas duas análises. Para o modelo com 10 pavimentos os valores máximos de cortante no ponto analisado foram cerca de 28% maiores que para o caso mais

desfavorável da análise incremental. Agora, com o modelo de 8 pavimentos, esse aumento foi de 142,06%, ou seja 2,5 vezes maior.

A observação da carga axial do pilar que descarrega na viga de transição mostra um aumento de 1607,3kN para 2064,14kN, cerca de 28%. Os resultados para esforço normal dos pilares são esperados devido a inserção da carga de montagem, bem como nos maiores deslocamentos devido ao efeito do tempo (retração e fluência).

Do ponto de vista de deformação da estrutura tem-se primeiramente uma mudança do caso de carregamento de análise convencional mais desfavorável. Para o edifício padrão com 10 pavimentos tinha-se o caso (a) gerando maiores deslocamentos. A diminuição no número de andares fez com que o caso de carregamento (b) decorresse nas maiores flechas. Além disso houve um aumento de quase 5 vezes (375%) comparando a análise incremental com a convencional.

Outro modelo foi criado retirando mais dois pavimentos. A análise com 6 pavimentos, Tabela 39, não mostrou diferença qualitativa nos resultados quando comparado as duas anteriores, apenas houve uma diminuição no percentual de aumento. A mudança do caso de carregamento mais crítico, do ponto de vista de deslocamentos, para a análise convencional não foi observada para esse número de pavimentos.

Tabela 39 – Resultados de esforços e deslocamentos para o modelo com 6 pavimentos

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	% diferença
DESLOCAMENTO VERTICAIS NO NÓ CENTRAL (cm)	0,015	0,042	0,17	0,13	0,15	304,76%
MOMENTO FLETOR NO NÓ CENTRAL (kNm)	475,16	466,52	679,56	383,51	434,76	43,02%
ESFORÇO CORTANTE NO APOIO 3 (kNm)	647,32	531,33	200,37	443,67	332,43	45,90%
ESFORÇO NORMAL NO P29=P30 (kNm)	1231,5	1098,5	1519,5	1489,9	1347,9	23,39%

Fonte: Autor, 2019.

O momento fletor aumentou cerca de 43% e o esforço normal no pilar P29=P30 23% com a utilização da análise incremental. De forma análoga ao caso

anterior o esforço cortante se mostrou maior na análise convencional, desta vez da ordem de 46% maior, número mais próximo ao modelo de 10 pavimentos.

O aumento no deslocamento devido a análise incremental é bem mais notório com o edifício de menor altura. Sendo de até 4 vezes maior do que quando realizada a análise convencional.

A última análise foi realizada com o edifício de 4 andares, resultados apresentados na Tabela 40.

Tabela 40 - Resultados de esforços e deslocamentos para o modelo com 4 pavimentos

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	% diferença
DESLOCAMENTO VERTICAIS NO NÓ CENTRAL (cm)	0,128	0,12	0,14	0,18	0,15	16,67%
MOMENTO FLETOR NO NÓ CENTRAL (kNm)	-7,15	25,4	15,82	-229,16	-133,78	121,26%
ESFORÇO CORTANTE NO APOIO 3 (kNm)	-861,94	-730,92	-494,45	-715,21	-587,42	20,52%
ESFORÇO NORMAL NO P29=P30 (kNm)	822,07	732,25	950,68	966,12	870,15	15,64%

Fonte: Autor, 2019.

Do ponto de vista qualitativo o modelo com 4 pavimentos foi o que apresentou mais mudanças nestes parâmetros observados, com relação aos modelos com mais pavimentos. O nível de carga na viga de transição diminuiu consideravelmente que fez com que os momentos fletores ficassem todos negativos no vão (inversão das faces da viga tracionadas), e com isso, as flechas no ponto de aplicação de carga foram positivas, ou seja, a viga se deslocou para cima.

O momento no ponto de aplicação de carga para este modelo não é mais de valores representativos, no entanto foi o esforço em que houve a maior diferença percentual chegando a inverter o sinal deste. Já o esforço cortante da viga demonstrou comportamento semelhante aos demais modelos. Quanto ao esforço normal no pilar de teve incremento de 18%, semelhante ao caso com 6 pavimentos.

4.7. Comparativo das alturas dos edifícios

O primeiro ponto a ser avaliado é como os deslocamentos variam de acordo com a altura quando se compara a análise convencional e a incremental. O modelo tomado para realizar essa comparação é o que possui a viga com 150cm de altura. Na Tabela 41 observa-se um incremento de deslocamento muito mais considerável ao mudar a altura de 4 pavimentos para 6 pavimentos, conforme aumentamos a quantidade de pavimentos para 8 e 10 os deslocamentos aumentam, uma vez que o nível de carregamento é maior, no entanto, ocorre em uma proporção menor, para qualquer que seja a combinação de ações.

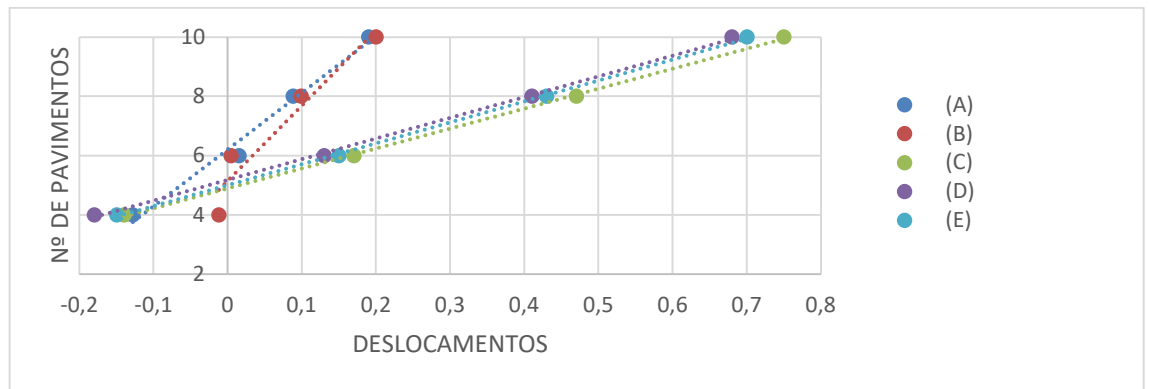
Tabela 41 - Deslocamentos verticais no nó central da viga de transição para os casos de carregamento (A), (B), (C), (D) e (E)

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	Nº de vezes maior
MODELO	DESLOCAMENTO VERTICAIS NO NÓ CENTRAL (cm)					
MOD_150_4PVT	0,0128	0,012	0,14	0,18	0,15	10,9
MOD_150_6PVT	-0,015	-0,0042	-0,17	-0,13	-0,15	11,3
% Diferença entre os pavimentos acima	98,50%	95,80%	83,00%	87,00%	85,00%	-
MOD_150_8PVT	-0,088	-0,099	-0,47	-0,41	-0,43	5,3
% Diferença entre os pavimentos acima	486,67%	135,71%	176,47%	215,38%	186,67%	-
MOD_150_10PVT	-0,19	-0,20	-0,75	-0,68	-0,7	3,9
% Diferença entre os pavimentos acima	115,91%	102,02%	59,57%	65,85%	62,79%	-

Fonte: Autor, 2019.

A variação dos deslocamentos nos diferentes casos de carregamento a medida que a altura do edifício é modificada é ilustrada no gráfico 4.

Gráfico 4 - Influência do número de pavimentos do edifício no deslocamento vertical no nó central



Fonte: Autor, 2019.

Os deslocamentos do modelo com 4 pavimentos mudam de sentido quando comparados aos outros modelos. Quando comparamos, para o caso de carregamento (A), o deslocamento do modelo com 8 pavimentos chega a ser mais que 5 vezes maior que o modelo com 6 pavimentos, já o aumento para modelo de 10 pavimentos em comparação com o de 8 pavimentos é cerca de duas vezes maior.

Já ao realizar a análise incremental, para o caso de carregamento (C), o incremento é menor com o aumento da altura. O deslocamento do modelo de 8 pavimentos é ao em torno de 3 vezes maior que o modelo com 6 andares, enquanto o modelo com 10 pavimentos apresenta incremento de 60% no deslocamento quando comparado ao modelo de 8 pavimentos. É interessante perceber que os casos com análise incremental o aumento de deslocamento a medida que se aumenta a altura do edifício é mais sutil.

Quando a comparação é da diferença de deslocamento entre a análise convencional e a incremental tem-se crescimentos maiores da variável para os edifícios de menores alturas. Para os casos de carregamento (A) e (C) tem-se um aumento proporcional nos deslocamentos da ordem de 10 vezes mais para os modelos com 4, 6 e de 5 vezes maior para os com 8 e 10 pavimentos.

Isso acontece porque a análise incremental contabiliza deslocamentos maiores, o que redistribui os esforços nos pilares, diminuindo a carga do que se apoia sobre a

viga de transição. Quanto maior for a altura, maiores os deslocamento, e menor a carga neste pilar, por isso, o aumento proporcional acaba sendo menor.

Esse resultado mostra a relevância da análise incremental em edifícios mais baixos quando se tem uma viga de transição no pórtico, o que para edifícios mais tradicionais os efeitos se dão para situações com maior quantidade de andares.

A Tabela 42 avalia como o momento fletor no mesmo ponto crítico varia com o aumento dos pavimentos da edificação para todos os casos de carregamento.

Tabela 42 – Momentos Fletores no nó central da viga de transição para os casos de carregamento (A), (B), (C), (D) e (E)

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	Nº de vezes maior
MODELO	MOMENTO FLETOR NO NÓ CENTRAL (kNm)					
MOD_150_4PVT	-7,15	25,4	15,82	-229,16	-133,78	2,21
MOD_150_6PVT	475,16	466,52	679,56	383,51	434,76	-1,43
% Diferença entre os pavimentos acima	47616%	1737%	4196%	-267%	-425%	-
MOD_150_8PVT	919,12	875,45	1313,25	961,8	975,5	-1,43
% Diferença entre os pavimentos acima	93,43%	87,66%	93,25%	150,79%	124,38%	-
MOD_150_10PVT	1344,31	1269,21	1930,90	1522,67	1502,63	-1,44
% Diferença entre os pavimentos acima	46,26%	44,98%	47,03%	58,31%	54,04%	-

Fonte: Autor, 2019.

O comportamento do momento fletor é muito semelhante ao do deslocamento, até mesmo porque existe dependência entre estas grandezas. Destaca-se então um maior incremento quando comparamos o edifício de 6 pavimentos com o de 4 pavimentos, e menores aumentos proporcionais para a mudança de 6 para 8 andares e de 8 para 10 pisos.

Esse aumento do primeiro modelo com 4 pavimentos para o segundo modelo – 6 pavimentos – passa de 10 vezes maior e para alguns casos de carregamento inclusive há reversão de sinal. Enquanto do segundo para o terceiro, com 8 pavimentos, os

esforços duplicam. E do terceiro para o mais alto, com os 10 andares, há aumento de cerca de 50%.

Os efeitos da análise incremental podem ser observados quando comparamos os valores do caso de carregamento (C) com o caso de carregamento (A). Observa-se certa equivalência no aumento proporcional independente da altura do edifício. Apenas o modelo com 4 pavimentos acaba demonstrando um aumento na faixa de 2 vezes maior, comparado a cerca de 1,4 vezes maior identificada para as demais alturas. Porém os valores de momento fletor no edifício com 4 andares se mostraram qualitativamente diferente dos demais, não podendo então ser referencial.

Para os esforços solicitantes de cisalhamento na viga no encontro com o seu apoio 3, o pilar P18=P21, apresenta-se a Tabela 43.

Tabela 43 – Esforços cortantes no nó de encontro do apoio 3 com a viga de transição para os casos de carregamento (A), (B), (C), (D) e (E)

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)
MODELO	ESFORÇO CORTANTE NO APOIO 3 (kNm)				
MOD_150_4PVT	-861,94	-730,92	-494,45	-715,21	-587,42
MOD_150_6PVT	-647,32	-531,33	-200,37	-443,67	-332,43
MOD_150_8PVT	-448,25	-344,3	82,71	-185,18	-87,34
MOD_150_10PVT	-256,08	-162,38	360,56	67,39	157,72

Fonte: Autor, 2019.

Para este tipo de esforço há semelhantes modificações proporcionais independente do número de pavimentos no edifício. No entanto, para as maiores alturas, notou-se uma inversão no sinal do esforço. Essa diferença ocorre entre a análise incremental e a análise convencional, devido o maior nível de carregamento o incremento passa a inverter os sinais do esforço, no ponto de vista de cortante o dimensionamento é realizado com o valor absoluto, logo a análise incremental resultaria em dimensionamento mais econômico.

Como última análise da influência da altura, será avaliado o esforço normal no pilar P29=P30, o que descarrega sobre a viga de transição, apresentado na Tabela 44.

Tabela 44 - Esforços normais no pilar que se apoia na viga de transição para os casos de carregamento (A), (B), (C), (D) e (E)

CASO DE CARREGAMENTO	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	Nº de vezes maior
MODELO	ESFORÇO NORMAL NO P29=P30 (kNm)					
MOD_150_4PVT	822,07	732,25	950,68	966,12	870,15	-1,16
MOD_150_6PVT	1231,55	1098,47	1519,52	1489,89	1347,97	-1,23
% Diferença entre os pavimentos acima	49,81%	50,01%	59,84%	54,21%	54,91%	-
MOD_150_8PVT	1607,3	1435,5	2064,14	1985,3	1802,2	-1,28
% Diferença entre os pavimentos acima	30,51%	30,68%	35,84%	33,25%	33,70%	-
MOD_150_10PVT	1967,66	1758,9	2596	2466,7	2244,8	-1,32
% Diferença entre os pavimentos acima	22,42%	22,53%	25,77%	24,25%	24,56%	-

Fonte: Autor, 2019.

Aqui, o comportamento se assemelha aos deslocamentos quando analisamos caso a caso de carregamento apenas variando a altura. O incremento proporcional do esforço vai diminuindo conforme a altura aumenta, sendo assim, a diferença do esforço do edifício com 6 pavimentos para o de 4 pavimentos - cerca dos 50% - é bem mais significativa que quando comparamos o de 6 com o de 8 andares - 30%, e o de 8 com o de 20%.

Já com relação aos efeitos da análise incremental são maiores quando as edificações vão se tornando mais altas. Apresenta-se uma diferença nos esforços de 16%, 23%, 28% e 32% para os modelos de 4, 6, 8 e 10 pavimentos, respectivamente.

Este fato deve-se a análise incremental contabilizar maiores deslocamentos na viga de transição o que diminui o valor da carga do pilar que nela descarrega. Dessa forma, maiores alturas configuram maiores deslocamentos, o que acarreta em uma redistribuição mais considerável e por isso menores aumentos relativos deste esforço.

CAPÍTULO V

5. Conclusões

A partir dos resultados obtidos foi possível afirmar que edifícios onde existem vigas de transição a análise incremental tem maior importância. Por se tratar de um elemento essencial devido a tendência a causar um colapso da estrutura se mal dimensionada, além de seu desempenho em serviço, como deslocamentos, afetar diversos outros elementos estruturais da edificação, uma vez que apoia um pilar que serve também de apoio a outras vigas.

Do ponto de vista do aumento da rigidez da viga de transição, através da mudança da altura de sua seção transversal, permitiu entender como esse tipo de viga atua em um edifício, uma vez que quanto mais rígida (maiores dimensões) maior será a carga atuante no pilar que tem apoio indireto, e devido a redistribuição de esforços uma menor parcela irá para os demais pilares. Dessa forma, deve-se tomar cuidado ao enrigecer demais o elemento no intuito de diminuir seus esforços, pois essa alternativa acarreta um aumento na carga concentrada na viga de transição e pode não ser uma opção eficiente.

Com essa mesma análise (mudança de altura da viga de transição) entende-se como os deslocamentos interferem na redistribuição de esforços solicitantes, o que reafirma a importância da análise incremental considerando o efeito construtivo e do tempo (fluência e retração), uma vez que essa análise reproduz deslocamentos mais próximos a realidade, haja vista maiores que uma análise convencional.

Com a comparação entre modelos com diferentes casos de carregamento pôde-se notar que para a análise convencional são maiores deslocamentos para o caso de carregamento onde a sobrecarga de utilização atua como variável principal. Já para a análise incremental, tem-se a situação mais desfavorável quando a carga de montagem é inserida na combinação como variável principal, mostrando a relevância deste carregamento muitas vezes desconsiderado em uma análise estrutural convencional.

Um comparativo entre os modelos que trouxeram resultados mais desfavoráveis (tanto na análise convencional como na incremental) observou-se as consequências que a não consideração do efeito construtivo, de fluência e retração

podem acarretar a estrutura. Destaca-se deslocamentos no ponto de aplicação de carga do pilar na viga de transição aumentando em quase 4 vezes seu valor, o aumento dos momentos fletores na viga de transição da ordem de 35% e consequente modificação dos momentos nas vigas dos pavimentos superiores, passando de negativos para positivos em alguns casos.

A influência da altura da edificação nos efeitos analisados mostrou que edifícios baixos que tem viga de transição merecem grande atenção. Quando o edifício tem 6 pavimentos, por exemplo, tem seu deslocamento cerca de 10 vezes maior que o edifício com 4 pavimentos. Enquanto o edifício de 10 pavimentos aumenta em 5 vezes o deslocamento comparado ao que tem 8 andares de altura, mostrando que o incremento da altura fixo (2 andares) tende a exercer uma menor influência no deslocamento. Além disso, os efeitos nos deslocamentos da viga devido a análise incremental são bem mais consideráveis quando a edificação tem menor altura.

5.1. Sugestões para trabalhos futuros

Devido o baixo número de referências que traziam o elemento viga de transição como ponto de estudo, pode-se considerar este trabalho como um inicial que possibilita continuação da pesquisa e aperfeiçoamento.

Um próximo passo será a modelagem do edifício em 3D, para identificar se os demais elementos da edificação exercem influência nos esforços da viga de transição, principalmente as lajes e os deslocamentos horizontais gerados pelo vento no pórtico na direção perpendicular ao eixo da viga. Com isso realizar a modelagem com novas configurações de plantas, principalmente assimétricas, para observar as possíveis mudanças.

O ensaio em modelos reduzidos apresenta condicionantes complicadores, uma vez que o estudo da fluência requer ensaios mais longos. Dessa forma, uma sugestão seria ensaiar o carregamento sequencial e notar o comportamento do elemento viga de transição reduzido com o incremento de carga seguindo um cronograma de carregamento e comparar com a carga atuando em um único tempo, como é realizada a modelagem da análise convencional.

Outros pontos que podem influenciar os resultados seria a variação de propriedades do concreto, tais como resistência característica aos 28 dias, concretos com alta resistência inicial, diferentes módulos de elasticidade, entre outros aspectos. Como última sugestão tem-se a contabilização autoral da carga de montagem, informando quais cargas foram consideradas, realizando o cálculo detalhada e se possível com dados de uma edificação real.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI, COMMITTEE 347. Guide to Formwork for Concrete. **ACI 347-14**. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1992.

ALVA, G. M. S. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Notas de aula da disciplina de Estruturas de Concreto da Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos**. ed. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931- Execução de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15696: Formas e scoramentos para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos**. Rio de Janeiro, 2009.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8621: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ALVARADO, Y. A.; PÉREZ-GÓMEZ, M. I.; CASTELLANOS-REYES, J. A.; GASH, I. **Technical and economic study of striking and clearing operations in buildings under construction. Case study in Bogotá, Colombia**. DYNA 83 (199) pp. 102-107. Colombia, 2016. Disponível em: : <http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v83n199.56086>

BARBOZA, M. R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. Relatório final de iniciação científica – FAPESP. Universidade Estadual Paulista, UNESP. Bauru, SP. 2008. 166p.

BARBORA, M. F.; SANTIAGO FILHO, H. A.; PEREIRA, R. G. da S.; OLIVEIRA JÚNIOR, E. R.; OLIVEIRA, G. M. L.; SILVA, F. A. N. **ANÁLISE DOS ESFORÇOS SOLICITANTES EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO**. Anais do 59º Congresso Brasileiro de Concreto. Bento Gonçalves -RS, 2017.

CEB-FIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURES. **Evaluation of the time dependente behaviour of concrete**. Bulletin d'information, Lausanne, n.199, 201p., 1990.

CHOI, C.K.; KIM, E. **MULTISTORY FRAMES UNDER SEQUENTIAL GRAVITY LOADS**. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.111, n. 11, p. 2373-2384, Nov, 1985.

COELHO, A. O. L. **INFLUÊNCIA DAS ETAPAS DE CONSTRUÇÃO E CARREGAMENTO NA ANÁLISE DE PÓRTICOS PLANOS EM EDIFÍCIOS ALTOS**. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2003.

COELHO, L. H.; GORZA, L. S. **ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA DE EDIFÍCIOS METÁLICOS DE ANDARES MÚLTIPLOS**. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, v. XII – Projetos de Estruturas de Concreto, p. XII58-71, 2005.

EUROCODE 2 – **Design of concrete structures** Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1/2004.

GRUNDY, P.; KABAILA, A. **CONSTRUCTION LOADS ON SLABS WITH SHORED FORMWORK IN MULTISTORE BUILDINGS**. ACI Structural Journal, v. 60, n. 12, Dec., p. 1729-1738, 1963.

KATAOKA, LUCIANA TIEMI. **ANÁLISE DA DEFORMABILIDADE POR FLUÊNCIA E RETRAÇÃO E SUA UTILIZAÇÃO NA MONITORAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO**. Tese de doutorado em Engenharia Civil – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP. 2010. 230 p.

KRIPKA, MOACIR. **ANÁLISE INCREMENTAL CONSTRUTIVA DE EDIFICAÇÕES**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO. Rio de Janeiro, RJ. 1990. 139p.

KRIPKA, M.; SORIANO, H. L. **Sistema para análise incremental construtiva de edificações**. In: CONGRESSO IBERO-LATINO-AMERICANO SOBRE MÉTODOS COMPUTACIONAIS PARA ENGENHARIA, v. 1, p. 381-390, Porto Alegre, 1992.

PRADO, J.F.M.A. **ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS A AÇÕES DE CONSTRUÇÃO**. Tese de doutorado em Engenharia Civil - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 1999. 203 p.

PRADO, J. F. M. A.; CÔRREA, M. R. S. **ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS A AÇÕES DE CONSTRUÇÃO**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n.19, p. 51-79, 2002.

LEITE, ANA CECÍLIA FERREIRA. **COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÕES DE CONCRETO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS CONSIDERANDO O EFEITO CONSTRUTIVO**. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil – Universidade Católica de Pernambuco. Recife, PE. 2015. 163 p.

MADUREIRA, E. L. **Estruturas de concreto armado I – Notas de Aula**. UFRN - Natal/RN, 2015.

MARQUES, O. C., FEITOSA, L. A., ALVES, E. C. **AValiação dos efeitos construtivos e interação soloestrutura na estabilidade**

GLOBAL DA ESTRUTURA. Congresso Ibérico Latino-americano de Métodos Computacionais em Engenharia, Florianópolis, 2017.

MENON, N. V., NOGUEIRA, R. S. **INCREMENTAL ANALYSIS OS TALL BUILDING FRAMES ON REINFORCED CONCRETE.** Science & Engineering Journal ISSN 1983-4071. N. 24, p. 79-88, jan. – jun. 2015.

OLIVEIRA, RICARDO. **ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE ESTRUTURAS PLANAS DE CONCRETO ARMADO COM A CONSIDERAÇÃO DA FLUÊNCIA.** Tese de doutorado em Engenharia Civil – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP. 2011. 164 p

Pinho, M. F., Araújo, E. R., REGIS, P. A., **Pontes Integrais – Aspectos de Projeto e Construção,** Trabalho de Conclusão de Curso de Pós-Graduação, UFPE, Recife, PE, Brasil, 2011.

RABELO, B. V. **Análise de uma estrutura de edificação com viga de transição.** Projeto de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ. 2012. 49p.

SALVADOR, PAULO FERNANDO. **INFLUÊNCIA DOS CICLOS DE EXECUÇÃO NAS DEFORMAÇÕES DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DE EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS.** Dissertação de mestrado em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS. 2007. 141 p.

SANTIAGO FILHO, H. A., PEREIRA, R.G.S., SILVA, F.A.N. **COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO DEVIDO AOS EFEITOS CONSTRUTIVOS.** 11F. ANAIS DO 56º CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, NATAL, 2014.

SANTOS, HUDSON CHAGAS DOS. **ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO SOB O EFEITO DO TEMPO: Uma abordagem consistente com consideração da viscoelasticidade, da plasticidade, da fissuração, da protensão e das etapas construtivas.** Tese de doutorado em Engenharia Civil – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP. 2006. 160 p.

SELVARAJ. S.; SHARMA, S. R. **INFLUENCE OF CONSTRUCTION ON THE STRESSES IN TALL BUILDING FRAMES.** Regional Conference on Tall Buildings, Bangkok, Jan., pp. 197-211., 1974.

SOARES, R. A. C. **ANÁLISE SEQUENCIAL CONSTRUTIVA DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES EM AÇO.** Monografia de especialização em MBA em Projeto, Execução e Controle de Estruturas e Fundações. Revista Online IPOG, Porto Alegre, 2015.

SILVA, P. C. S., CUNHA, C. H. M., DUTRA, E. X., REZENDE, L. C. **Estudo da Influência do Método Construtivo na Redistribuição dos Esforços em Pórticos de Concreto Armado.** IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2016.

ANEXO I - Revisão sistemática

A revisão sistemática sobre os efeitos construtivos, da fluência e retração em estruturas de concreto armado realizada incluiu trabalho como teses, dissertações, trabalhos de conclusão de curso, artigos de periódicos e artigos de congresso. Não foi restringido a princípio período de publicação a fim de mapear o histórico geral do tema e sua evolução de publicação. Buscou-se nas referências aqui incluídas identificar o ano de publicação; onde foram publicados; o país onde realizou-se a pesquisa; as palavras chaves apresentadas; o procedimento metodológico utilizado pelo autor; o tipo de elemento estudado; e a quantidade de pavimentos do modelo analisado no trabalho.

A questão de investigação da revisão foi definida anteriormente a questão da pesquisa da dissertação, o intuito da revisão era verificar as lacunas e possíveis objetos de estudo para o recente trabalho. Com isso a questão foi: “Quais são os tipos de estudos e elementos que estão sendo abordados no estudo dos efeitos construtivos, de retração e fluência?”. Além disso, outras sub questões buscam ser respondidas como: “O tema é atual?”; “Como é o nível de publicação deste tema no Brasil?”; “Há um faixa de números de pavimento padrão nos estudos?”; “Qual a qualidade das publicações?; “Existem trabalhos em bons periódicos com o tema?”.

No critério PICO pode-se definir a população do estudo como Estruturas de Concreto Armado, como intervenção tem-se a Análise Incremental e efeitos no tempo, como comparação é a Análise Estrutural Convencional e como resultados (outcomes) esperados seria uma diferença nos valores de esforços solicitantes da estrutura. Esta pesquisa tem caráter qualitativo, com objetivo exploratório e descritivo. O método para realização da revisão é em etapas e baseado no modelo PRISMA (MOHER; LIBERATI; TETZLAFF et al., 2015).

A primeira etapa consiste na escolha das bases de dados a serem pesquisadas. Foram escolhidas as bases: Science Direct, Scopus, Google Acadêmico, Periódico Capes e Biblioteca digital de teses e dissertações. As três primeiras por serem bases mundialmente reconhecidas e alcançarem todas as áreas do conhecimento, as outras duas por serem bases de dados no exacto nacional com grande volume de publicações. Em especial a Biblioteca digital de teses e dissertações (BDTD) foi escolhida no intuito de encontrar trabalhos de pesquisa inovadores que muitas vezes não são publicados em

periódicos ou congressos, mas tem uma grande importância para o desenvolvimento de pesquisa no tema, principalmente as teses com seu caráter inédito.

A etapa número 2 é a definição das palavras-chaves e *string* de busca usada nas bases. Em português as palavras escolhidas foram: edifícios de concreto armado, efeitos construtivos, etapas de construção, fluência e retração. No entanto, como na maioria dos trabalhos são exigidos resumo e palavras chaves também em inglês a *string* foi contruída apenas neste idioma. Sendo assim, foram utilizadas a string "*reinforced concrete buildings*" AND ("*constructive effects*" OR "*staged construction*" OR *creep* OR *shrinkage*); e "*reinforced concrete*" AND ("*constructive effects*" OR "*staged construction*" OR *creep* OR *shrinkage*). A segunda *string* resolveu ser inserida visto que a primeira não trazia uma quantidade razoável de trabalhos, principalmente na BDTD.

A terceira etapa nada mais é que a busca na base. Como já informado não foi primeiramente definido um período de publicação fixo, porém, a busca no Google Acadêmico rendeu uma quantidade muito grande de artigos, e para restringir um pouco mais a busca foi inserido um filtro para apenas os trabalhos a partir de 2014 serem apresentados nesta base. Bem como na BDTD, sendo que nesta os trabalhos excluídos foram os datados no ano inferior a 2007.

Nas demais bases foram aplicados filtros de forma a serem mostrados apenas trabalhos com acesso completo, nestas bases apenas artigos foram pesquisados (foram excluídos outros trabalhos como teses, livros, *reports*, entre outros) e também as que permitiam a classificação por temática foram aplicados de forma a retirar trabalhos de outras áreas como saúde e relações humanas, por exemplo. Outra particularidade do Google acadêmico foi a exclusão de artigos que trouxessem a palavra *seismic* - sismo, como esta base era a que recolhia maior número de trabalhos e análise de uma quantidade muito grande de títulos se torna improdutiva, portanto foi logo identificado que diversos trabalhos traziam a abordagem sobre sismos que não é a temática em questão, e assim decidiu-se excluí-los.

Logo depois realizou-se a quarta etapa, que é a análise dos artigos. Esta etapa realiza a primeira exclusão dos trabalhos devido falta de aderência com o tema e duplicidade entre bases ou não encontrado artigo na íntegra. Na revisão aqui apresentada a maioria dos trabalhos excluídos tratavam dos efeitos construtivos,

retração e fluência, mas em uma abordagem que não coindizia com o tema proposto para a dissertação; como por exemplo: estruturas metálicas, em situação de sismo, em situação de incêndio, em estruturas reforçadas com compósitos, e, em estruturas não reticuladas (chapas curvas, cascas...).

Nesta etapa pode-se incluir uma etapa intermediária acrescida aqui como incremento na metodologia: a técnica de *snowballing*. Na análise dos trabalhos é possível ir até as suas referências e através dos títulos nela apresentados encontrar mais pesquisas que possam contribuir com a revisão. Esta técnica faz com que haja uma maior abrangência e que possam ser encontrados publicações chaves, ou seja, publicações que servem de referência para diversas pesquisas e sempre são citadas, o que indica uma provável alta qualidade do trabalho ou ainda o autor pioneiro no estudo da temática.

A última etapa é a leitura completa dos artigos selecionados. Nesta fase ainda podem ser realizados cortes, pois a análise de títulos e resumos muitas vezes não é suficiente para identificar que o trabalho não apresenta a temática que interessa na revisão. É aqui onde os resultados são extraídos e as lacunas são identificadas.

Levantamento dos trabalhos

A realização da busca na base resultou em 2406 títulos. Com a aplicação dos primeiros filtros o número baixou para 729 e caiu para 353 com o outro filtro no Google acadêmico. Com a análise dos títulos e resumos foi possível ficar apenas com 19 pesquisas que aumentaram para 31 após o processo de snowballing. Descartando os títulos repetidos apenas 1 foi excluído, ficando o total de 30 artigos/pesquisas para leitura completa.

Na última etapa mais 5 artigos/pesquisas foram retirados e assim, 25 trabalhos fazem parte desta revisão sistemática. O quadro 1 apresenta o resumo das quantidades e processo de exclusão.

Quadro 1 - Resumo da busca nas bases de dados e exclusão de títulos

BASE DE DADOS	PRIMEIRA BUSCA	%	INSERINDO FILTROS	%	OUTROS FILTROS	%
SCOPUS	29	%	2	0,3%	2	0,6%
GOOGLE ACADÊMICO	1880	8%	569	8,1%	193	4,7%
CAPEB	258	1%	131	8,0%	31	7,1%
BDTB	54	2%	16	0,2%	16	0,5%
SCIENCE DIRECT	185	8%	11	0,5%	11	0,1%
PELO PROCESSO BOLA DE NEVE - SNOWBALLING	-	-	-	-	-	-
TOTAL	2406	100%	729	100%	353	100%
BASE DE DADOS	AValiação DO TÍTULO	%	EXCLUSÃO DE ARTIGOS REPETIDOS	%	LEITURA DO ARTIGO	%
SCOPUS	1	3%	1	3%	0	0%
GOOGLE ACADÊMICO	10	32%	9	0%	9	6%
CAPEB	2	6%	2	7%	2	8%
BDTB	5	16%	5	7%	5	20%
SCIENCE DIRECT	1	3%	1	3%	1	4%
PELO PROCESSO BOLA DE NEVE - SNOWBALLING	12	39%	12	40%	8	32%
TOTAL	31	100%	30	100%	25	100%

Fonte: Autor, 2019.

- **Levantamento temporal**

O levantamento temporal foi realizado no intuito de analisar a evolução histórica da pesquisa do tema abordado ao longo dos anos. É possível retirar deste levantamento o ano e autoria pioneira na temática, bem como se há uma ascensão em algum período no número de publicações, a depender de quando e se ocorre essa

ascensão pode-se definir o tema como atual ou não e se há campo para continuar estudando sobre ele. A Figura 5 mostra o gráfico da linha do tempo das pesquisas e indica forte ascensão nos últimos anos, sendo então, um tema atual com ápice no ano de 2017.

Figura 33 - Evolução do número de publicações ao longo dos anos.



Fonte: Autor, 2019.

- **Quanto ao local de publicação**

Identificar onde as pesquisas foram publicadas pode ser um bom indicativo da qualidade das pesquisas realizadas, bem como indicar uma revista estratégica para publicação de um novo trabalho. Observa-se que um alto número de pesquisas não foram publicados ou geraram artigos de congresso, e não há uma revista padrão ao qual a maioria dos artigos estão. No entanto, encontrou-se publicações em revistas como a Construction and Building Materials que tem uma alto fator de impacto o que demonstra uma boa qualidade da temática por ser aceita em revistas de grande reconhecimento. O quadro 2 apresenta os locais de publicação.

Quadro 2 - Locais de publicação dos títulos

LOCAL DE PUBLICAÇÃO	QUANTIDADE	F.I
Construction and Building Materials- ISSN 0950-0618	2	3,485
Engineering Structures - ISSN 0141-0296	1	2,54
Journal of Structural Engineering - ISSN 0733-9445	1	2,168
Journal of the Korea Concrete Institute - pISSN 1229-5515	1	1,019
Structures and Buildings - ISSN 1751-7702	1	0,51
Science & Engineering Journal - ISSN 1983-4071	1	0,107
DYNA - ISSN 0012-7353	1	0,045
Revista Ibracon de Estruturas e Materiais - ISSN 1983-4195	1	0,028
TSINGHUA SCIENCE AND TECHNOLOGY - ISSN 1007-0214	1	0,00135
ARTIGOS DE CONGRESSO	6	NA
TESES/DISSERTAÇÕES NÃO PUBLICADAS	8	NA
Cadernos de Engenharia de Estruturas de São Carlos	1	NA

Fonte: Autor, 2019.

- **Tipologia dos elementos/modelos estudados**

Nesta análise busca-se entender se há um tipo de elemento e/ou modelo que é estudado em específico com mais frequência ou ainda ver se algum não é muito estudado e tem possibilidade de ser inovador. Grande parte dos trabalhos utilizaram os modelos de pórticos 3D para suas pesquisas. No tocante a elementos isolados identificou-se que as lajes se destacam, muito devido os estudos de estágios de construção e sistemas de reescoramentos.

Elementos especiais como vigas de pontes, encontro viga-pilar obtiveram apenas um trabalho cada um mostrando falta de títulos com elementos de grande complexidade. Pode-se conferir a tipologia dos elementos no quadro 3.

Quadro 3 - Tipologia dos elementos/modelos

ELEMENTO/MODELOS	QUANTIDADE
EDIFÍCIO EM PÓRTICOS 2D	4
EDIFÍCIO EM PÓRTICOS 3D	10
PILARES	1
VIGAS	2
LAJES	4
PAREDE-VIGA-PILAR-LAJE	1
ENCONTRO VIGA-PILAR	1
CORPOS DE PROVA	1
VIGA TRANSVERSINA DE PONTE	1

Fonte: Autor, 2019.

- **Número de pavimentos utilizados nos trabalhos**

A distribuição quanto ao número de pavimento dos edifícios analisados (quando a análise é de edifícios completos) mostrou que não há uma faixa de pavimentos que haja mais frequência na abordagem dos estudos. Inclusive não se havia explicações claras quanto a escolha do número de pavimentos determinado, a exceção dos estudos de casos que se baseavam em estruturais reais.

Apenas o trabalho de Kripta (1990) usou mais de um edifício com número de pavimentos diferentes, mas ainda assim não houve um foco na comparação ou na identificação de alturas críticas para a consideração dos efeitos construtivos. O quadro 4 classifica os trabalhos com relação ao número de pavimentos do modelo.

Quadro 4 - Número de pavimentos do modelo

Nº DE PAVIMENTOS	QUANTIDADE
3 PAVIMENTOS	3
4 PAVIMENTOS	1
7 PAVIMENTOS	1
11 PAVIMENTOS	1
13 PAVIMENTOS	1
15 PAVIMENTOS	2
16 PAVIMENTOS	1
20 PAVIMENTOS	1
23 PAVIMENTOS	2
25 PAVIMENTOS	1
45 PAVIMENTOS	2
NÃO INFORMADO OU NÃO SE APLICA	8
CONSIDERAÇÃO DE APENAS 1 ANDAR	3

ATÉ 10	10 À 20	20À 30	ACIMA DE 30
5	5	4	2

Fonte: Autor, 2019.

ANEXO II - Dimensionamento a flexão simples

Como o objetivo do trabalho não é o dimensionamento da peça esse valor da área de aço será dado através de um dimensionamento rápido utilizando-se das tabelas dos coeficientes k_c e k_s .

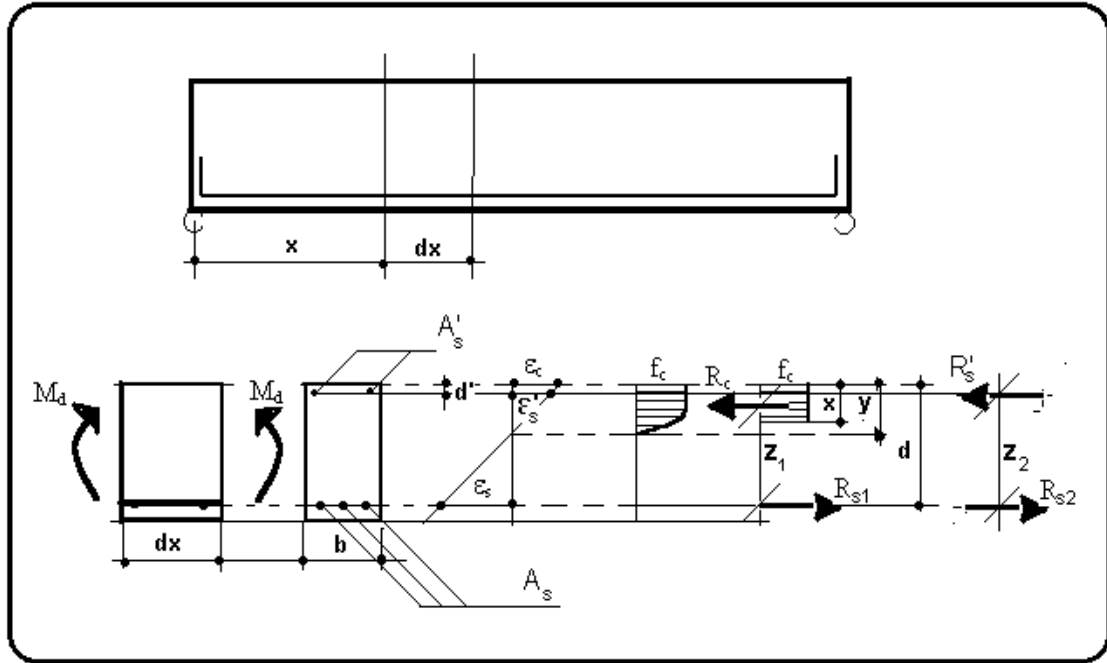
Através das informações geométricas da seção, resistência do concreto e do momento de cálculo (já majorado pelos coeficientes) é possível determinar os coeficientes que auxiliam no cálculo da área de aço. Observando a tabela também encontrados o coeficiente β_x que relaciona a profundidade da linha neutra da seção com a altura útil, esta informação está intimamente ligada ao domínio de deformação que a seção está sendo dimensionada.

Na direita da tabela estão sinalizados os domínios de deformação para cada valor de coeficiente k_c e k_s . Quando os valor de k_c começam a diminuir, devido maiores momentos solicitantes ou menores dimensões de viga, a peça começa a passar para o domínio 4, onde é necessário o uso de armadura dupla. Para casos de coeficientes muito baixos não é mais possível retirar valores de k_s para o aço CA-50, o que significa a não possibilidade de dimensionamento da tal seção, mesmo com o uso de armadura dupla.

A armadura dupla, portanto, é uma alternativa de dimensionamento quando o valor de momento passa a ser muito alto para ser absorvido pela armadura simples de flexão com as dimensões da seção analisada. Esta armadura nada mais é que utilizar o aço na face superior da viga como forma de auxílio ao concreto na absorção das tensões de compressão, com isso os níveis de deformação no concreto e aço voltam aos limites do domínio 3 e é garantida uma maior segurança ao elemento estrutural.

A área de aço total é obtida a partir do desmembramento do momento fletor solicitante em duas parcelas M_{1d} e M_{2d} . A primeira será equilibrada pelo conjugado de forças resistente do concreto e da relativa a área de aço A_{s1} , essa parcela de momento então é o limite para a seção absorver apenas com armadura simples. A segunda parcela é o restante do momento que ultrapassa o limite citado, esse valor complementar será absorvido pelo conjugado de forças de duas armaduras, uma na face comprimida e outra na tracionada. A Figura 19 ilustra as componentes de forças e momentos que equilibram a seção com armadura dupla.

Figura 34 - Seção transversal com armadura dupla



Fonte: Madureira, 2015.

Para encontrar o momento fletor limitante utilizamos o βx limite do domínio 3 para o 4. Para os concretos do grupo I, com resistência a compressão menor que 50MPa, esse limite é cerca de 0,45. O próximo passo é encontrar na tabela o k_c limite e com a equação do coeficiente encontrar a parcela de momento M_{1d} .

$$M_{1d} = \frac{b_w d^2}{k_{clim}} \quad \text{Eq. (30)}$$

$$A_{s1} = \frac{k_{slim} M_{1d}}{d} \quad \text{Eq. (31)}$$

$$M_{2d} = M_d - M_{1d} \quad \text{Eq. (32)}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2d}}{f_{yd}(d-d')} \quad \text{Eq. (33)}$$

A armadura total tracionada é a soma das duas armaduras A_{s1} e A_{s2} .

A armadura comprimida A_{s2} também é chamada de $A_{s'}$.

DETALHAMENTO DOS CÁLCULOS DA PESQUISA

Momento de fissuração das vigas de transição:

Utilizando a equação apresentada para a viga com altura de 90cm tem-se:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{Y_t} = \frac{1,5 \cdot (0,7 \cdot 0,3 \cdot \frac{353}{10}) \cdot (20 \cdot \frac{90^3}{12})}{90/2} = 9100 \text{ kNcm} = 91,00 \text{ kNm}$$

Para as demais alturas é modificado o cálculo da I_c , inércia da seção completa, e do Y_t , centro de gravidade da seção.

É possível então calcular os valores das inércias reduzidas com as diferentes alturas. Para a seção com 90cm tem-se:

- Momento fletor atuante = 1259,2 kNm

$$\text{- Valor de } k_c = \frac{20 \times 85^2}{(1,4 \times 1259,2 \times 100)} = \frac{144500}{176290} = 0,82$$

O valor de k_c não retorna valores de k_s possíveis para o dimensionamento da viga, portanto é impossível continuar os cálculos. O mesmo acontece quando calculados o K_c da viga com 120cm de altura. Apenas na viga com 150cm os cálculos conseguem prosseguir, estes são apresentados a seguir:

- Momento fletor atuante = 1930,9kNm

$$\text{- Valor de } k_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} \frac{20 \times 145^2}{(1,4 \times 1930,9 \times 100)} = \frac{420500}{270326} = 1,56$$

- Valor de $k_s = 0,028$ (retirado da tabela – necessidade de armadura dupla, domínio 4).

O valor ultrapassa o limite do dimensionamento no domínio 3, e por isso, necessita de armadura dupla na seção. Dessa forma, pode-se calcular:

$$M_{1d} = \frac{b_w d^2}{k_{clim}} = \frac{20 \times 145^2}{1,6} = 2628,12 \text{ kNm}$$
$$A_{s1} = \frac{k_{slim} M_{1d}}{d} = \frac{0,028 \times 262812}{145} = 50,75 \text{ cm}^2$$

$$M_{2d} = M_d - M_{1d} = 1,4 \times 1930,9 - 2628,12 = 75,14 kNm$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2d}}{f_{yd}(d-d')} = \frac{75,14 \times 100}{\frac{500}{1,15} \times (145-3)} = \frac{7514}{434,7 \times 142} = 0,12 cm^2$$

- Através da determinação das raízes da equação 26 encontra-se o valor de x1:

$$\frac{bw \cdot x1^2}{2} + \alpha e \cdot As' \cdot (x1 - d'') - As \cdot (d - x1) - \frac{bw}{2} \cdot (h - x1)^2 = 0$$

$$\frac{20 \cdot x1^2}{2} + 10 \cdot 0,12 \cdot (x1 - 3) - 52,2 \cdot (145 - x1) - \frac{20}{2} \cdot (150 - x1)^2 = 0$$

$$10x1^2 + 1,2x1 - 3,6 - 7569 + 52,2 x1 - 10x1^2 + 3000x1 - 225000 = 0$$

$$3053,4x1 - 232569 = 0 \rightarrow x1 = 76,2 cm$$

- Aplicando x1 na equação 25 é possível determinar Ic:

$$I_C = \frac{bw \cdot h^3}{12} + bw \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - x1\right)^2 + \alpha e \cdot As' \cdot (x1 - d'')^2 + \alpha e \cdot As \cdot (d - x1)^2$$

$$I_C = \frac{20 \cdot 150^3}{12} + 20 \cdot 150 \cdot \left(\frac{150}{2} - 76,2\right)^2 + 10 \cdot 0,12 \cdot (76,2 - 3)^2 + 10 \cdot 50,75 \cdot (145 - 76,2)^2$$

$$I_C = 8415083,3 cm^4$$

- Através da determinação das raízes da equação 27 encontra-se o valor de x2:

$$\frac{bw \cdot x2^2}{2} + \alpha e \cdot As' \cdot (x2 - d'') - As \cdot (d - x2) = 0$$

$$\frac{20 \cdot x2^2}{2} + 10 \cdot 1,2 \cdot (x2 - 3) - 52,2 \cdot (145 - x2) = 0$$

$$10x2^2 + 53,4 x2 - 7542 = 0 \rightarrow x2 = 25,02 cm$$

- Aplicando x2 na equação 28 é possível determinar I_{II}:

$$I_{II} = \frac{bw \cdot x2^3}{12} + \alpha e \cdot As' \cdot (x2 - d'')^2 + \alpha e \cdot As \cdot (d - x2)^2$$

$$I_{II} = \frac{20.25,02^3}{12} + 10.0,12.(25,02 - 3)^2 + 10.50,75.(145 - 25,02)^2$$

$$I_{II} = 26104,2 + 581,9 + 7514294,6 = 7540980,7\text{cm}^4$$

-A inércia equivalente deve ser calculada com o valor de momento de serviço já apresentados na tabela 15 anteriormente e vale para a viga de 150cm de altura 715kNm, portanto:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{252,78}{715}\right)^3 \cdot 0,3172 + \left[1 - \left(\frac{252,78}{715}\right)^3\right] \cdot 0,0754$$

$$I_{eq} = 0,0442 \cdot 0,08415 + (1 - 0,0442) \cdot 0,0754$$

$$I_{eq} = 0,02656 \leq I_c = 0,08415$$

Analogamente ao caso de análise incremental a seção com 90cm tem esforço solicitante que gera valor de k_c que impossibilita o dimensionamento mesmo na análise convencional:

- Momento fletor atuante = 935,6 kNm

$$\text{- Valor de } k_c = \frac{20 \times 85^2}{(1,4 \times 935,6 \times 100)} = \frac{144500}{130987} = 1,1$$

Já as vigas de 120cm e 150cm os cálculos conseguem prosseguir, o primeiro é apresentado a seguir:

- Momento fletor atuante = 1205,9kNm

$$\text{- Valor de } k_c = \frac{bw \cdot d^2}{Md} \frac{20 \times 115^2}{(1,4 \times 1205,9 \times 100)} = 1,6$$

- Valor de $k_s = 0,028$ (retirado da tabela – sem necessidade de armadura dupla, domínio 3).

$$\text{- Valor de } k_s = \frac{As \cdot d}{Md} \rightarrow As = \frac{(1,4 \times 1205,9 \times 100) \times 0,028}{115} = 41,1 \text{ cm}^2$$

- Através da determinação das raízes da equação 26 encontra-se o valor de x_1 :

$$\frac{bw \cdot x_1^2}{2} + \alpha e \cdot As' \cdot (x_1 - d'') - As \cdot (d - x_1) - \frac{bw}{2} \cdot (h - x_1)^2 = 0$$

$$\frac{20 \cdot x_1^2}{2} + 10 \cdot 0 \cdot (x_1 - 3) - 41,1 \cdot (115 - x_1) - \frac{20}{2} \cdot (120 - x_1)^2 = 0$$

$$10x_1^2 - 7426,5 + 41,1x_1 - 10x_1^2 + 2400x_1 - 144000 = 0$$

$$2441,1x_1 - 151426,5 = 0 \rightarrow x_1 = 62,03 \text{ cm}$$

- Aplicando x_1 na equação 25 é possível determinar I_c :

$$I_c = \frac{bw \cdot h^3}{12} + bw \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - x_1\right)^2 + \alpha e \cdot As' \cdot (x_1 - d'')^2 + \alpha e \cdot As \cdot (d - x_1)^2$$

$$I_c = \frac{20 \cdot 150^3}{12} + 20 \cdot 120 \cdot \left(\frac{120}{2} - 62,03\right)^2 + 10 \cdot 41,1 \cdot (115 - 62,03)^2$$

$$I_c = 3062892,0 \text{ cm}^4$$

- Através da determinação das raízes da equação 27 encontra-se o valor de x_2 :

$$\frac{bw \cdot x_2^2}{2} + \alpha e \cdot As' \cdot (x_2 - d'') - As \cdot (d - x_2) = 0$$

$$\frac{20 \cdot x_2^2}{2} + 10 \cdot 0 \cdot (x_2 - 3) - 41,1 \cdot (115 - x_2) = 0$$

$$10x_2^2 + 41,1x_2 - 4726,5 = 0 \rightarrow x_2 = 19,8 \text{ cm}$$

- Aplicando x_2 na equação 28 é possível determinar I_{II} :

$$I_{II} = \frac{bw \cdot x_2^3}{12} + \alpha e \cdot As' \cdot (x_2 - d'')^2 + \alpha e \cdot As \cdot (d - x_2)^2$$

$$I_{II} = \frac{20 \cdot 25,02^3}{12} + 10 \cdot 0 \cdot (19,8 - 3)^2 + 10 \cdot 41,1 \cdot (115 - 19,8)^2$$

$$I_{II} = 571748,0 \text{ cm}^4$$

-A inércia equivalente deve ser calculada com o valor de momento de serviço já apresentados na tabela 15 anteriormente e vale para a viga de 120cm de altura, portanto:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_R}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

$$I_{eq} = \left(\frac{161,78}{603}\right)^3 \cdot 0,03063 + \left[1 - \left(\frac{161,78}{603}\right)^3\right] \cdot 0,00572$$

$$I_{eq} = 0,0062 \leq I_c = 0,03063$$