



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

MARCELO PEREIRA DA SILVA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM PÓRTICO HIPERESTÁTICO
CONSIDERANDO VARIAÇÕES DE TEMPERATURAS NA CIDADE DE
PALMAS/TO**

PALMAS – TO

2016

MARCELO PEREIRA DA SILVA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM PÓRTICO HIPERESTÁTICO
CONSIDERANDO VARIAÇÕES DE TEMPERATURAS NA CIDADE DE
PALMAS/TO**

Monografia apresentada como requisito parcial para aprovação da disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso I (TCC I) do curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor Roldão Pimentel de Araújo Júnior.

PALMAS - TO

2016

MARCELO PEREIRA DA SILVA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM PÓRTICO HIPERESTÁTICO
CONSIDERANDO VARIAÇÕES DE TEMPERATURAS NA CIDADE DE
PALMAS/TO**

Monografia apresentada como requisito parcial da disciplina Estágio em Engenharia Civil com TCC I curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor Roldão Pimentel de Araújo Júnior.

Aprovada em ____/____/____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Junior
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP/ULBRA

Prof. Dr.ou M.Sc. ou Esp. ou Grad. XXXXXXXX
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP/ULBRA

Prof. Dr.ou M.Sc. ou Esp. ou Grad. XXXXXXXX
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP/ULBRA

PALMAS - TO

2016

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, irmã, minha namorada, e a toda minha família que, com muito carinho e apoio, não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa de minha vida.

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer, em primeiro lugar, a Deus, pela força e coragem durante toda esta longa caminhada.

Aos meus pais e toda família, pelo amor, incentivo e apoio incondicional.

À minha namorada Gabriela, por me incentivar e motivar durante esta caminhada.

Ao professor Mestre Roldão Pimentel Araújo Junior, pela orientação, apoio e confiança.

SUMÁRIO

RESUMO.....	II
ABSTRACT	IV
LISTA DE ILUSTRAÇÕES	V
LISTA DE TABELAS	VII
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	VIII
1. INTRODUÇÃO.....	9
1.1. OBJETIVOS.....	10
1.1.1. OBJETIVO GERAL	10
1.1.2. OBJETIVO ESPECÍFICO	10
1.2. JUSTIFICATIVA.....	11
1.3. PROBLEMÁTICA	12
2. REFERENCIAL TEÓRICO	13
2.1. Variações uniformes de temperatura	13
2.2. Efeitos causados em estruturas pela variação de temperatura	14
2.2.1. Dilatação Térmica.....	14
2.2.2. Retração	17
2.2.3. Empenamento.....	18
2.2.4. Perda de Aderência em estruturas de concreto armado	20
2.3. Juntas de dilatação.....	21
2.4. Ações	21
2.4.1. Ações Permanentes	22
2.4.2. Ações Variáveis	22
2.5. Estados limites.....	23
2.5.1. ELU	24
2.5.2. ELS	24
2.6. Análise estrutural	25
2.6.1. Pórtico Plano	25
2.6.1.1. Pilares e Vigas.....	25

2.7.	Fatores que influenciam a estabilidade global.....	26
2.7.1.	Cargas Atuantes	26
2.7.1.1.	Cargas Horizontais	26
2.7.1.2.	Cargas Verticais	26
2.8.	PATOLOGIAS GERADAS PELA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA	26
2.8.1.	Fissuras	26
2.8.1.1.	Limites de abertura de fissuras	28
2.8.1.2.	Fissuras causadas em lajes de cobertura.....	29
2.8.1.3.	Fissuras causadas em pilares	33
2.8.1.4.	Fissuras causadas em Alvenaria	33
3.	METODOLOGIA	34
3.1.	Definição da arquitetura em estudo.....	34
3.2.	Definição do pórtico plano real	36
3.3.	Características dos materiais	37
3.4.	Etapas para a análise dos esforços atuantes, momentos fletores e deslocamentos no pórtico plano hiperestático	38
3.4.1.	Lançamento dos elementos estruturais.....	38
3.4.2.	Definição dos carregamentos verticais.....	38
3.4.3.	Definição dos carregamentos horizontais	45
3.4.4.	Definição dos vínculos	51
3.4.5.	Lançamento dos carregamentos verticais, horizontais, vínculos e temperatura no FTOOL	51
3.5.	Procedimentos para análise dos esforços atuantes, momentos fletores e deslocamentos no pórtico plano	54
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	55
4.1.	Estudo das temperaturas máximas e mínimas da cidade de Palmas- TO.....	55
4.2.	Análise de esforço normal e momento fletor pilar.....	57
4.2.1.	Análise dos esforços normais	58
4.2.2.	Análise de momento fletor	59

4.3.	Análise de esforço cortante e momento fletor viga	63
4.3.1.	Análise dos esforços cortantes.....	63
4.3.2.	Análise de momento fletor	66
4.4.	Análise dos deslocamentos verticais e horizontais	67
4.4.1.	Análise dos deslocamentos verticais	68
4.4.2.	Análise dos Deslocamentos horizontais	70
4.5.	Possíveis patologias decorrentes da não consideração em projeto das diferenças de temperatura.....	71
5.	CONCLUSÕES.....	80
6.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	81
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	82

RESUMO

DA SILVA, Marcelo Pereira. **Análise estrutural de um pórtico hiperestático considerando variações de temperaturas na cidade de Palmas/TO.** 2016. Monografia de Conclusão do Curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP/ULBRA. Palmas-TO.

Um Pórtico Plano é constituído de ligações rígidas e esforços que atuam internamente como uma força cortante, momento fletor e esforço normal. Uma Estrutura sofre deslocamento e deformações quando solicitada por carregamentos, que fazem com que pontos internos dentro da estrutura se desloque para outra posição, gerando momentos fletores. Quando uma estrutura se deforma, poderá ocorrer um alongamento por conta da tração e um encurtamento por conta da compressão. Essas deformações podem ser geradas por meio da movimentação térmica, que acontecem devido a dilatação e a retração ao qual são submetidas as estruturas. Este trabalho buscou realizar a análise estrutural de um pórtico hiperestático, quando submetido às variações de temperatura em um edifício real de 16 pavimentos na cidade de Palmas-TO, com aplicação de carregamentos verticais, e horizontais devido à ação do vento. As análises foram feitas por meio do software FTOOL, com base nos diagramas de esforço normal, esforço cortante, momento fletor, deslocamentos verticais e horizontais, considerando as diferenças de temperatura do meio externo e interno. Ao longo do trabalho, foi realizado um levantamento das temperaturas máximas e mínimas de palmas por meio do INMET no período de 10 anos afim de obter a temperatura externa máxima do ambiente da cidade de Palmas-TO, ao qual também foi considerado a temperatura do ambiente interno, podendo desta forma, avaliar o comportamento dos esforços nas peças ao qual possuem contato direto com a radiação solar, e ao mesmo tempo, com a temperatura interna da edificação. Deste modo, foi realizada a análise dos esforços no pórtico sem e com a consideração das variações térmicas, podendo assim, verificar quais as patologias decorrentes das mudanças desses esforços, provocadas pela movimentação térmica.

Palavras-chave: Dilatação, retração, pórtico, variações térmicas

ABSTRACT

DA SILVA, Marcelo Pereira. **Structural analysis of a hyperstatic porch considering temperature variations in Palmas/TO.**2016. Monograph Completion of the Course of Civil Engineering of the University Lutheran Center Palmas - CEULP / ULBRA. Palmas-TO.

A plan gateway consists of rigid links and efforts to act internally as a shear force, bending moment and normal force. A structure suffers displacement and deformation when requested by shipments, which cause internal points within the structure to move to another position, generating bending moments. When a structure deforms, there may be a stretch because of the traction and shortening due to compression. These deformations may be generated by thermal movements, which occur due to expansion and contraction to which the structures are subjected. This study attempts to make structural analysis of a hyperstatic porch when subjected to temperature variations in an actual building of 16 floors in the city of Palmas-TO, with the application of vertical loads and horizontal due to wind action. The analyzes were made through the FTOOL software, based on diagrams of normal force, shear, bending moment, vertical and horizontal displacements, considering the temperature differences of the external and internal environment. Throughout the work, a survey was conducted of maximum and minimum temperatures of palms through the INMET the 10-year period in order to obtain the maximum external temperature environment of the city of Palmas-TO, which was also considered at room temperature internal and can thus evaluate the behavior of efforts on the parts which have direct contact with the solar radiation, and at the same time, with the internal temperature of the building. Thus, the analysis of the gantry efforts was performed with and without consideration of thermal variations, can thereby verify that the diseases resulting from these efforts changes caused by thermal movement.

Keywords: Dilation, retraction, gateway, thermal variations

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

<i>Figura 1 - Efeito da Variação Térmica em Coberturas e Alvenarias.....</i>	16
<i>Figura 2- Retração em laje causada pela variação de temperatura.</i>	18
<i>Figura 3- Empenamento induzido durante o dia pela dilatação</i>	19
<i>Figura 4- Empenamento induzido durante a noite pela retração.....</i>	19
<i>Figura 5- Perda de aderência causada por fissuras.....</i>	20
<i>Figura 6- Estrutura em colapso pela ruptura de um pilar</i>	24
<i>Figura 7- Deslocamento excessivo em um edifício gerando trincas.....</i>	25
<i>Figura 8- Distribuição de tensões em laje de Cobertura causadas por variação de temperatura</i>	29
<i>Figura 9- Movimentação térmica em laje de cobertura, com ação de tensões de tração e cisalhamento</i>	30
<i>Figura 10- Trincas geradas pela movimentação térmica em paredes paralelas ao comprimento da Laje de cobertura.....</i>	31
<i>Figura 11- Trincas geradas pela movimentação térmica em paredes paralelas a largura da Laje de cobertura</i>	31
<i>Figura 12- Trincas de Cisalhamento provocadas por expansão térmica da laje de cobertura</i>	32
<i>Figura 13- Pilar fissurado devido à movimentação térmica das vigas de concreto armado</i>	33
<i>Figura 14- Trincas de cisalhamento nas alvenarias, provocadas por movimentação térmica da estrutura</i>	34
<i>Figura 15- Corte CC do edifício.....</i>	35
<i>Figura 16- Dimensões da edificação</i>	36
<i>Figura 17- Planta projeto estrutural</i>	37
<i>Figura 18- Lajes</i>	40
<i>Figura 19- Pórtico plano projetado no FTOOL</i>	51
<i>Figura 20- Esquema Pórtico plano com os Carregamentos.....</i>	52
<i>Figura 21- Esquema Pórtico plano com variação de temperatura.....</i>	53
<i>Figura 22- Temperatura máxima e mínima de 10 anos.....</i>	56
<i>Figura 23- Variações de temperatura máxima e mínima de 10 anos</i>	56
<i>Figura 24- Pilar a ser analisado os esforços</i>	57

<i>Figura 25 - Esforço Normal do Pilar</i>	<i>59</i>
<i>Figura 26 - momento fletor do pilar</i>	<i>61</i>
<i>Figura 27- Acréscimo de momento fletor</i>	<i>61</i>
<i>Figura 28- Tensões geradas pela variação de temperatura.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 29- Viga com Carregamentos</i>	<i>63</i>
<i>Figura 30 - Diagrama de esforço cortante sem temperatura.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 31-Diagrama de esforço cortante com temperatura.....</i>	<i>64</i>
<i>Figura 32 - Esforço cortante.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 35 - Nós da análise do pilar.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura 36 - Deslocamentos verticais</i>	<i>69</i>
<i>Figura 37 - Deslocamentos horizontais</i>	<i>71</i>
<i>Figura 38 - Abaulamento de laje de cobertura</i>	<i>72</i>
<i>Figura 39 - Trinca no topo e paralela ao comprimento da laje</i>	<i>73</i>
<i>Figura 40 - Trinca no topo da parede paralela à largura da laje.....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 41 - Trincas geradas pela expansão térmica da laje de cobertura.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 42 - Fissuras em pilares devido a movimentação térmica de vigas de concreto armado.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 43 - Trincas em alvenarias causadas por movimentação térmica.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura 44 - Fissuras verticais por movimentação térmica da laje.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 45 - Fissuras de destacamento de platibandas por movimentação térmica..</i>	<i>76</i>
<i>Figura 46 - Fissuras verticais por movimentação térmica da alvenaria em platibandas</i>	<i>77</i>
<i>Figura 47 - Fissuras devido à esforços mecânicos excessivos em pilares</i>	<i>77</i>
<i>Figura 48 - Fissuras devido à esforços cortantes excessivos em vigas</i>	<i>78</i>
<i>Figura 49 - Fissuras devido ao excesso de flexão em vigas</i>	<i>78</i>
<i>Figura 50 - Tipos de incidência de fissuras em concreto armado</i>	<i>79</i>

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 1 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura.....</i>	<i>28</i>
<i>Tabela 2 - Cálculo dos esforços das lajes.....</i>	<i>39</i>
<i>Tabela 3 - Área de influência das lajes.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabela 4 - Distribuição de cargas nas vigas.....</i>	<i>42</i>
<i>Tabela 5 - Cargas das vigas- SANTANA(2014).....</i>	<i>45</i>
<i>Tabela 6 - Determinação do S2.....</i>	<i>47</i>
<i>Tabela 7 - Determinação da velocidade característica e pressão dinâmica.....</i>	<i>48</i>
<i>Tabela 8 - Força de arrasto por pavimento.....</i>	<i>49</i>
<i>Tabela 9 - Determinação das zonas de influência dos pórticos.....</i>	<i>50</i>
<i>Tabela 10 - Ações do vento, por pavimento - SANTANA(2014).....</i>	<i>50</i>
<i>Tabela 11 - Variações de temperatura máxima e mínima de 10 anos.....</i>	<i>55</i>
<i>Tabela 12 - Esforço normal do pilar.....</i>	<i>58</i>
<i>Tabela 13 - Momento fletor do pilar.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabela 14 - Viga esforço cortante.....</i>	<i>65</i>
<i>Tabela 15 - Deslocamentos verticais.....</i>	<i>69</i>
<i>Tabela 16 - Deslocamentos horizontais.....</i>	<i>70</i>

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Δt = Variação de temperatura

ΔV = Variação de volume

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

C° – Grau célsius

ca – Coeficiente de arrasto

cm – Centímetro

ELS (estado limite de serviço)

ELU (estado limite último)

FTOOL- Programa Gráfico-Interativo para Ensino de Comportamento de Estruturas

Kgf –Kilograma Força

Kn – KiloNewton

l = Comprimento

m – Metro

m – Metro Cúbico

m – Metro Quadrado

m/s – Metro por Segundo

NBR – Norma Brasileira Regulamentar

q – Pressão dinâmica

S1 – Fator topográfico

S2 – Fator de rugosidade

S3 – Fator estatístico

V_k – Velocidade característica do vento

V_o – Velocidade básica do vento

α = Coeficiente de dilatação térmica

δ = Deformação

1. INTRODUÇÃO

Neste estudo, serão abordados os efeitos das variações de temperatura em um Pórtico Hiperestático plano em concreto armado, submetido à diferença de temperatura interna e externa de uma edificação na cidade de Palmas/TO.

Um Pórtico Plano é constituído de ligações rígidas e esforços que atuam internamente como uma força Cortante, Momento fletor e Esforço Normal. Uma Estrutura sofre deslocamento e deformações quando solicitada por carregamentos, que fazem com que pontos internos dentro da estrutura se desloque para outra posição, gerando momentos fletores. Quando uma estrutura se deforma, poderá ocorrer um alongamento por conta da tração e um encurtamento por conta da compressão. As deformações podem ser classificadas por deformação axial causada por forças normais, deformação cisalhante causada por forças cortantes perpendiculares, deformação por flexão e de torção (GERE E WEAVER, 1987).

Na análise estrutural, é preciso ser levado em conta as variações de temperatura que induzem ao fenômeno da dilatação térmica, no qual proporciona o surgimento de deformações, fazendo com que ocorra deslocamentos na estrutura em concreto armado. O termo deslocamento pode ser definido como translações e rotações, possuindo a mesma direção da força aplicada. Os deslocamentos em uma estrutura de concreto armado são causados pelo acúmulo das deformações, porém nem sempre os efeitos das deformações terão significância na determinação dos deslocamentos. Em um pórtico plano, as deformações que precisam ter grande importância em sua análise são as de flexão e axiais. (GERE E WEAVER, 1987)

No estudo das deformações causadas pela variação de temperatura, é imprescindível o entendimento de coeficiente de dilatação térmica, sendo a variação do comprimento a cada grau de temperatura, podendo ser definido com a variação de temperatura à 1C° , que leva a uma deformação. (PINHEIRO, MUZARDO, SANTOS, 2004)

Este coeficiente está diretamente associado ao agregado, podendo influenciar em um concreto com baixa expansão térmica (SÁNCHEZ, 1999)

Com esta pesquisa acadêmica, pretende-se estudar o comportamento estrutural de um pórtico plano frente à diferença de temperatura da cidade de Palmas-Tocantins, através do software computacional o FTOOL, destinado a estudar o comportamento de estruturas, como pórticos planos, visando contribuir como apoio ao estudo do concreto armado.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. OBJETIVO GERAL

Avaliar o comportamento estrutural de um pórtico plano hiperestático de uma estrutura real em concreto armado, aplicando diferenças de temperatura observadas entre o meio interno e externo da estrutura, utilizando ferramenta computacional FTOOL.

1.1.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

- ✓ Pesquisar as variações de temperatura em Palmas / TO;
- ✓ Identificar possíveis mudanças nos esforços normais, cortante, momento fletor;
- ✓ Avaliar os deslocamentos verticais e horizontais
- ✓ Verificar possíveis patologias decorrentes da não consideração em projeto das diferenças de temperatura;

1.2. JUSTIFICATIVA

Estudar o comportamento das estruturas em concreto armado submetido às diferenças de temperaturas é importante para se entender como as solicitações e deslocamentos agem perante toda a estrutura, no qual é de fundamental relevância para sua maior durabilidade. Com o estudo das variações de temperatura, pretende-se entender como a estrutura se deforma submetida à diferenças de temperaturas observadas entre ambientes internos e externos, com auxílio da ferramenta computacional, o FTOOL, de acordo com diagramas dos esforços solicitantes.

É preciso conhecer o concreto armado como material estrutural, suas características físicas, químicas e resistência mecânica. No cenário atual, a utilização de softwares é de suma importância para uma melhor análise e avaliação do comportamento de diferentes tipos de estrutura.

É fundamental o estudo do concreto armado submetido as variações de temperatura, pois ao longo do tempo, é possível o desenvolvimento de patologias como fissuras e trincas, que deixam as armaduras expostas a agentes exteriores, podendo propiciar o surgimento de esforços, causando insegurança ao usuário, comprometendo a vida útil e a instabilidade da estrutura. Esta pesquisa visa enriquecer e proporcionar ainda mais o desenvolvimento acadêmico, podendo influenciar e atrair futuros estudos.

1.3. PROBLEMÁTICA

A estrutura sofre deformações e deslocamentos que geram problemas como o de fissuração, sendo exposto ao efeito de carregamento, a umidade e a variações de temperatura que ocasionam contrações térmicas, retração, dilatação. É importante conhecer suas propriedades e os fatores que podem levar a perda de sua resistência.

Um pórtico plano em concreto armado, submetido às diferentes temperaturas, estará sujeito a mudanças significativas de esforços, flechas e rotações?

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Variações uniformes de temperatura

Conforme a NBR 6118/2014, “A variação da temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, é considerada uniforme. Ela depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem”.

Segundo NBR 6118/2014, podem ser adotados os seguintes valores:

- a) para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10 °C a 15 °C;
- b) para elementos estruturais maciços ou ocos, com os espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para 5 °C a 10 °C;
- c) para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm, admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima indicados.

A escolha de um valor entre esses dois limites pode ser feita considerando-se 50 % da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno, no local da obra.

Ainda, segundo ASHRAE4 (apud. AMORIM, 1998), o conforto térmico de um ambiente, a ser considerado na análise desse trabalho é:

“... um estado de espírito que reflete a satisfação com o ambiente térmico que envolve a pessoa”

Os valores de temperatura sugeridos pela ASHRAE (apud. AMORIM, 1998, p.34), em condições internas da edificação, são de 19-25°C no inverno e 20-27°C no verão; para região centro norte, onde encontra-se Palmas-TO. Temperaturas maiores são aceitáveis (até 30°) com baixos valores da umidade (até 15 g/kg). Segundo a autora:

“Para os países em desenvolvimento sugere-se uma elevação de 2°C no limite máximo da temperatura e de 2 g/kg no valor máximo da umidade. Com o aumento da velocidade do ar para até 2m/s, a temperatura máxima aceitável pode chegar a 32°C e o conteúdo de vapor d’água a 19 g/kg (90% de umidade), desde que estes valores não ocorram simultaneamente (AMORIM, 1998, p.32). Resumindo os dados acima podemos concluir que a ASHRAE sugere para a região centro Norte os limites de conforto térmico de 18–27°C no inverno e 20-29°C no verão, para o ar parado”.

2.2. Efeitos causados em estruturas pela variação de temperatura

2.2.1. Dilatação Térmica

A Dilatação Térmica é um fenômeno que ocorre quando a temperatura de um corpo se eleva e suas dimensões aumentam. Na área da Engenharia Civil é de extrema importância entender sobre a dilatação dos materiais que são utilizados nas construções, pois a intensidade das dilatações podem ocasionar deformações na estrutura. Na construção civil, são evidentes casos de dilatação térmica nos materiais, como em pontes sustentadas por cabos de aço, no qual dependendo da intensidade, a estrutura poderá chegar ao colapso. Outro caso comum da ocorrência deste processo, surge em trilhos de trem, em que para evitar o aumento de volume do metal, é preciso que exista um espaço entre eles chamado de juntas de dilatação, na qual tem como função evitar possíveis trincas e rachaduras. (TIPLER, 2006)

Nos materiais sólidos, a dilatação térmica pode ser classificada como volumétrica, superficial e linear. Quando um corpo sofre aumento de volume na direção dos seus três eixos, é dita volumétrica. Já quando a variação das dimensões ocorre linearmente, é classificada como superficial. Essa variação de volume sendo em uma só direção, pode-se classificar como linear. (TIPLER, 2006)

A variação de volume de um material está diretamente relacionada com o aumento de temperatura, no qual deixam as partículas mais agitadas e com maior movimentação, podendo fazer com que uma estrutura sofra deformações, aumentando o seu volume. Quando uma estrutura sofre o fenômeno de dilatação térmica, surgem forças de tração no qual induzem ao aumento de volume, ao

mesmo tempo, devido ao atrito, forças de compressão ocorrem no sentido contrário. Quando as forças de tração são maiores que a força de compressão geradas pelo atrito, a estrutura tende a aumentar o seu volume, ocorrendo assim deformações. (TIPLER, 2006)

Para diferentes tipos de materiais, a dilatação ocorre de maneira diferente, mesmo submetidos a uma mesma variação de temperatura, devido cada material possuir o seu próprio coeficiente de dilatação. (TIPLER, 2006)

Para estruturas hiperestáticas submetidas ao efeito de variação de temperatura, pode-se calcular a deformação sofrida, de acordo a equação $\delta = \alpha \cdot l \cdot \Delta T$, em que:

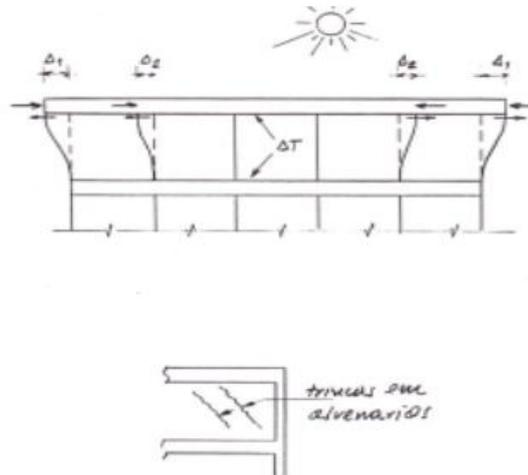
- δ = Deformação
- α = Coeficiente de dilatação térmica
- l = Comprimento
- ΔT = Variação de temperatura.

Para o cálculo da variação do volume de um sólido ou líquido, utiliza-se a equação $\Delta V = V\beta \cdot \Delta T$ onde:

- ΔV = Variação de volume
- $\beta = 3\alpha$
- ΔT = Variação de temperatura

Na figura 1 a seguir, pode-se visualizar os efeitos das mudanças de temperatura em coberturas e alvenarias:

Figura 1 - Efeito da Variação Térmica em Coberturas e Alvenarias.



Fonte: Reys -PUC-Rio

O coeficiente de dilatação térmica do concreto armado é de $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, podendo ser considerado, nos intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C . (NBR 6118/2014).

O concreto Armado é um material composto, obtido através da associação do concreto com barras de aço. Esses dois materiais possuem grande aderência o que garante um ótimo desempenho nas construções. Os coeficientes de dilatação térmica do concreto e do aço são aproximadamente iguais. Portanto quando uma estrutura de concreto armado for submetida a variações de temperatura moderadas, as tensões internas entre o aço e concreto serão pequenas. Entretanto, nos casos em que a estrutura possa ficar submetida a temperaturas elevadas, deve ser feito uma maior cobertura de concreto para reduzir a variação de temperatura no nível de armaduras. (TIPLER, 2006).

Conforme Halliday(2012), as pontes estão submetidas a elevadas variações de temperatura ao longo do ano, no qual é necessário em cada trecho juntas de dilatação, permitindo assim que ocorra a expansão do concreto sem que haja deformações na ponte. Halliday(2012), relata que com o aumento de temperatura, os materiais podem sofrer uma dilatação linear, proporcionando expansão do seu comprimento, de acordo a expressão $\Delta L = L\alpha.\Delta T$, onde:

- ΔL = Variação do comprimento
- L = Comprimento do material
- α = Coeficiente de dilatação térmica
- ΔT = Variação de temperatura

2.2.2. Retração

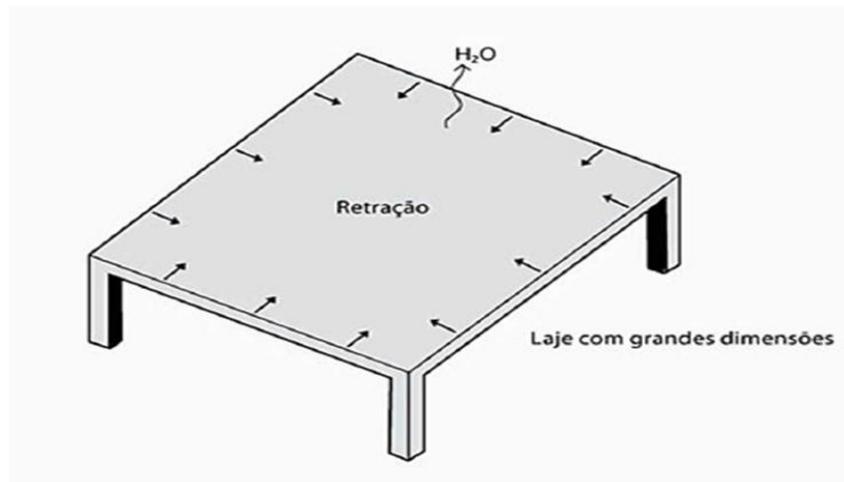
A Retração é um fenômeno no qual ocorre a redução das dimensões de peças de concreto sendo influenciada por alguns fatores. Os fatores que influenciam na retração do concreto são: perda de água – retração por secagem -, redução de volume dos produtos de hidratação, retração plástica que ocorre antes da pega, e o clima também influencia na retração, aumenta quando há uma redução na umidade do ar, quando a temperatura se eleva, e também quando ocorre uma maior incidência de ventos. (OLIVEIRA,2000)

Conhecer como ocorre a retração em estruturas é muito importante, pois está associado à fissuração. O aparecimento de fissuras depende também de outras circunstâncias além da retração, como a deformabilidade do concreto, sua resistência e o grau de restrição a deformação. Com a intenção de diminuir a fissuração por retração, utilizam-se os procedimentos de cura, evitando a perda de água para o ar, nas primeiras idades do concreto. É imprescindível a realização da cura adequada, para que o material tenha a resistência necessária para resistir aos esforços causados pelo fenômeno. Podemos também evitar fissurações restringindo as dimensões da estrutura para que as tensões alcançadas não ultrapassem as tensões máximas que a peça possa resistir. (OLIVEIRA,2000)

Quando uma peça sofre retração, ela tende a diminuir de volume com forças de compressão atuando sobre a mesma. Ao mesmo tempo surgem esforços internos Contrários ao da retração, devido ao atrito, tendendo a tracionar a peça, no qual se as forças de compressão forem maiores que a forças de tração geradas pelo atrito, a estrutura sofrerá uma diminuição de volume. (OLIVEIRA,2000)

De acordo com a figura 2 a seguir, temos o esquema de como ocorre a retração em uma laje sobre o efeito das variações de temperatura:

Figura 2- Retração em laje causada pela variação de temperatura.



Fonte: Kimura(2007)

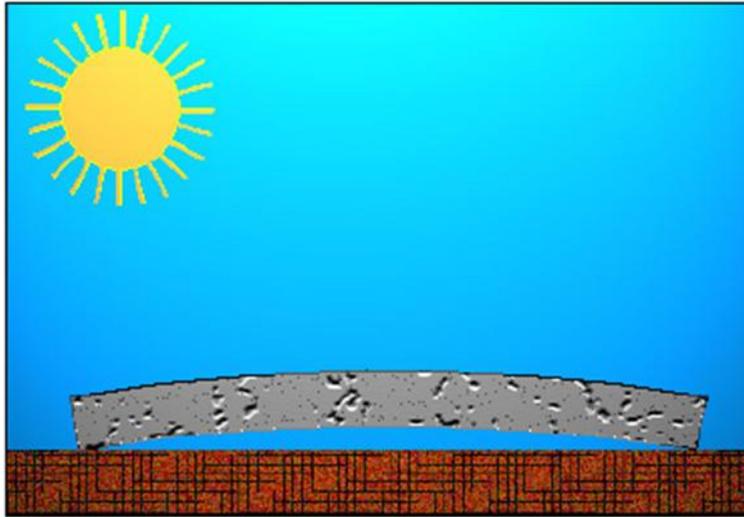
2.2.3. Empenamento

O empenamento é uma deformação, causada pela variação de temperatura no qual acontece geralmente em placas de concreto, podendo ocorrer em lajes e vigas. Com o aquecimento solar sobre o pavimento, as fibras externas tendem a sofrer dilatação, fazendo com o que a placa sofra deformações, aumento de volume. No período noturno com a queda de temperatura, a placa de concreto passa a diminuir sua temperatura interna, fazendo com que ocorra retração, promovendo diminuição de volume. Com o a variação de temperatura, o pavimento sofre dilatação durante o dia, e a noite sofre retração, no qual com o tempo tem-se o surgimento de deformações, alterando a sua estrutura física. (OLIVEIRA,2000)

O peso próprio da placa de concreto, impede as deformações, com isso surgem tensões de tração e compressão na parte interior e exterior. As cargas geradas pelo tráfego durante o período do dia contribuem com as tensões proporcionadas pelo empenamento. (OLIVEIRA,2000)

Na figura 3, pode-se visualizar o efeito do empenamento em uma placa de concreto pela dilatação:

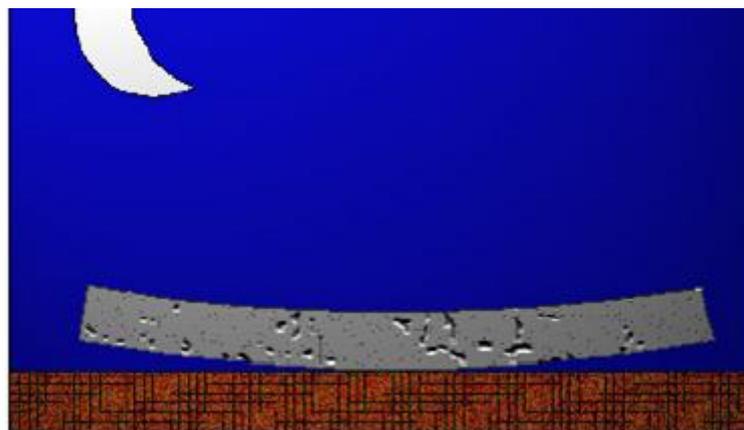
Figura 3- Empenamento induzido durante o dia pela dilatação



Fonte: Oliveira(2000)

Na figura 4 que segue, pode ser visualizado o efeito do empenamento em uma placa de concreto pela retração:

Figura 4- Empenamento induzido durante a noite pela retração



Fonte: Oliveira(2000)

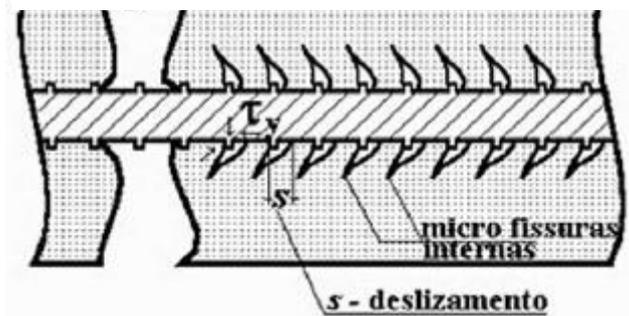
2.2.4. Perda de Aderência em estruturas de concreto armado

A variação de temperatura pode ter influência em estruturas gerando o efeito da perda de aderência, ocorrendo em estruturas com concretos de idades diferentes e nas ligações das armaduras e o concreto. SOUZA e RIPPER(1998) destacam as causas que levam a perda de aderência no concreto, no qual seguem:

- Corrosão do aço, com sua conseqüente expansão
- Corrosão do concreto, em função da deterioração por dissoluções dos agentes ligantes
- Assentamento plástico do concreto
- Dilatação e retração excessiva das armaduras, cuja principal causa são os incêndios (cargas cíclicas podem ter efeitos semelhantes)
- Aplicação, nas barras de aço, de preparados inibidores da corrosão (perda parcial ou total de aderência, em casos extremos)

A seguir, na figura 5, pode ser visualizado como ocorre as fissuras devido à perda de aderência no concreto armado:

Figura 5- Perda de aderência causada por fissuras



Fonte: SOUZA e RIPPER(1998)

2.3. Juntas de dilatação

Segundo a NBR 6118/2014:

Juntas de dilatação são “qualquer interrupção do concreto com a finalidade de reduzir tensões internas que possam resultarem impedimentos a qualquer tipo de movimentação da estrutura, principalmente em decorrência de retração ou abaixamento da temperatura”

Juntas de dilatação são projetadas usualmente em pontes e viadutos, com o objetivo de evitar possíveis deformações causadas pela dilatação e retração. No decorrer do tempo, as juntas podem estar associadas a problemas em estruturas, pois exige reparos e manutenções, que quando não realizadas, podem gerar desconforto ao usuário. Podem sofrer desgastes causados por cargas geradas pelo tráfego, associadas a tensões que surgem com as variações de temperatura. (SOARES,2011)

Em Estruturas de concreto armado, a não utilização correta ou a inexistência de juntas de dilatação, é uma das razões do surgimento de futuras patologias, relacionadas com o comportamento reológico concreto. (SOUZA e RIPPER,1998)

A NBR 6118 estabelece que devem ser previstas juntas de dilatação a cada 15 m, no qual sendo necessário um maior afastamento, é preciso ser considerado em cálculo efeitos de retração térmica do concreto, a retração hidráulica e as variações de temperatura.

Deve ser considerado que as armaduras contidas no concreto precisam terminar a 6cm das juntas de dilatação, e as interrupções de concretagem só podem ser realizadas nas juntas.

2.4. Ações

Ações são cargas externas ou não que atuam diante de uma estrutura, no qual algumas permanecem atuando por toda a vida útil. De acordo a NBR 6118/2014, “As ações são qualquer causa capaz de provocar esforços ou deformações nas estruturas”.

Segundo Kimura(2007), As ações podem ser classificadas de 2 formas:

- Ações permanentes
- Ações Variáveis

2.4.1. Ações Permanentes

Kimura(2007), define as ações permanentes como sendo aquelas em que permanecem nas estruturas durante toda a sua utilização, no qual cita os seguintes exemplos:

- Peso próprio da estrutura
- Peso de elementos construtivos (Alvenarias, revestimentos)
- Empuxos permanentes
- Retração do concreto
- Fluência do concreto
- Deslocamentos de apoio
- Imperfeições geométricas
- Protensão

As ações permanentes são subdivididas por Kimura(2007) em dois grupos:

- Diretas (Peso próprio, empuxo permanente)
- Indiretas (Retração, fluência, recalques, imperfeições geométricas, protensão)

2.4.2. Ações Variáveis

Para Kimura(2007), ações variáveis são aquelas que atuam em uma estrutura durante apenas um período, não permanecendo em toda a sua vida útil, fazendo a seguinte classificação:

- Cargas acidentais de uso
- Vento
- Ações dinâmicas
- Água
- Variações de temperatura

As ações variáveis são subdivididas em 2 grupos, conforme Kimura(2007):

- Diretas (Vento, água)
- Indiretas (variação de temperatura, ações dinâmicas)

2.4.2.1. Vento

Conforme a NBR 6118(2014):

“Os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas”

O efeito dos ventos deve ser considerado para o cálculo de uma estrutura, pois pode influenciar no comprometimento da sua estabilidade, principalmente referente a edifícios altos. (NBR 6118/2014)

2.5. Estados limites

A NBR 6118(2014) estabelece que uma estrutura em concreto armado, pode ser classificada em 2 estados limites, que são:

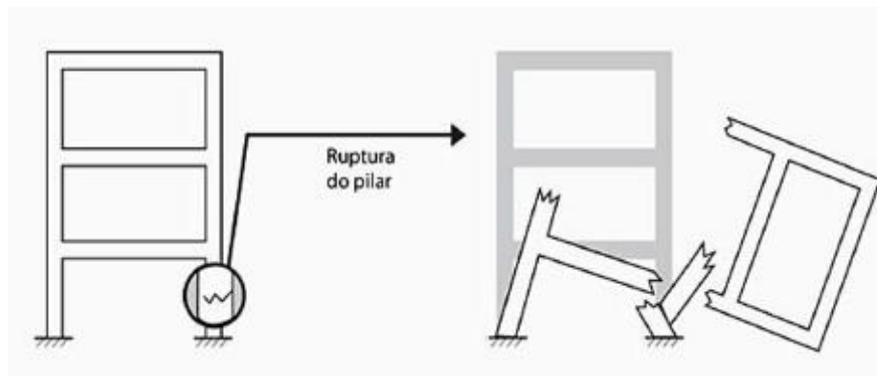
- ELU (estado limite último)
- ELS (estado limite de serviço)

2.5.1. ELU

Quando uma estrutura é interrompida vindo a colapso parcial ou total, está classificada em um estado limite último, pois perdeu a sua estabilidade estrutural. São exemplos de um ELU como lajes ou pilares mal dimensionados, que podem levar uma estrutura a baixo. (Kimura,2007)

Na figura 6 abaixo, pode ser visto uma estrutura entrando em colapso pela ruptura do pilar:

Figura 6- Estrutura em colapso pela ruptura de um pilar



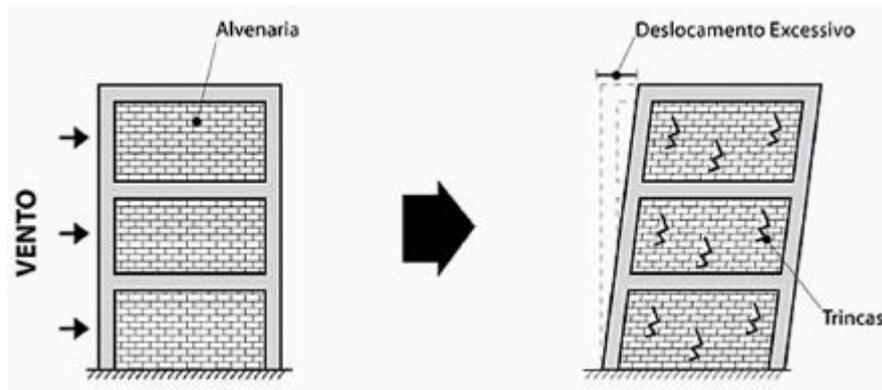
Fonte: Kimura(2007)

2.5.2. ELS

Para Kimura(2007), uma estrutura pode ser classificada em um ELS quando não apresenta um bom comportamento, deixando de ser usada em seu todo, como por exemplo, pelo surgimento de patologias como fissuras em alvenarias causadas pelo deslocamento do edifício, podendo causar no usuário o seu desconforto.

Na figura 7, pode ser visualizado o deslocamento causado pela ação do vento, provocando o surgimento de fissuras:

Figura 7- Deslocamento excessivo em um edifício gerando trincas



Fonte: Kimura(2007)

2.6. Análise estrutural

2.6.1. Pórtico Plano

Um pórtico plano é um modelo estrutural que recebe cargas no sentido vertical e horizontal, buscando avaliar como se comporta um edifício de vários pavimentos, analisando a junção de vigas e pilares em duas dimensões. Na análise de um pórtico plano, é possível avaliar os possíveis deslocamentos da estrutura, assim como os esforços normais, esforços cortantes e momentos fletores atuantes. (KIMURA,2007)

2.6.1.1. Pilares e Vigas

Pilares são estruturas verticais com a função de transmitir as cargas advindas para a fundação. Os pilares associados as vigas formam os pórticos, e essa associação deve ser capaz de assegurar a estabilidade global de uma estrutura submetida a cargas verticais e horizontais. (PINHEIRO,2003)

2.7. Fatores que influenciam a estabilidade global

2.7.1. Cargas Atuantes

2.7.1.1. Cargas Horizontais

Em uma estrutura, as cargas horizontais que podem afetar na estabilidade são a ação do vento, imperfeições geométricas, entre outros.

Conforme a NBR 6118(2014), “Os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas.”

Kimura(2007) afirma que a carga horizontal como ação do vento não compromete a estabilidade da estrutura, isso se deve pelo fato de que, ao se elevar a intensidade de uma força, o deslocamento em que a estrutura sofre, aumentará na mesma proporção da força.

2.7.1.2. Cargas Verticais

A Intensidade das cargas verticais, como o peso próprio, sobrecarga acidental, podem comprometer a estabilidade da estrutura, diferente da ação do vento. (KIMURA,2007)

2.8. PATOLOGIAS GERADAS PELA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

2.8.1. Fissuras

As fissuras são patologias em estruturas, causadas por tensões internas, surgidas da movimentação térmica induzida pelo efeito de dilatação e retração. As movimentações térmicas em um material se elevam com a variação de temperatura, podendo intensificar as tensões internas de acordo as propriedades de elasticidade do material estrutural, grau de limitação dos apoios. (THOMAZ,1989)

BRITO SAMPAIO(2010) cita inúmeros fatores que podem causar fissuras nas estruturas, tais como baixo desempenho as solicitações de tração, flexão e cisalhamento, retração da argamassa, diferenças entre as propriedades como resistência mecânica, módulo de deformação longitudinal, coeficiente de poisson, dilatação térmica), diferenças dos materiais que constituem a estrutura, recalque na fundação.

Para BRITO SAMPAIO(2010), podem ser destacados alguns dos principais fatores que causam as fissuras, tais como:

- Diferença entre o módulo de elasticidade e o coeficiente de dilatação térmica dos materiais que compõem a laje e as paredes;
- Diferentes solicitações das ações térmicas entre lajes e paredes;
- Vinculação que as paredes impõem à movimentação da laje;

Segundo THOMAZ (1989), as trincas causadas pela variação de temperatura podem surgir de movimentações diferenciadas, relacionadas aos seguintes fatores:

- Junção de materiais com diferentes coeficientes de dilatação térmica, sujeitos as mesmas variações de temperatura (por exemplo argamassa de assentamento e componentes de alvenaria);
- Exposição de elementos a diferentes solicitações térmicas naturais (Por exemplo, cobertura em relação as paredes de uma edificação);
- Gradiente de temperaturas ao longo de um mesmo componente (por exemplo, gradiente entre a face exposta e a face protegida de uma laje de cobertura).

No processo de análise das movimentações diferenciadas deve ser considerado tanto a intensidade das movimentações, como a velocidade em que acontece. Um material sujeito a movimentação lenta sendo menos solicitado ou que possua uma menor resposta diante das variações térmicas, poderá apresentar movimentações de grandes intensidades quando comparado a um material sobreposto a ele. (THOMAZ,1989)

Em uma edificação, as variações de temperatura de seus componentes se diferenciam, de acordo a posição, cor, natureza do material constituinte.

2.8.1.1. Limites de abertura de fissuras

A NBR 6118/2014 estabelece como sendo quase inevitável o aparecimento de fissuras nas estruturas de concreto armado, devido a variabilidade e a baixa resistência do concreto a tração, devendo-se procurar ter o controle das aberturas e a preservação das armaduras quanto à corrosão. O concreto protendido apresenta maior resistência ao surgimento de fissuras, entretanto, as fissuras quando surgem possuem maior intensidade, podendo ocasionar a corrosão das armaduras pelo fato de ficarem expostas. (NBR 6118/2014)

Conforme a NBR 6118/2014, é preciso respeitar alguns limites de abertura de fissuras no qual segue na tabela 1, sendo respeitados, não irão comprometer a segurança e a durabilidade da estrutura:

Tabela 1 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura

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

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

NOTAS

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

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

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

Fonte: NBR 6118(2014)

2.8.1.2. Fissuras causadas em lajes de cobertura

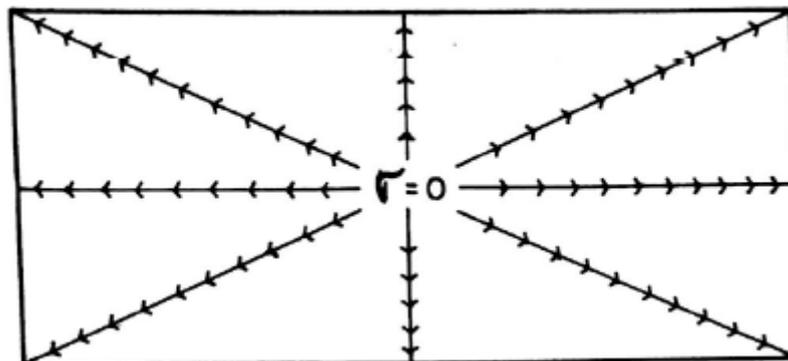
As Lajes de Cobertura, são os elementos estruturais no qual ficam mais expostos as movimentações térmicas, e a intensidade varia de acordo o coeficiente de dilatação dos materiais, sendo que essas movimentações na face superior e inferior ocorrem de maneira diferente, com a superfície superior apresentando a maior intensidade dos movimentos térmicos. (THOMAZ,1989)

THOMAZ(1989), define alguns fatores responsáveis pelo movimento térmico em lajes de cobertura, tais como:

- Natureza do material que compõe as telhas;
- Altura do colchão de ar presente entre o telhado e a laje de cobertura;
- Intensidade de ventilação e rugosidade das superfícies internas do ático;

As tensões surgidas devido as variações térmicas se distribuem na associação das lajes de cobertura com paredes de sustentação, se distribuem do centro da laje de cobertura para as bordas, sendo estas lajes associadas a paredes de sustentação. As distribuições das tensões nas lajes de cobertura ocorrem do centro para as bordas, alcançando sua intensidade máxima, conforme segue a figura 8:

Figura 8- Distribuição de tensões em laje de Cobertura causadas por variação de temperatura



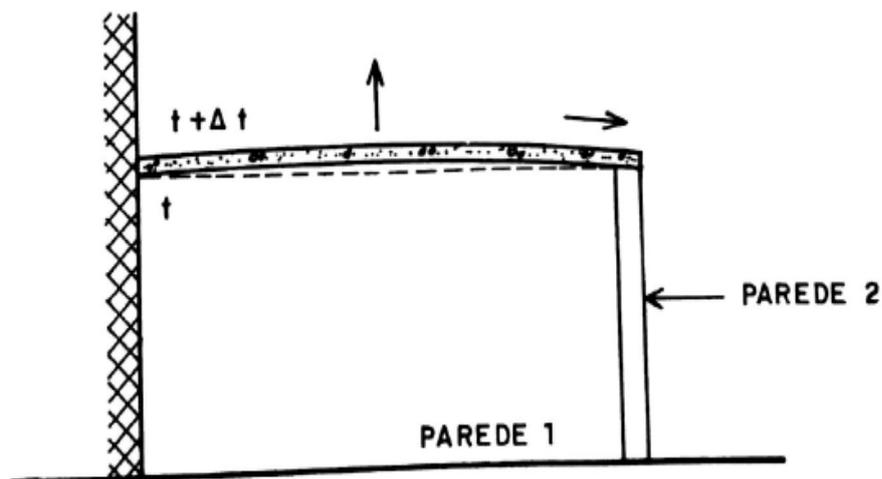
Fonte: THOMAZ(1989)

Conforme THOMAZ(1989):

“A dilatação plana das lajes e o abaulamento provocado pelo gradiente de temperaturas ao longo de suas alturas introduzem tensões de tração e cisalhamento nas paredes das edificações, conforme se constata na prática, e segundo observações de diversos autores, as trincas se desenvolvem quase que exclusivamente nas paredes”

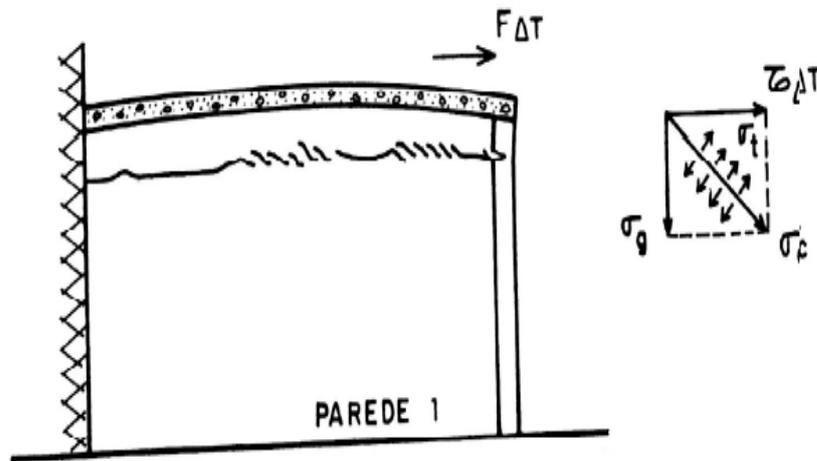
A seguir, as figuras 9,10 e 11 evidenciam o esquema da ação das tensões em paredes:

Figura 9- Movimentação térmica em laje de cobertura, com ação de tensões de tração e cisalhamento



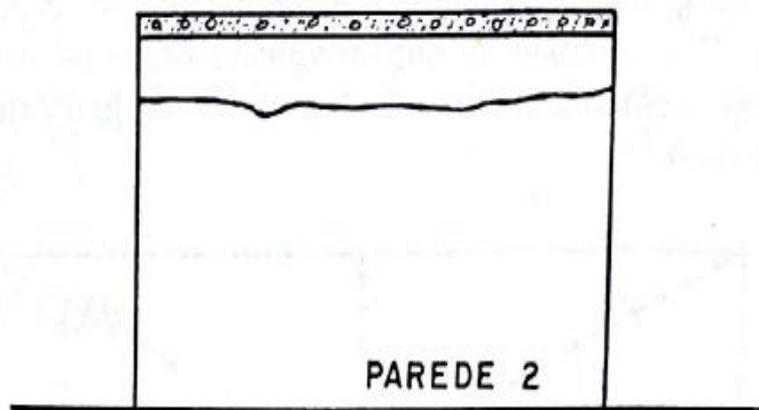
Fonte: THOMAZ(1989)

Figura 10- Trincas geradas pela movimentação térmica em paredes paralelas ao comprimento da Laje de cobertura



Fonte: THOMAZ(1989)

Figura 11- Trincas geradas pela movimentação térmica em paredes paralelas a largura da Laje de cobertura

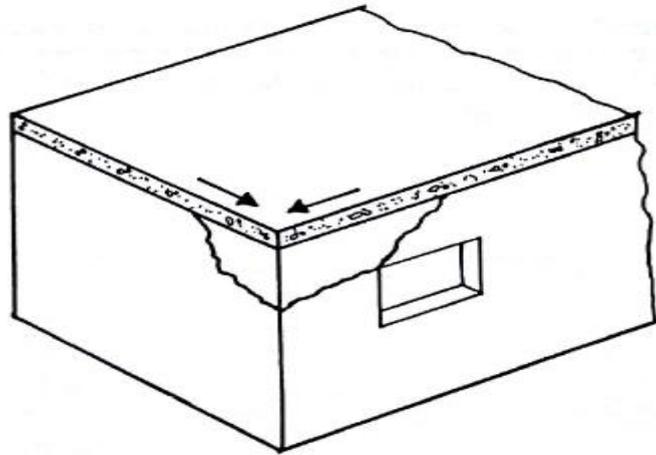


Fonte: THOMAZ(1989)

THOMAZ(1989) ressalta que as trincas poderão se distribuírem inclinadas próximas ao topo da parede, e que nem sempre ocorrerão como mostram as figuras 9 e 10, “devido as dimensões da Laje, da natureza dos materiais que constituem as paredes, do grau de aderência entre paredes e laje e da eventual presença de aberturas”. Uma parede que apresenta aberturas torna-se uma região frágil ao aparecimento de fissuras devido as tensões que atuam, salienta THOMAZ(1989).

A figura 12 ao qual segue, pode ser visto como ocorrem as trincas causadas pela variação de temperatura em uma laje de cobertura:

Figura 12- Trincas de Cisalhamento provocadas por expansão térmica da laje de cobertura



Fonte: THOMAZ(1989)

No caso de rompimento de reservatórios por trincas, se torna necessário a utilização de limites de aberturas menores para garantir o bom funcionamento do sistema. Mesmo quando abertura de uma fissura não comprometa a segurança da estrutura, acaba causando desconforto ao usuário. (NBR 6118/2014)

Conforme BRITO SAMPAIO(2010), para a redução da diferença de intensidade das forças térmicas que atuam na laje e parede, podem ser tomadas devidas precauções como:

- Proteger as telhas com coloração adequada visando reduzir a absorção do calor. As cores mais claras são as ideais;
- Proporcionar ventilação adequada entre a cobertura e a laje com um espaço de circulação de ar para entrada de ar frio por baixo e saída de ar quente por cima, com isso diminui o calor absorvido pela laje;
- Fazer isolamento térmico da laje, que é feito com a utilização de camadas isolantes, podendo ser utilizada tanto em laje com ou sem cobertura.

Para evitar as fissuras causadas pela movimentação térmica nas lajes, BRITO SAMPAIO(2010) cita alguns procedimentos a serem feitos, como:

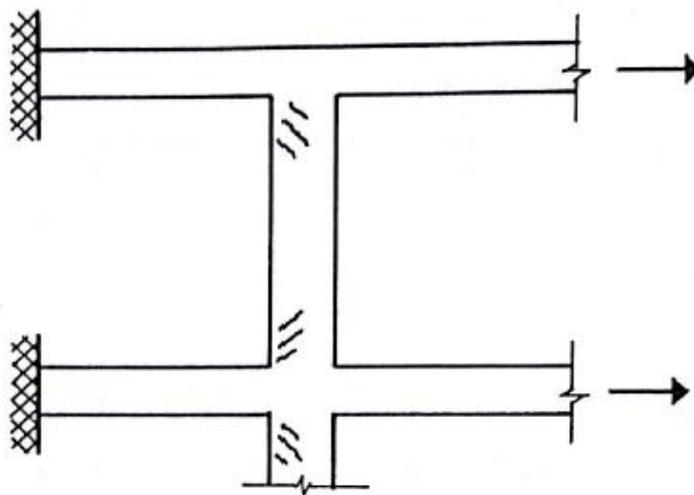
- Colocar juntas de dilatação nas lajes, tendo-se apenas o cuidado na localização das mesmas;

2.8.1.3. Fissuras causadas em pilares

Na ausência de juntas de dilatação em uma estrutura em concreto armado, movimentos térmicos em vigas, poderão levar ao aparecimento de trincas aparentes nos pilares. (THOMAZ,1989)

Segundo THOMAZ(1989), fissuras inclinadas podem surgir nos extremos de pilares através da expansão causada pela temperatura, conforme a figura 13:

Figura 13- Pilar fissurado devido à movimentação térmica das vigas de concreto armado

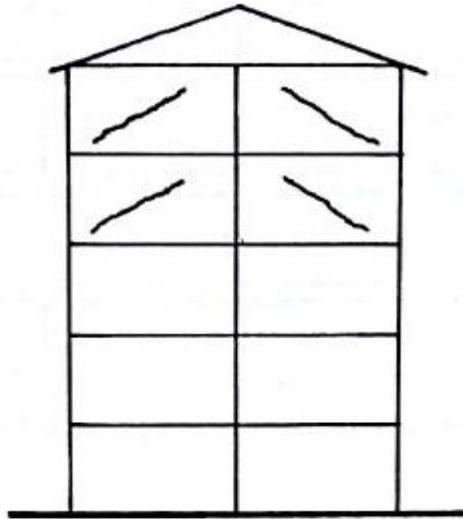


Fonte: THOMAZ(1989)

2.8.1.4. Fissuras causadas em Alvenaria

Em Alvenarias, poderão surgir trincas pela movimentação térmica, de acordo a figura 14:

Figura 14- Trincas de cisalhamento nas alvenarias, provocadas por movimentação térmica da estrutura



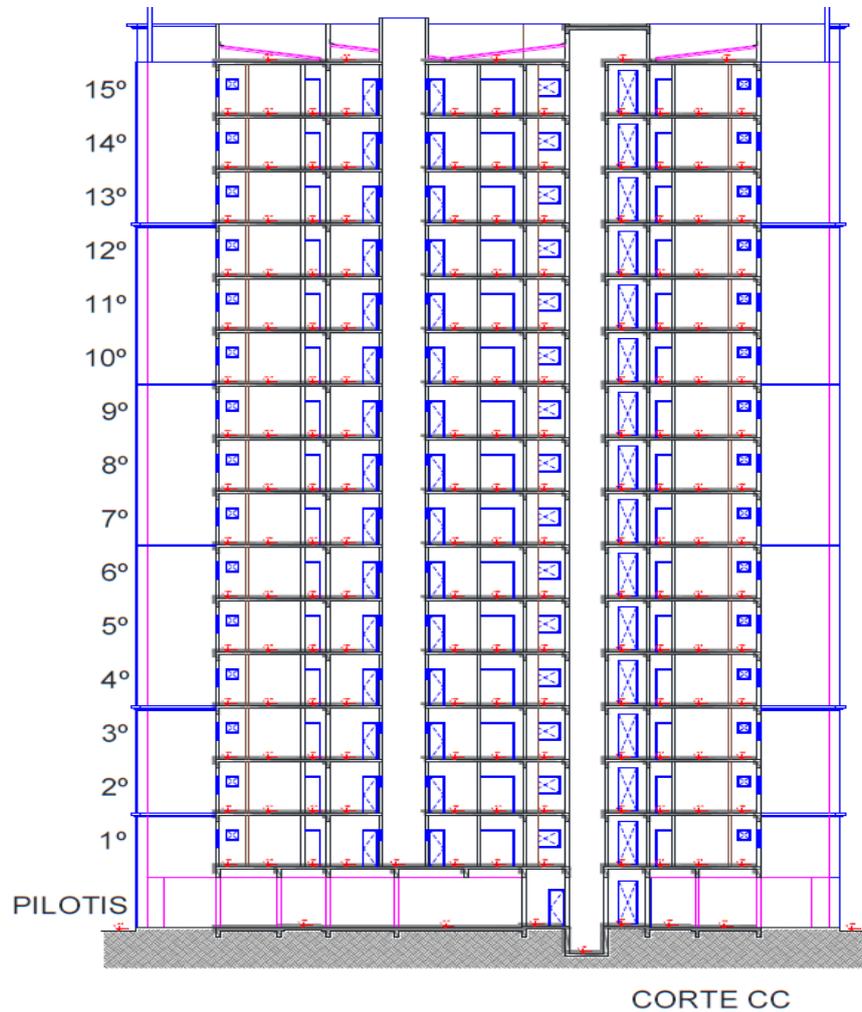
Fonte: THOMAZ(1989)

3. METODOLOGIA

3.1. Definição da arquitetura em estudo

O pórtico plano hiperestático que foi estudado faz parte de um edifício residencial de 16 pavimentos, sendo pavimentos tipo, situado na região sul da cidade de Palmas-TO.

Na figura 15 que segue, pode ser visualizado o corte cc que representa um edifício de 16 pavimentos:

Figura 15- Corte CC do edifício

Fonte: Santana(2014)

Na figura 16 a seguir, tem-se a planta baixa com as dimensões do projeto arquitetônico de um pavimento:

Figura 16- Dimensões da edificação

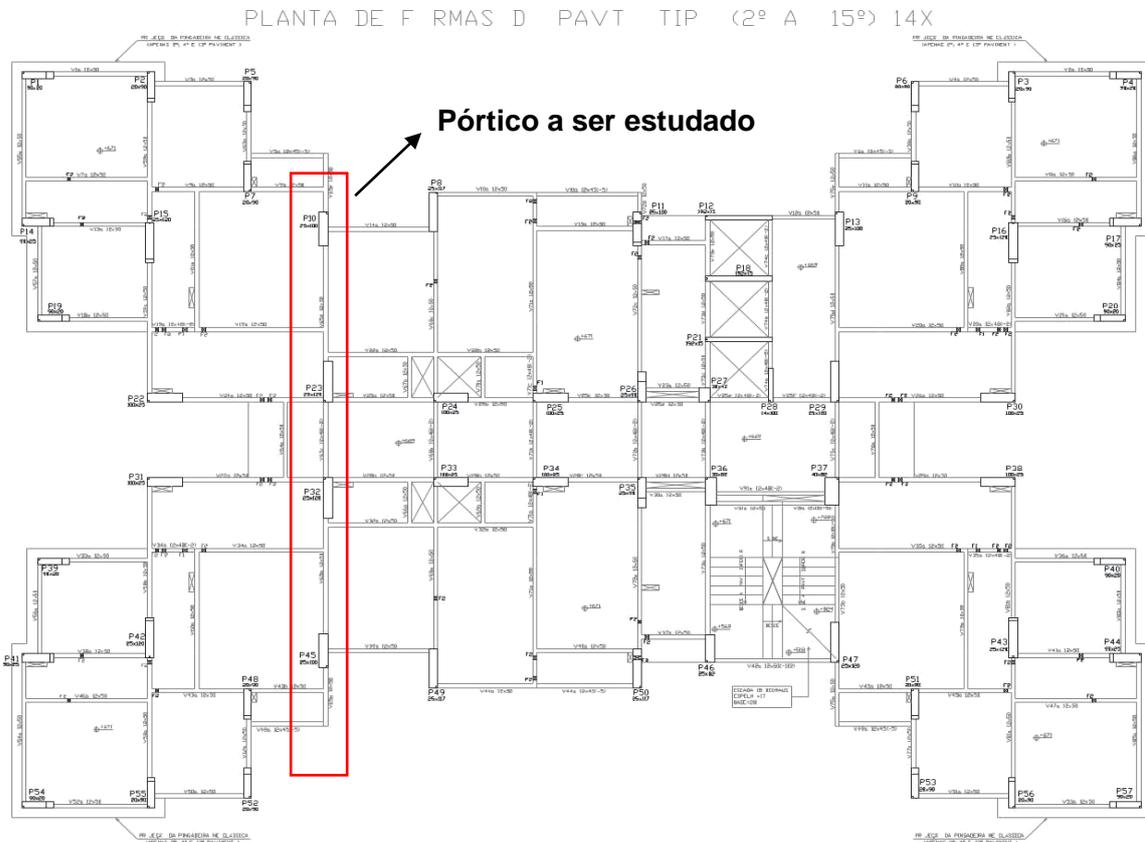
Fonte: Santana(2014)

3.2. Definição do pórtico plano real

No pórtico a ser estudado, todos os pilares terão seção de 25x120 cm, e vigas com seção de 12x50 cm, no qual apresentam mesmo alinhamento. O pórtico escolhido para estudo, deve-se ao fato de ser um pórtico de contraventamento e por apresentar grande rigidez, foi o escolhido para as análises dos esforços, no qual será submetido a variações de temperatura, entre ambiente interno e externo, em que será avaliado o seu comportamento diante dos esforços gerados.

Na figura 17 que segue, visualiza-se a planta baixa do projeto estrutural:

Figura 17- Planta projeto estrutural



3.3. Características dos materiais

A cidade de Palmas-TO apresenta um meio não agressivo com risco de deterioração da estrutura insignificante. Deste modo, conforme a NBR 6118/2014 foi adotado a classe I, com agressividade ambiental fraca.

Com relação ao cálculo das lajes, foram utilizadas as seguintes considerações:

- Peso específico do concreto: 2500kgf/m^3
- Cargas acidentais: $1,5\text{ kn/m}^2$ - Edifícios residenciais
- Alvenaria de tijolos furados esp. 13cm = 13kn/m

3.4. Etapas para a análise dos esforços atuantes, momentos fletores e deslocamentos no pórtico plano hiperestático

As etapas que serão descritas a seguir foram feitas com o auxílio do programa computacional FTOOL versão educacional 3.01, para avaliar possíveis esforços internos na estrutura e deslocamentos, gerados pela diferença de temperatura aplicada nas peças sobre o pórtico plano hiperestático real em concreto armado.

3.4.1. Lançamento dos elementos estruturais

Compreende o lançamento no software dos elementos estruturais, como: Vigas e pilares, para a análise de um modelo estrutural de pórtico plano. Serão definidos os tipos de vínculos utilizados nos pilares.

3.4.2. Definição dos carregamentos verticais

Para a análise no pórtico plano, serão consideradas as cargas permanentes e cargas acidentais. Para as cargas permanentes será considerado o peso próprio da estrutura e o peso dos elementos construtivos. Já nas cargas acidentais será levado em consideração pessoas, móveis, equipamentos. (NBR 6120/1980)

Conforme Pinheiro, Muzardo, Santos (2010) “A principal função das lajes é receber os carregamentos atuantes no andar, provenientes do uso da construção (pessoas, móveis e equipamentos), e transferi-los para os apoios”. Os carregamentos verticais que serão aplicados no pórtico foram calculados retirados da monografia de Edmo Mendes de Santana(2014).

A seguir, tem-se na tabela 2 os cálculos de solicitação das lajes:

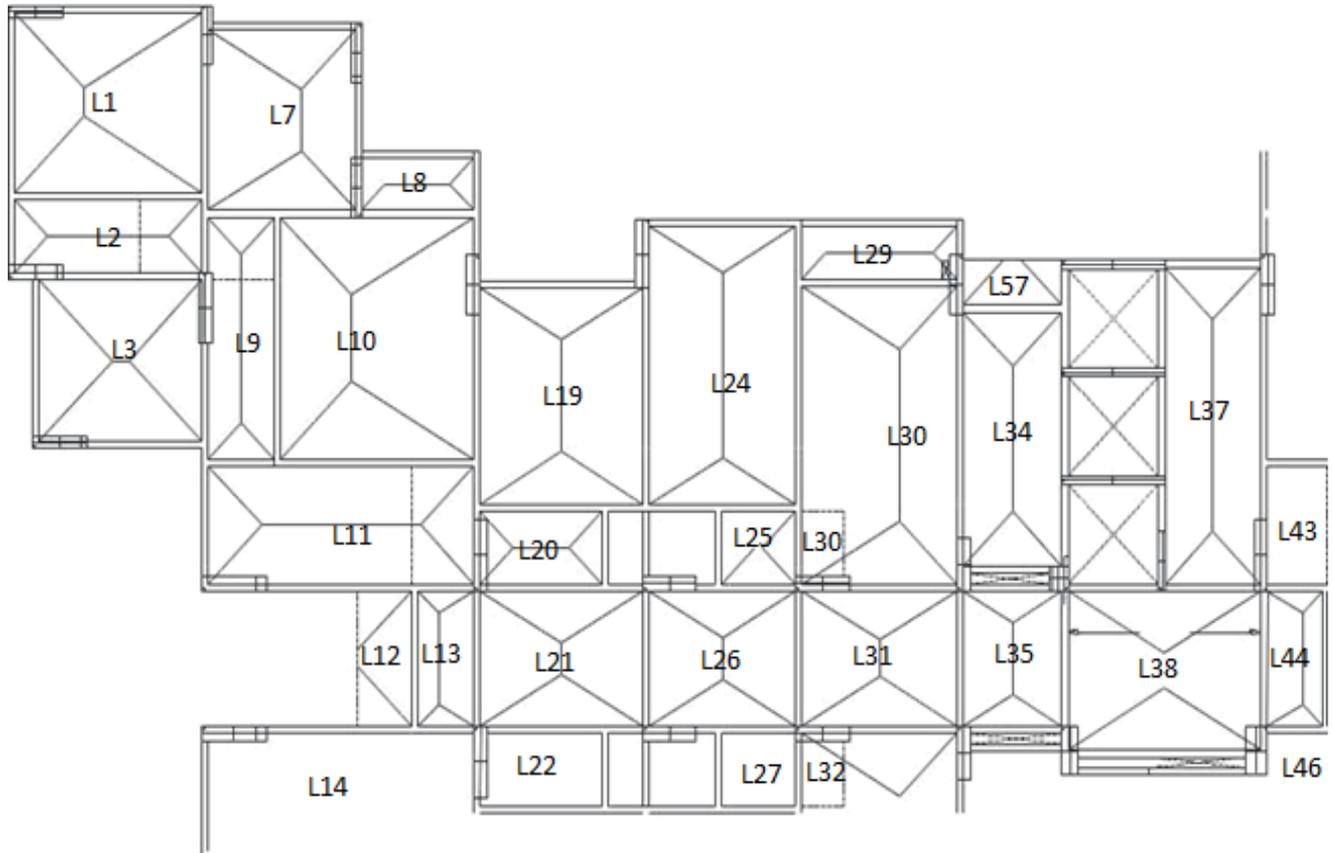
Tabela 2 - Cálculo dos esforços das lajes

LAJE	PESO PRÓPRIO (kgf)	CARGAS ACIDENTAIS (kgf)	PAVIMENTAÇÃO E REVESTIMENTO (kgf)	FORRO (kgf)	ALVENARIA (kgf)	CARGA TOTAL LAJE (kgf)
1=51=6=56	250	150	100	50	0	550
7=39=18=50	250	150	100	50	0	550
2=32=5=55	200	150	100	50	143,13	643,13
3=53=4=54	250	150	100	50	0	550
9=42=15=48	200	150	100	50	122,32	622,32
8=40=17=49	200	150	100	50	0	500
10=41=16=47	250	150	100	50	0	550
11=43=14=46	250	150	100	50	88,4	638,4
19=23	250	150	100	50	0	550
24=28	250	150	100	50	106,64	656,64
20=22	200	150	100	50	0	500
25=27	200	150	100	50	0	500
30	250	150	100	50	73,52	623,52
29	200	150	100	50	0	500
57=58	200	150	100	50	0	500
34=36	250	150	100	50	36,3	586,3
32	250	150	100	50	73,93	623,93
33	200	150	100	50	0	500
12=45	200	150	100	50	0	500
13=44	250	150	100	50	0	550
21	250	150	100	50	0	550
26	250	150	100	50	0	550
31	250	150	100	50	0	550
35	250	150	100	50	0	550
38	250	150	100	50	0	550
37	250	150	100	50	0	550
ESC 1	300	150	100	0	55,36	605,36
ESC 2	300	150	100	0	146,83	696,83
ESC 3	300	150	100	0	60,38	610,38
ESC 4	300	150	100	0	148,23	698,23

Fonte: Santana(2014)

Para se encontrar as cargas que atuam nas vigas, considerou-se a área de influência das lajes em cada viga, de acordo com a figura 18 o que segue

Figura 18- Lajes



Fonte: Santana(2014)

Na tabela 3 que segue, tem-se as áreas de influência das lajes:

Tabela 3 - Área de influência das lajes

LAJE	ÁREAS DE INFLUÊNCIA (m ²)			
	LESTE	OESTE	NORTE	SUL
1=51=6=56	3,87	2,24	2,22	2,22
7=39=18=50	2,03	3,52	1,36	1,36
2=32=5=55	0,38	0,38	1,76	1,76
3=53=4=54	1,86	1,86	2,27	2,27
9=42=15=48	2,13	2,13	0,38	0,38
8=40=17=49	0,19	0,19	0,72	0,72
10=41=16=47	6,29	3,63	2,35	2,35
11=43=14=46	0,98	0,98	3,9	3,9
19=23	4,17	4,17	1,32	1,32
24=28	5,31	5,31	1,08	1,08
20=22	0,38	0,38	1,02	1,02
25=27	0,38	0,38	0,47	0,47
30	4,17	7,22	1,52	1,52
29	0,2	0,2	1,09	1,09
57=58	0,29	0,29	-	0,81
34=36	3,08	3,08	0,84	0,84
32	4,14	7,17	1,52	1,52
33	0,22	0,22	1,06	1,06
12=45	1,28	-	0,5	0,5
13=44	1,24	0,72	0,19	0,19
21	2,13	2,13	1,32	1,32
26	2,04	2,04	1,08	1,08
31	2,09	2,09	1,2	1,2
35	1,6	1,6	0,48	0,48
38	2,95	2,95	1,86	1,86
37	3,98	3,98	0,8	0,8
ESC 1	2,525	2,525	0	0
ESC 2	0	0	2,635	2,635
ESC 3	0	0	0	0
ESC 4	0	0	2,61	2,61

Fonte: Santana(2014)

Na tabela 4, pode ser visualizado os valores de distribuição das cargas nas vigas:

Tabela 4 - Distribuição de cargas nas vigas

LAJE	CARGA TOTAL LAJE (kgf)	COMPRIMENTO DAS VIGAS (m)				CARGA DAS VIGAS (kgf/m)			
		LESTE	OESTE	NORTE	SUL	LESTE	OESTE	NORTE	SUL
1=51=6=56	5802,5	3,15	3,15	3,6	3,6	2128,5	1232	1221	1221
7=39=18=50	4554	3,15	3,15	2,85	2,85	1117,85	1938,341	748,9045	748,9045
2=32=5=55	2759,0277	1,35	1,35	3,6	3,6	244,9604	244,9604	1134,553	1134,553
3=53=4=54	4554	2,85	2,85	3,15	3,15	1025,477	1025,477	1251,523	1251,523
9=42=15=48	3124,0464	4,2	4,2	1,35	1,35	1325,542	1325,542	236,4816	236,4816
8=40=17=49	920	1	1	2,2	2,2	96,04396	96,04396	363,956	363,956
10=41=16=47	8035,5	4,2	4,2	3,7	3,7	3457,134	1995,134	1291,616	1291,616
11=43=14=46	6237,168	2,1	2,1	5,05	5,05	626,273	626,273	2492,311	2492,311
19=23	6050	3,75	3,75	3,15	3,15	2297,678	2297,678	727,3224	727,3224
24=28	8391,8592	4,8	4,8	2,85	2,85	3486,758	3486,758	709,1712	709,1712
20=22	1405	1,35	1,35	2,4	2,4	190,6786	190,6786	511,8214	511,8214
25=27	850	1,35	1,35	1,5	1,5	190	190	235	235
30	8997,3936	5,13	5,13	3	3	2600,078	4501,814	947,7504	947,7504
29	1300	1,02	1,02	3	3	100,7752	100,7752	549,2248	549,2248
57=58	700	0,88	0,88	-	1,95	146,0432	146,0432	-	407,9137
34=36	4596,592	4,4	4,4	1,95	1,95	1805,804	1805,804	492,492	492,492
32	8953,3955	5,1	5,1	3	3	2583,07	4473,578	948,3736	948,3736
33	1280	1,05	1,05	2,87	2,87	110	110	530	530
12=45	1140	2,4	-	1,12	1,12	640	-	250	250
13=44	1292,5	2,4	2,4	1,15	1,15	684,9145	397,6923	104,9466	104,9466
21	3800,5	2,4	2,4	3,15	3,15	1173,198	1173,198	727,0522	727,0522
26	3426,5	2,4	2,4	2,85	2,85	1120,202	1120,202	593,0481	593,0481
31	3613,5	2,4	2,4	3	3	1147,753	1147,753	658,997	658,997
35	2299	2,4	2,4	1,95	1,95	884,2308	884,2308	265,2692	265,2692
38	5296,5	2,8	2,8	3,71	3,71	1624,187	1624,187	1024,063	1024,063
37	5258	5,46	5,46	1,91	1,91	2189	2189	440	440
ESC 1	3057,068	1,565	1,565	0	0	1528,534	1528,534	0	0
ESC 2	3672,2941	0	0	1,515	1,515	0	0	1836,147	3249,177
ESC 3	2826,0594	0	0	0	0	0	0	0	0
ESC 4	3644,7606	0	0	1,515	1,515	0	0	1822,38	3235,41

Fonte: Santana(2014)

Conforme SANTANA(2014), As cargas apresentadas são uniformemente distribuídas ao longo do comprimento de cada viga, e obteve-se os valores finais conforme segue a tabela 5:

VIGA		CARGA PARCIAL(kgf/m)	ALVENARIA(kgf/)	CARGA FINAL (kgf/m)
V55a	L1	1232,00	499,20	1731,20
	L2	244,96	499,20	744,16
V57A	L3	1025,48	499,20	1524,68
V59B	L1+L7	4066,84	499,20	4566,04
	L2+L7	2183,30	499,20	2682,50
	L2+L9	1570,50	499,20	2069,70
V59A	L3+L9	2351,02	499,20	2850,22
	L9	1325,54	499,20	1824,74
	L11	626,27	499,20	1125,47
V61A	L9+L10	3320,68	499,20	3819,88
V63A	L7	1117,85	499,20	1617,05
	L7+L8	1213,89	499,20	1713,09
V1A	L1	1221,00	499,20	1720,20
V3A	L7	748,90	499,20	1248,10
V5A	L8	363,96	0,00	363,96
V7A	L1+L2	2355,55	499,20	2854,75
V9A	L7+L9	985,39	499,20	1484,59
	L7+L10	2040,52	499,20	2539,72
V9B	L8+L10	1655,57	499,20	2154,77
V13A	L2+L3	2386,08	499,20	2885,28

V18A	L3	1251,52	499,20	1750,72
V19A	L9+L11	2728,79	499,20	3227,99
	L10+L11	3783,93	499,20	4283,13
V24A	L11	2492,31	499,20	2991,51
	L11+L13	2597,26	499,20	3096,46
V65E	L8	96,04	499,20	595,24
	L10	3457,13	499,20	3956,33
V65D	L10+L19	5754,81	499,20	6254,01
	L11+L19	2923,95	499,20	3423,15
	L11+L20	816,95	499,20	1316,15
V67A	L20	190,68	499,20	689,88
V68C	L19+L24	5784,44	499,20	6283,64
V70A	L25	190,00	499,20	689,20
V71C	L24+L29	3587,53	499,20	4086,73
	L24+L30	7988,57	499,20	8487,77
	L25+L30	4691,81	499,20	5191,01
V71A	L24+L33	3596,76	499,20	4095,96
	L24+L32	7960,34	499,20	8459,54
	L25+L32	4664,26	499,20	5163,46
V72D	L29	100,78	499,20	599,98
V72C	L30+L34	4405,88	499,20	4905,08
V72A	L32+L34	4388,87	499,20	4888,07
	L32+L57	2729,11	499,20	3228,31
V73E	L57	146,04	499,20	645,24
	L34	1805,80	499,20	2305,00
V73D	L34	1805,80	499,20	2305,00
V73C	L34	1805,80	499,20	2305,00
V10A	L24	709,17	499,20	1208,37
	L29	549,22		549,22
V15A	L29+L30	1496,98	499,20	1996,18
V40A	L32+L33	1478,37	499,20	1977,57
V44A	L33	530,00		530,00
V14A	L19	727,32	499,20	1226,52
V17A	L57+L34	900,41	499,20	1399,61
V22A	L19+L20	1239,14	499,20	1738,34
	L19	727,32	499,20	1226,52
V22B	L24	709,17	499,20	1208,37
	L24+L25	944,17	499,20	1443,37
V23A	L34	492,49	499,20	991,69
V64A	L12+L13	1037,69	499,20	1536,89
V65C	L13+L21	1858,11	0,00	1858,11
V68B	L21+L26	2293,40	0,00	2293,40
V71B	L26+L31	2267,95	0,00	2267,95
V72B	L31+L35	2031,98	0,00	2031,98

V73B	L35+L38	2508,42	0,00	2508,42
V75C	L12+L38	2264,19	0,00	2264,19
V74A	L37	2189,00	499,20	2688,20
V74B	L37	2189,00	499,20	2688,20
V74C	L37	2189,00	499,20	2688,20
V75D	L37+L10	5646,13	499,20	6145,33
	L37+L11	2815,27	499,20	3314,47
V75B	L11+ESC1	2154,81	499,20	2654,01
	L10+ESC1	4985,67	499,20	5484,87
	L10	3457,13	499,20	3956,33
V73A	L34+ESC1	3334,34	499,20	3833,54
	L34	1805,80	499,20	2305,00
V31A	ESC4	1822,38	499,20	2321,58
	ESC2	1836,15	499,20	2335,35
V42A	ESC4	3235,41	499,20	3734,61
	ESC2	3249,18	499,20	3748,38
V25A	L20+L21	1238,87	499,20	1738,07
	L21	727,05	499,20	1226,25
V25B	L26	593,05	499,20	1092,25
	L26+L25	828,05	499,20	1327,25
V25C	L30+L31	1606,75	499,20	2105,95
V28C	L31+L32	1607,37	499,20	2106,57
V25D	L35	265,27	499,20	764,47
V25E	L38	1024,06	499,20	1523,26
V25F	L38	1024,06	0,00	1024,06
V91A	L38	1024,06	499,20	1523,26
V12A	L37	440,00	499,20	939,20

Tabela 5 - Cargas das vigas- SANTANA(2014)

3.4.3. Definição dos carregamentos horizontais

Conforme a NBR 6123(1998), foi considerado a ação do vento que irá atuar sobre cada pavimento tipo, de acordo com o vento da cidade de Palmas-TO. Os carregamentos horizontais aplicados no pórtico foram retirados da monografia de SANTANA(2014)

De acordo com gráfico de isopetas da NBR 6123(1998), tem-se para a cidade de Palmas-TO a velocidade básica do vento de 33m/s. Para o cálculo da velocidade característica do vento, a NBR 6123(1998) estabelece a seguinte expressão, no qual o cálculo é feito a partir da velocidade básica do vento:

$$V_k = S1 \times S2 \times S3 \times V_0$$

A velocidade característica do vento para ser calculada, depende de alguns fatores, no qual são os fatores S1, S2 e S3. O fator S1 leva em consideração as variações do relevo e do terreno, que no caso da cidade de Palmas-TO utilizou-se a classificação de terreno plano ou fracamente acidentado com $S1 = 1,0$. (NBR 6123,1998)

Para o fator S2 a NBR 6123(1998), “considera o efeito combinado da rugosidade do Terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração “.

Deste modo tem-se:

Fator S2:

- -Rugosidade do terreno:
- Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçado, Categoria IV.
- Dimensões da edificação:

As dimensões da edificação são: Altura: 50,21m e dimensão em planta de 32,08x22,02m, logo, Classe C. “Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda a 50m”, conforme NBR 6123 (ABNT, 1988).

De acordo com a tabela 6 da NBR 6123(1998), foram obtidos os valores do fator S2 usado no cálculo da velocidade do vento da edificação. Conforme isso, segue a tabela 6 com os valores de S2 de acordo cada pavimento:

Tabela 6 - Determinação do S2

Nº PAVIMENTO	ALTURA (m)	S2
1	3,06	0,73
2	6,12	0,8
3	9,18	0,8
4	12,24	0,84
5	15,3	0,88
6	18,36	0,88
7	21,42	0,93
8	24,48	0,93
9	27,54	0,93
10	30,6	0,96
11	33,66	0,96
12	36,72	0,96
13	39,78	0,96
14	42,84	0,99
15	45,9	0,99
16	48,96	0,99
PLATIBANDA	50,21	1,02

Fonte: SANTANA(2014)

O fator S3 conforme a NBR 6123(1998), “é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação”. A edificação foi classificada no grupo 2, de acordo com a tabela 3 da NBR 6123(1998), com valor de S3 = 1,00.

De acordo com os fatores S1, S2 e S3 foram calculadas as velocidades características do vento e a pressão dinâmica, através das seguintes expressões:

- Velocidade característica (Vk): $V_k = S1 \times S2 \times S3 \times V_o$
- Pressão dinâmica (q): $q = 0.613 \times V_k^2$

Segue a tabela 7 dos cálculos de velocidade característica e pressão dinâmica:

Tabela 7 - Determinação da velocidade característica e pressão dinâmica

Nº PAVIMENTO	ALTURA (m)	Vo (m/s)	S1	S2	S3	VELOCIDADE CARACTERÍSTICA (vk) - (m/s)	PRESSÃO DINÂMICA (q)-(N/m ²)
1	3,06	33	1	0,73	1	24,09	355,74
2	6,12	33	1	0,8	1	26,4	427,24
3	9,18	33	1	0,8	1	26,4	427,24
4	12,24	33	1	0,84	1	27,72	471,03
5	15,3	33	1	0,88	1	29,04	516,96
6	18,36	33	1	0,88	1	29,04	516,96
7	21,42	33	1	0,93	1	30,69	577,37
8	24,48	33	1	0,93	1	30,69	577,37
9	27,54	33	1	0,93	1	30,69	577,37
10	30,6	33	1	0,96	1	31,68	615,22
11	33,66	33	1	0,96	1	31,68	615,22
12	36,72	33	1	0,96	1	31,68	615,22
13	39,78	33	1	0,96	1	31,68	615,22
14	42,84	33	1	0,99	1	32,67	654,27
15	45,9	33	1	0,99	1	32,67	654,27
16	48,96	33	1	0,99	1	32,67	654,27
PLATIBANDA	50,21	33	1	1,02	1	33,66	694,53

Fonte: SANTANA(2014)

Coeficiente de arrasto:

Trata-se de uma edificação com ventos de baixa turbulência, portanto:

- $h/l_1 = 51,20/32,08 = 1,60$
- $l_1/l_2 = 32,08/22,02 = 1,46$

De acordo com os valores calculados conforme a NBR 6123(1998), tem-se $C_a = 1.3$.

Força de arrasto:

De acordo a tabela 8 a seguir, visualiza-se os valores da força de arrasto em cada pavimento:

Tabela 8 - Força de arrasto por pavimento

Nº PAVIMENTO	PRESSÃO DINÂMICA (q) - (N/m²)	COEFICIENTE DE ARRASTO (Ca)	FORÇA DE ARRASTO EM (KN) - MAIOR DIMENSÃO EM PLANTA	FORÇA DE ARRASTO EM (KN) - MENOR DIMENSÃO EM PLANTA
1	355,74	1,3	45,40	31,16
2	427,24	1,3	54,52	37,42
3	427,24	1,3	54,52	37,42
4	471,03	1,3	60,11	41,26
5	516,96	1,3	65,97	45,28
6	516,96	1,3	65,97	45,28
7	577,37	1,3	73,68	50,58
8	577,37	1,3	73,68	50,58
9	577,37	1,3	73,68	50,58
10	615,22	1,3	78,51	53,89
11	615,22	1,3	78,51	53,89
12	615,22	1,3	78,51	53,89
13	615,22	1,3	78,51	53,89
14	654,27	1,3	83,49	57,31
15	654,27	1,3	83,49	57,31
16	654,27	1,3	41,75	28,66
PLATIBANDA	694,53	1,3	36,21	24,85

Fonte: SANTANA(2014)

Distribuição das forças horizontais:

Para cada pórtico, foram definidas zonas de influência para distribuição das forças do vento em cada fachada, no qual mostra a tabela 9:

Tabela 9 - Determinação das zonas de influência dos pórticos

	LARGURA DE INFLUÊNCIA	PERCENTUAL PROPORCIONAL
PÓRTICO 1=2	6,19	19%
PÓRTICO 3	4,1	13%
PÓRTICO 4	4,5	14%
PÓRTICO 5	2,83	9%
PÓRTICO 6	4,38	14%
PÓRTICO 7=8	6,19	19%
PÓRTICO 10	11,04	50%
PÓRTICO 11	3,9	12%
PÓRTICO 9	11,04	50%

Fonte: SANTANA(2014)

Dessa forma, na tabela 10 tem-se as Ações horizontais nos pórticos, conforme segue:

Nº PAVIMENTO	AÇÕES HORIZONTAIS NOS PÓRTICOS (KN)								
	NUMERAÇÃO DOS PORTICOS								
	1=2	3	4	5	6	7=8	9	10	11
1	8,76	5,80	6,37	4,00	6,20	8,76	15,58	15,58	5,52
2	10,52	6,97	7,65	4,81	7,44	10,52	18,71	18,71	6,63
3	10,52	6,97	7,65	4,81	7,44	10,52	18,71	18,71	6,63
4	11,59	7,68	8,43	5,30	8,20	11,59	20,63	20,63	7,31
5	12,73	8,43	9,25	5,82	9,00	12,73	22,64	22,64	8,02
6	12,73	8,43	9,25	5,82	9,00	12,73	22,64	22,64	8,02
7	14,21	9,41	10,33	6,50	10,06	14,21	25,29	25,29	8,95
8	14,21	9,41	10,33	6,50	10,06	14,21	25,29	25,29	8,95
9	14,21	9,41	10,33	6,50	10,06	14,21	25,29	25,29	8,95
10	15,14	10,03	11,01	6,92	10,72	15,14	26,95	26,95	9,54
11	15,14	10,03	11,01	6,92	10,72	15,14	26,95	26,95	9,54
12	15,14	10,03	11,01	6,92	10,72	15,14	26,95	26,95	9,54
13	15,14	10,03	11,01	6,92	10,72	15,14	26,95	26,95	9,54
14	16,11	10,67	11,71	7,36	11,40	16,11	28,66	28,66	10,15
15	16,11	10,67	11,71	7,36	11,40	16,11	28,66	28,66	10,15
16	8,05	5,33	5,85	3,68	5,70	8,05	14,33	14,33	5,07
PLATIBANDA	6,98	4,63	5,08	3,19	4,94	6,98	12,43	12,43	4,40

Tabela 10 - Ações do vento, por pavimento - SANTANA(2014)

3.4.4. Definição dos vínculos

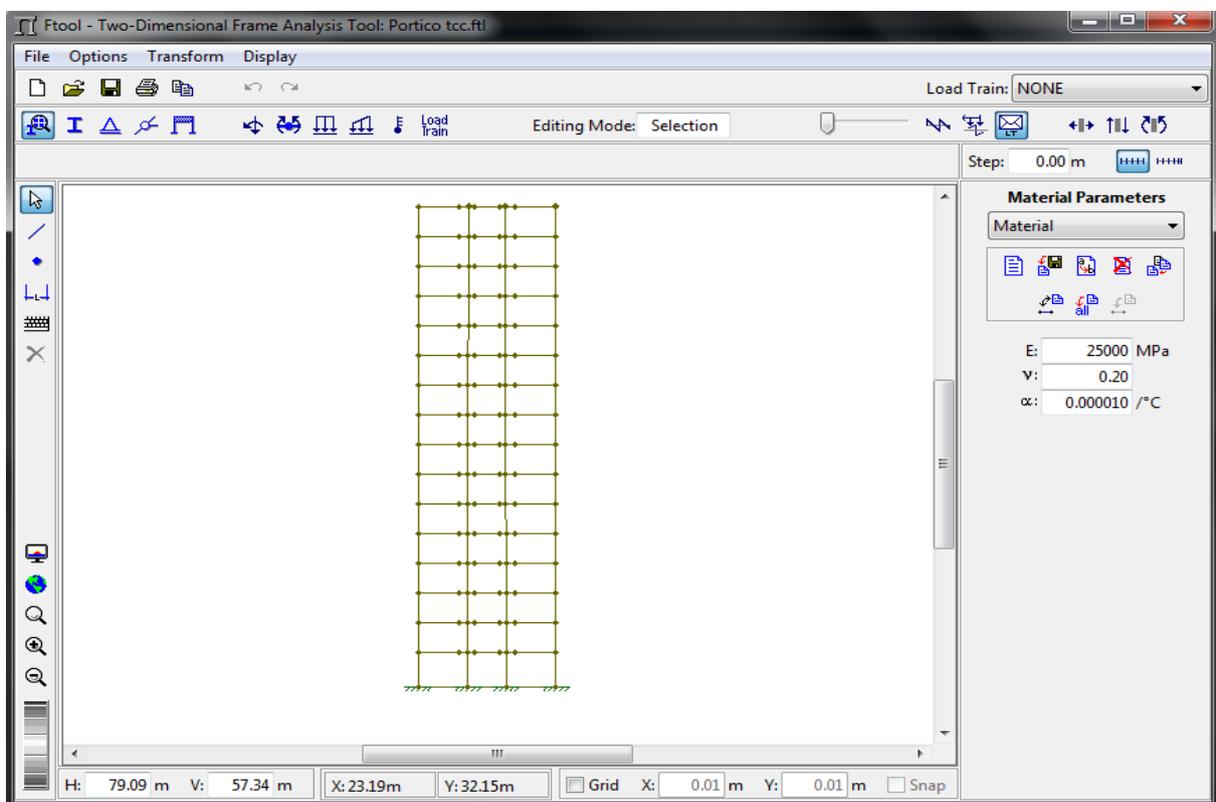
Para a realização da análise dos esforços atuantes e dos deslocamentos sobre o pórtico plano, foi adotado um tipo de vínculo de apoio em cada pilar:

- Pilar 10: Engastado
- Pilar 23: Engastado
- Pilar 32: Engastado
- Pilar 45: Engastado

3.4.5. Lançamento dos carregamentos verticais, horizontais, vínculos e temperatura no FTOOL

De acordo com os carregamentos verticais e horizontais do edifício de 16 pavimentos calculados por Santana(2014), foram aplicados no FTOOL para a análise dos esforços no pórtico. A figura 19 representa o pórtico projetado ao qual segue:

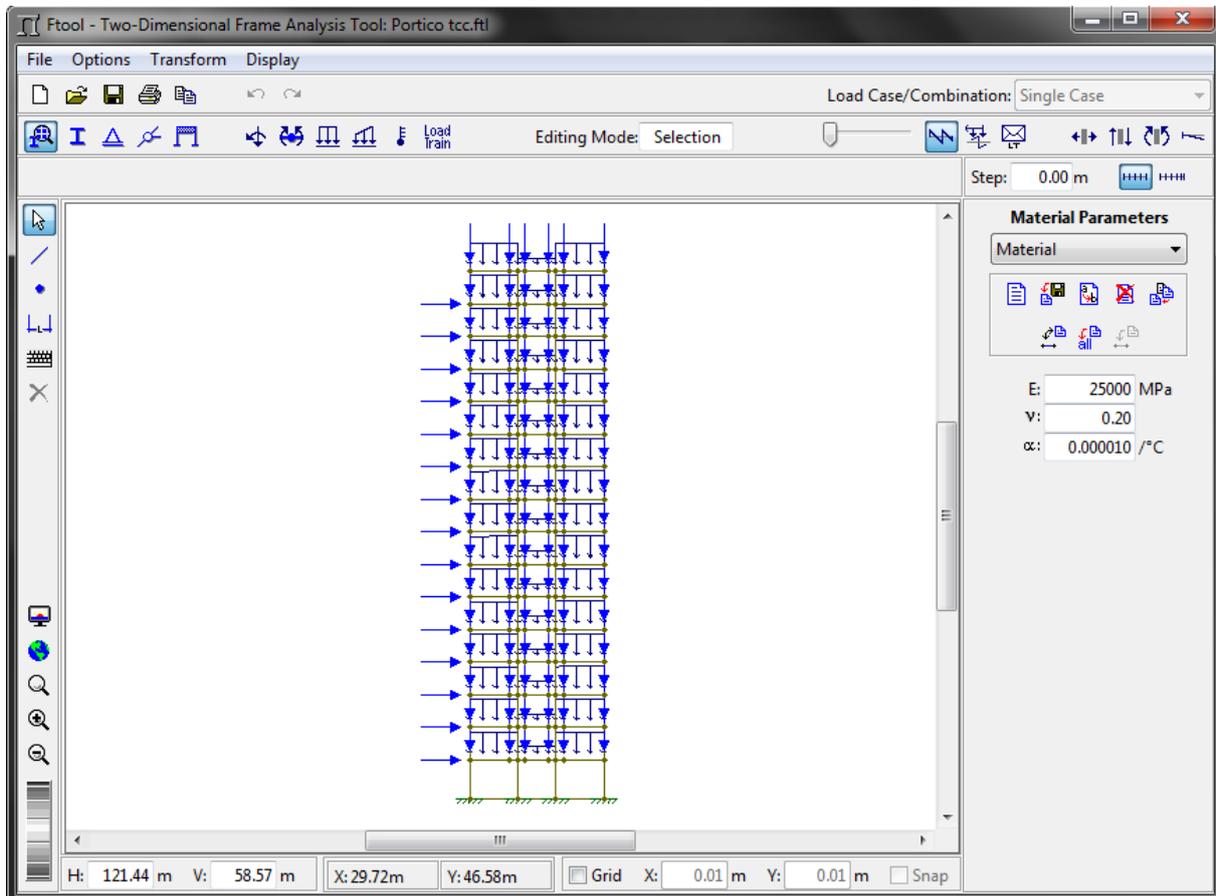
Figura 19- Pórtico plano projetado no FTOOL



Fonte: Autor

Após lançar o pórtico plano no software FTOOL, foram aplicadas as cargas uniformes, verticais e horizontais ao longo de toda a estrutura, conforme segue na figura 20:

Figura 20- Esquema Pórtico plano com os Carregamentos

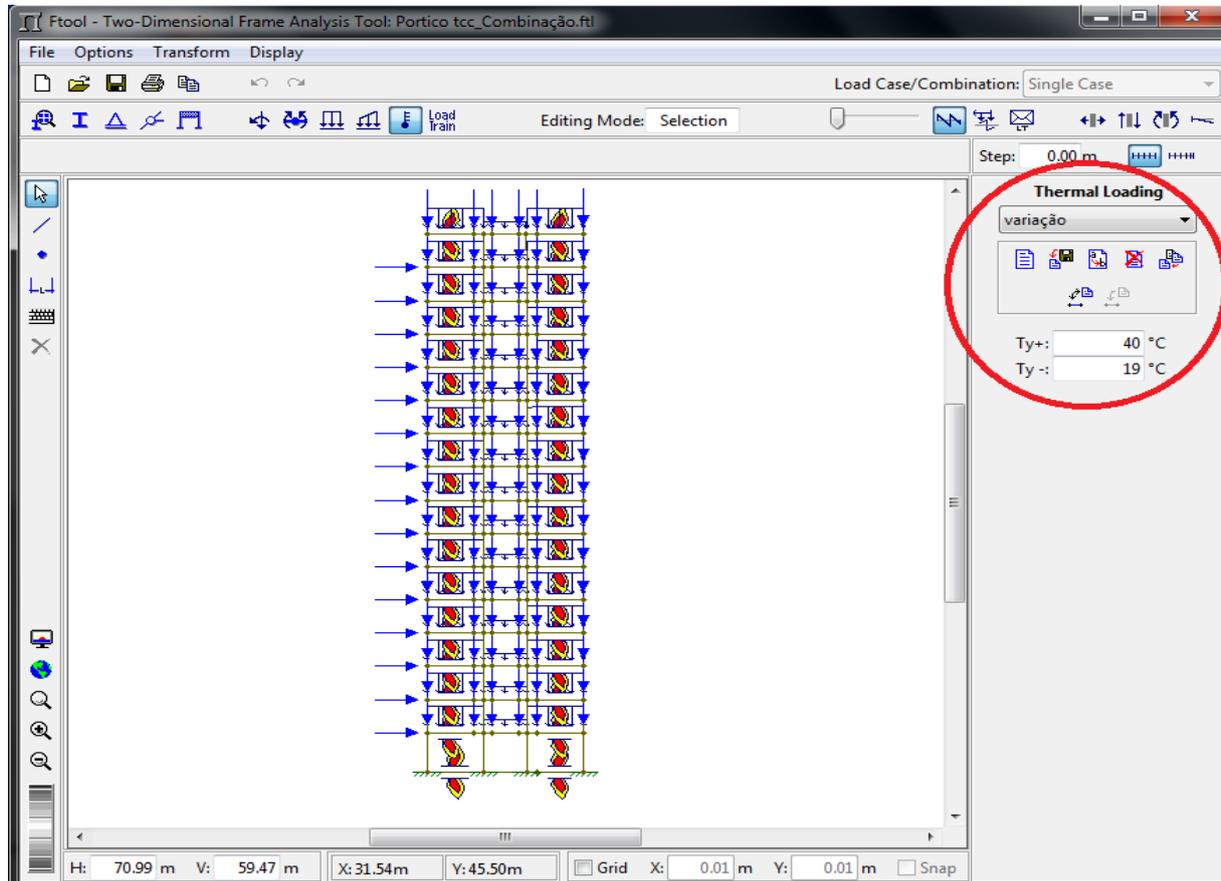


Fonte: Autor

De acordo com os dados obtidos no site oficial do INMET, a temperatura adotada na parte externa dos pilares da extremidade e da viga do último pavimento foi a máxima observada em Palmas-TO de 40°C ao longo de 10 anos. Os valores de temperatura sugeridos pela ASHRAE (apud. AMORIM, 1998, p.34), em condições internas da edificação, são de 19-25°C no inverno e 20-27°C no verão; para região centro norte, onde encontra-se Palmas-TO. Dessa forma para a parte interna dos pilares da extremidade e da viga do último pavimento foi adotado 19°C para a análise dos esforços, por ser a situação mais crítica por apresentar uma grande

variação térmica de 21°C. As temperaturas de 40°C e 19°C foram aplicadas no FTOOL conforme segue na figura 21:

Figura 21- Esquema Pórtico plano com variação de temperatura



Fonte: Autor

Como pode-se perceber, foram considerados nos 4 pilares vínculos do tipo engastado, ao qual foi considerado os carregamentos verticais e carregamentos horizontais para a avaliação dos possíveis esforços gerados sobre a estrutura plana hiperestática. Nos carregamentos verticais foram consideradas forças pontuais geradas pelo encontro de vigas no pilar, assim como foi considerado os carregamentos uniformes das vigas entre os pilares.

Nos carregamentos horizontais foram consideradas forças pontuais devido ação do vento em cada pavimento, conforme os ventos da cidade de Palmas-TO.

As temperaturas foram aplicadas apenas nas peças que estão em contato com os meios internos e externos, assim como recomenda o manual do FTOOL.

3.5. Procedimentos para análise dos esforços atuantes, momentos fletores e deslocamentos no pórtico plano

Considerando a diferença de temperatura entre o interior e exterior da edificação, adotadas para as análises desse trabalho, na cidade de Palmas-TO, foram feitas análises no pórtico plano hiperestático, a partir do software computacional FTOOL, conforme segue os procedimentos:

- Análise do diagrama de esforços Normais
- Análise do diagrama de esforços cortantes
- Análise do diagrama de momentos fletores
- Análise dos deslocamentos

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Estudo das temperaturas máximas e mínimas da cidade de Palmas-TO

Para o estudo da variação de temperatura ao qual será submetido o Pórtico plano Hiperestático, foram coletadas as temperaturas máximas ao longo de ano na cidade de Palmas -TO, considerando um intervalo de tempo de 10 anos.

As variações de temperatura máxima foram coletadas por meio de dados do INMET- Instituto Nacional de Meteorologia. Os dados levantados seguem conforme a tabela 11:

Tabela 11 - Variações de temperatura máxima e mínima de 10 anos

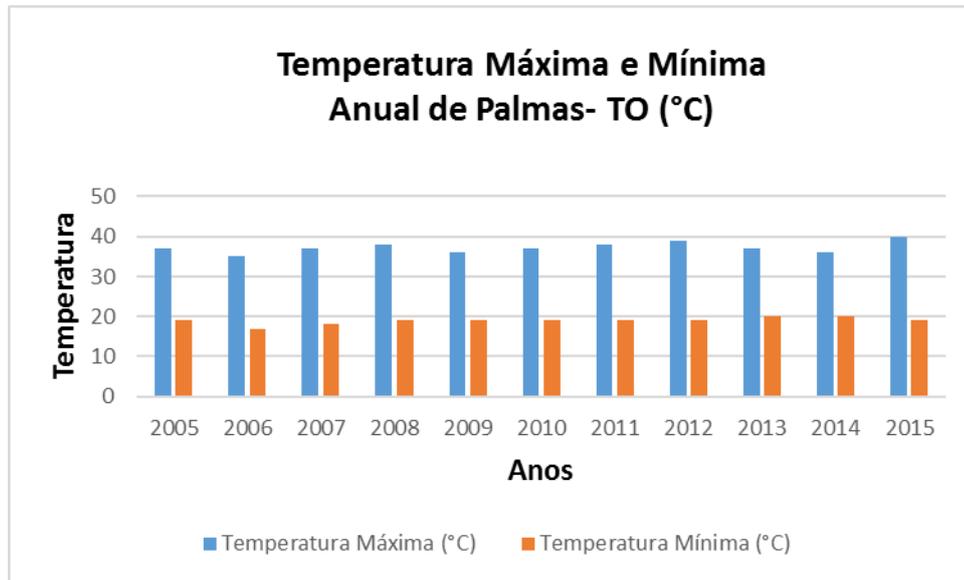
Anos	Temperatura Máxima (°C)	Temperatura Mínima (°C)	Variação de temperatura (°C)
2005	37	19	18
2006	35	17	18
2007	37	18	19
2008	38	19	19
2009	36	19	17
2010	37	19	18
2011	38	19	19
2012	39	19	20
2013	37	20	17
2014	36	20	16
2015	40	19	21

Fonte: INMET

De acordo a tabela 11, no período dos últimos 10 anos, o ano de 2015 apresentou a maior variação de temperatura ocorrida na cidade de Palmas – TO. Dessa forma, a temperatura máxima e mínima do ano de 2015 que será considerada na parte externa e interna da estrutura na análise dos esforços, deslocamentos e momentos fletores será de 40°C e 19°C.

A figura 22 representa as variações de temperatura anuais, conforme segue:

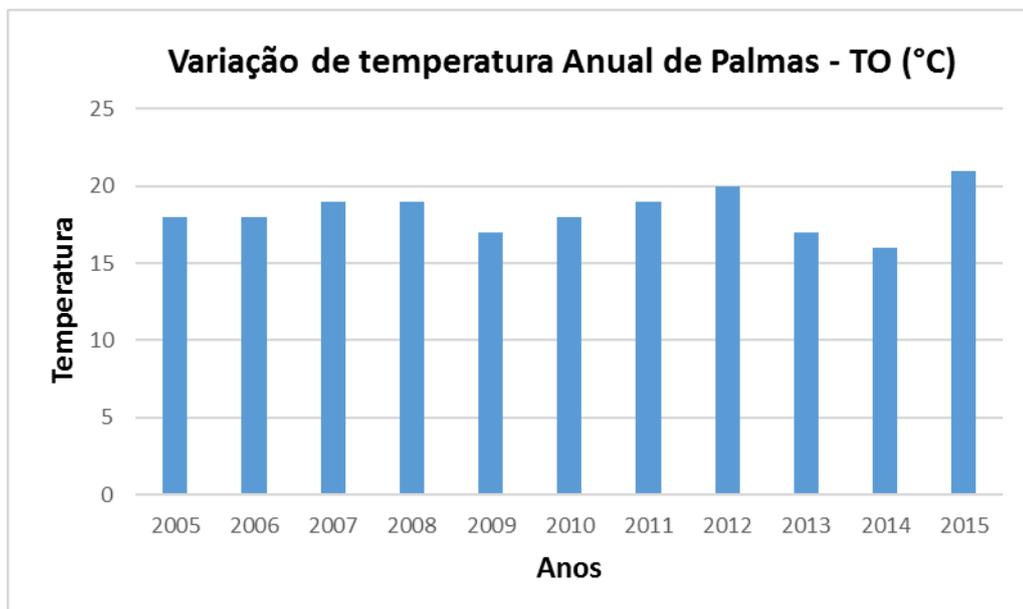
Figura 22- Temperatura máxima e mínima de 10 anos



Fonte: INMET

Para melhor representação das temperaturas máximas e mínimas dos últimos 10 anos, segue a figura 23:

Figura 23- Variações de temperatura máxima e mínima de 10 anos



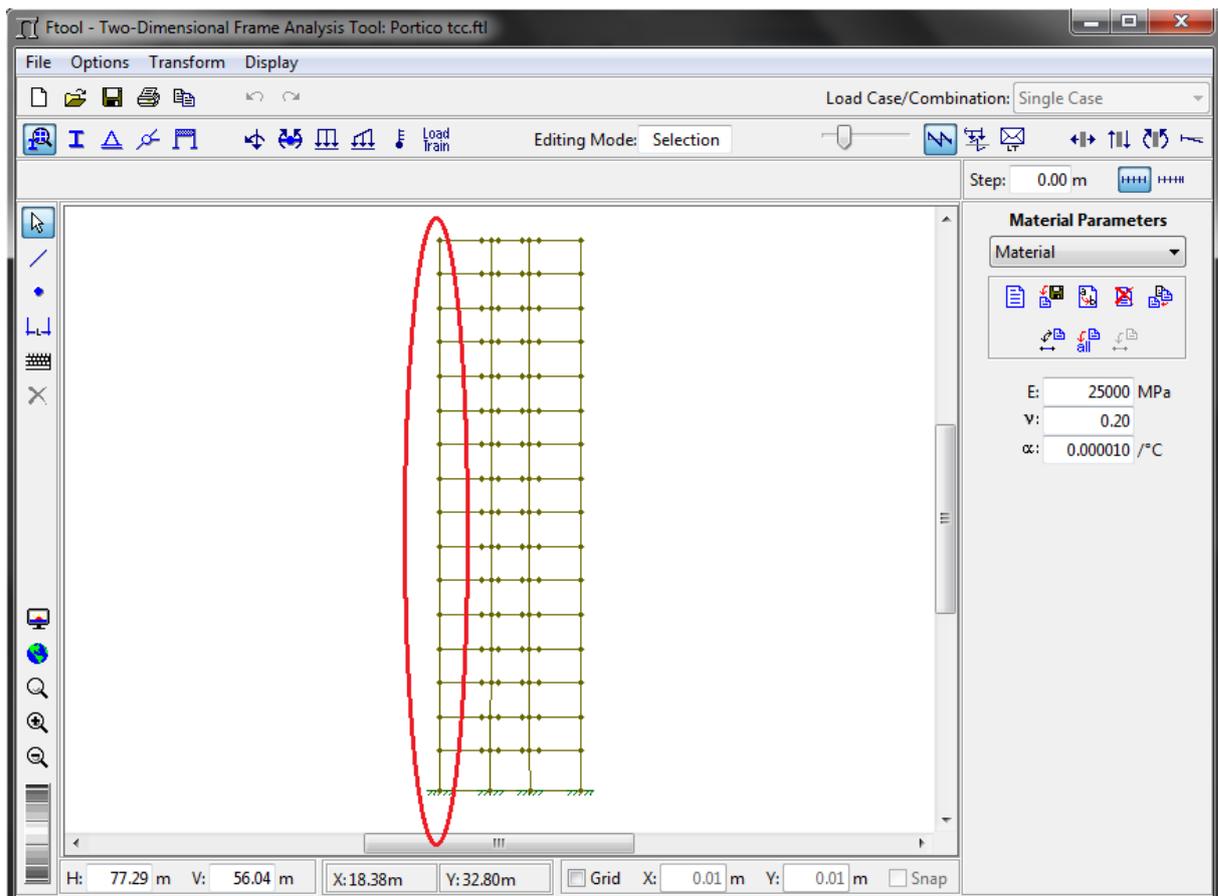
Fonte: INMET

4.2. Análise de esforço normal e momento fletor pilar

De acordo o Pórtico plano hiperestático estudado, foi selecionado um pilar ao longo dos 16 pavimentos para a análise dos esforços normais e momentos fletores com e sem a variação de temperatura. O pilar escolhido para a análise deve-se ao fato de ser um dos pilares da extremidade da edificação que está exposto a radiação solar durante o ano inteiro, ao qual será submetido a uma temperatura de 40°C na sua parte externa, e 19° C na parte interna. Devido estar em contato com o ambiente externo e interno, foi o escolhido para as análises dos esforços.

Segue a figura 24, ao qual mostra o pilar que será feita a análise dos esforços e momentos fletores:

Figura 24- Pilar a ser analisado os esforços



Fonte: Autor

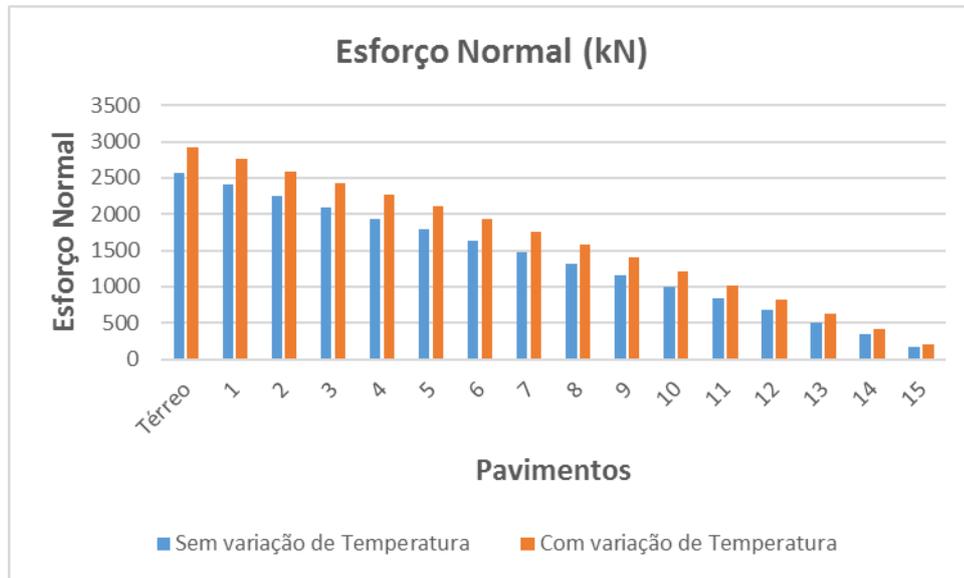
4.2.1. Análise dos esforços normais

Para o Pilar destacado, foram feitas as análises dos esforços Normais ao longo de todo o edifício, no qual foram feitas as comparações destes esforços aplicando a variação de temperatura, conforme destaca a tabela 12 e a figura 25 a seguir:

Tabela 12 - Esforço normal do pilar

Pilar - Esforço Normal (kN)			
Pavimento	Sem variação de Temperatura	Com variação de Temperatura	Variação do Esforço Normal
Térreo	2565,38	2924,62	359,24
1	2404,26	2756,56	352,3
2	2248,18	2593,98	345,8
3	2094,38	2431,8	337,42
4	1941,30	2268,18	326,88
5	1787,92	2102,06	314,14
6	1633,60	1932,71	299,11
7	1477,96	1759,6	281,64
8	1320,74	1582,39	261,65
9	1161,77	1400,85	239,08
10	1000,95	1214,78	213,83
11	838,24	1024,03	185,79
12	673,63	828,58	154,95
13	507,17	628,38	121,21
14	338,97	422,64	83,67
15	169,54	209,56	40,02

Fonte: Autor

Figura 25 - Esforço Normal do Pilar

Fonte: Autor

De acordo com a figura 25, percebe-se que ao longo das alturas dos pavimentos do edifício, o pilar analisado obteve maiores esforços normais quando houve a consideração da variação de temperatura, comparado ao pilar sem a consideração da variação de temperatura.

O acréscimo de carga normal observada na estrutura que teve a consideração de variação da temperatura pode ser atribuído as deformações que levaram ao aumento de comprimento dos elementos estruturais. Desse modo, os dois modelos estruturais propostos por esse trabalho apresentam sensíveis diferenças no que tange ao comprimento das peças estruturais, existentes devido a dilatação térmica da estrutura. Segundo L.F. Martha (2011), “*variações de temperatura em estruturas hiperestáticas provocam deformações e esforços internos na estrutura. Muitas vezes essas solicitações são de grande importância em estruturas hiperestáticas.*”

4.2.2. Análise de momento fletor

Para o pilar destacado, assim como na análise dos esforços normais, foram feitas análises dos momentos fletores ao longo de todo o edifício, no qual foram

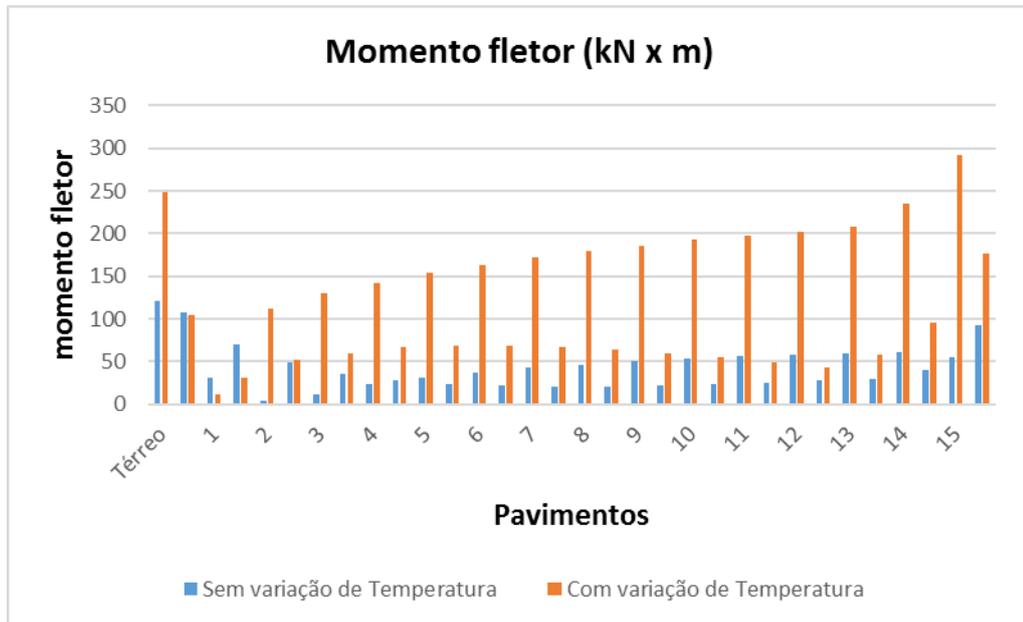
feitas as comparações sem e com a variação de temperatura, conforme destaca a tabela 13, a figura 26 e 27 a seguir:

Tabela 13 - Momento fletor do pilar

Pilar 01 - Momento fletor (kN x m)				
Pavimento		Sem variação de Temperatura	Com variação de Temperatura	Acréscimo de Momento Fletor
Térreo	Momento 1	120,7	248,8	128,1
	Momento 2	107,6	104,7	-2,9
1	Momento 1	31,0	11	-20
	Momento 2	69,9	31,7	-38,2
2	Momento 1	4,6	111,3	106,7
	Momento 2	48,8	51,6	2,8
3	Momento 1	11,3	130,6	119,3
	Momento 2	35,6	60,2	24,6
4	Momento 1	22,8	142,3	119,5
	Momento 2	27,6	66,5	38,9
5	Momento 1	31,4	154,1	122,7
	Momento 2	23,6	68,7	45,1
6	Momento 1	37,4	163,6	126,2
	Momento 2	21,3	68,7	47,4
7	Momento 1	42,5	172	129,5
	Momento 2	20,9	66,7	45,8
8	Momento 1	46,4	179,1	132,7
	Momento 2	21,2	63,6	42,4
9	Momento 1	50,0	185,7	135,7
	Momento 2	21,8	60	38,2
10	Momento 1	53,4	192,4	139
	Momento 2	23,5	55,2	31,7
11	Momento 1	55,9	198,1	142,2
	Momento 2	25,6	48,7	23,1
12	Momento 1	58,0	202,2	144,2
	Momento 2	27,8	43,3	15,5
13	Momento 1	59,9	207,5	147,6
	Momento 2	30,0	58,3	28,3
14	Momento 1	61,6	235,2	173,6
	Momento 2	39,9	96,1	56,2
15	Momento 1	54,6	291,3	236,7
	Momento 2	93,1	176	82,9

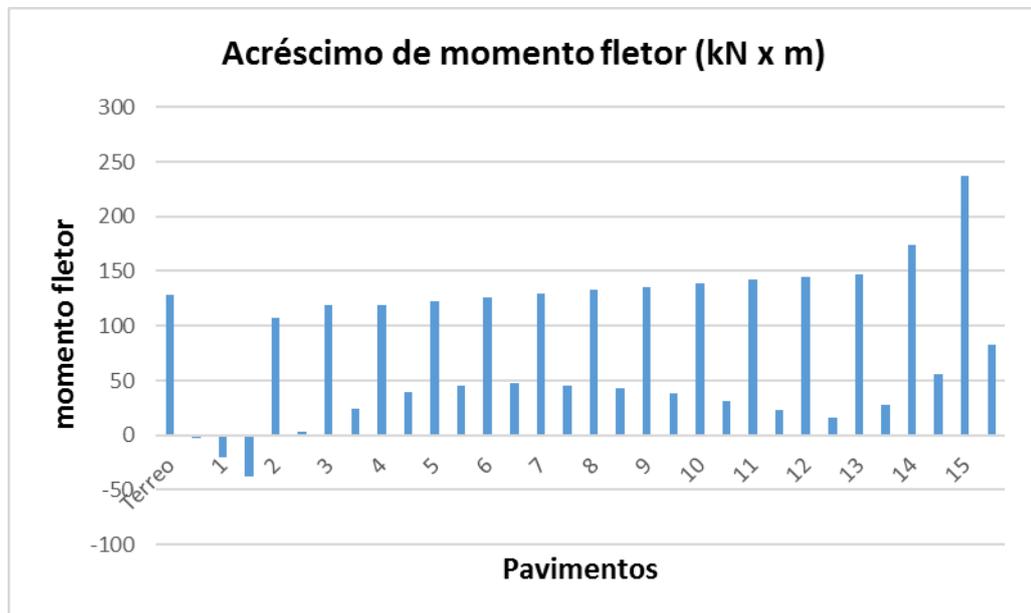
Fonte: Autor

Figura 26 - momento fletor do pilar



Fonte: Autor

Figura 27- Acréscimo de momento fletor



Fonte: Autor

Conforme as análises dos momentos fletores no pilar, através da figura 26, é possível observar que ao longo da prumada do pilar, ao considerar a variação de temperatura, obteve-se maiores esforços de momento do que a não

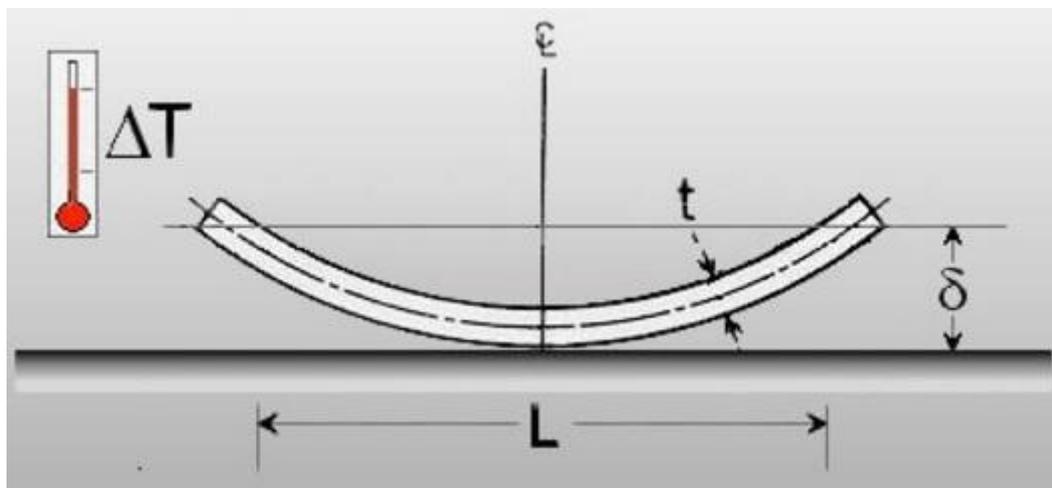
consideração da variação de temperatura, no qual por meio da figura 27 pode-se destacar que no 15 pavimento, o pilar obteve o maior acréscimo de intensidade de momento fletor no valor de 236,7 kN.m quando considerada a variação de temperatura.

O aumento dos momentos fletores verificados no pilar, se deve ao fato de que uma estrutura submetida a variação de temperatura sofre deformações diferenciadas na parte externa, onde foi aplicada uma temperatura de 40°C e interna, onde foi aplicado uma temperatura de 19°C. Sendo assim, as fibras mais próximas da parte externa tem uma variação de comprimento maior do que as fibras internas.

Tal fato, segundo L.F. Martha (2011) , pode ser responsável por grandes diferenças nos esforços internos de uma estrutura. Desse modo, um pequeno aumento de comprimento das vigas, ocasionado pela dilatação térmica, pode gerar importantes esforços na união com os pilares. Esse fato somado aos acréscimos de esforços gerados por deformações e o efeito de grupo ao longo do pórtico estudado por este trabalho, pode explicar as diferenças de momentos observados longo dos pilares. Tal fato também corroborado pelo autor acima citado.

A figura 28 a seguir, representa o modelo de uma peça deformada devido à deformações provocadas pelas variações térmicas:

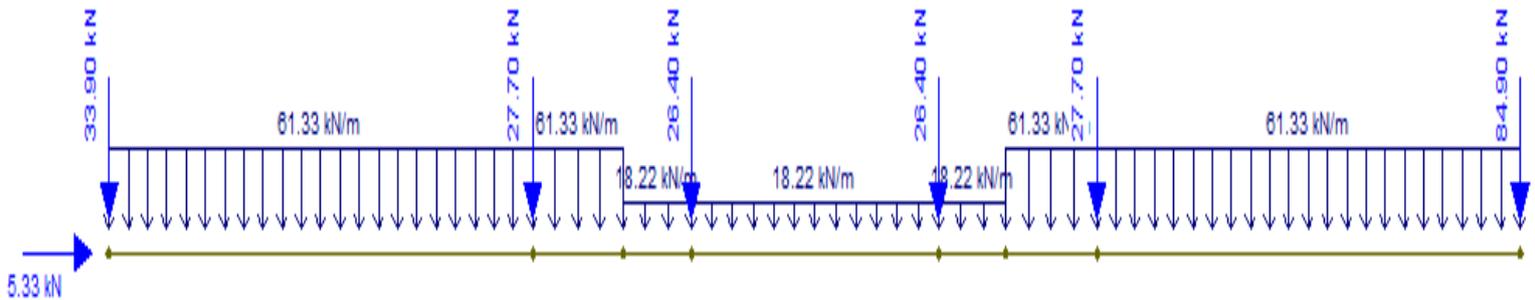
Figura 28- Tensões geradas pela variação de temperatura



Fonte: LMC-USP(2011)

4.3. Análise de esforço cortante e momento fletor viga

De acordo com o Pórtico hiperestático, foi definida a viga do último pavimento



para a análise dos esforços cortantes e momento fletor, conforme segue a figura 29:

Fonte: Autor

Tal viga foi a selecionada pois é a única que foi submetida a variação de temperatura ao longo do pórtico, já que está em contato com a parte interna e externa da edificação.

4.3.1. Análise dos esforços cortantes

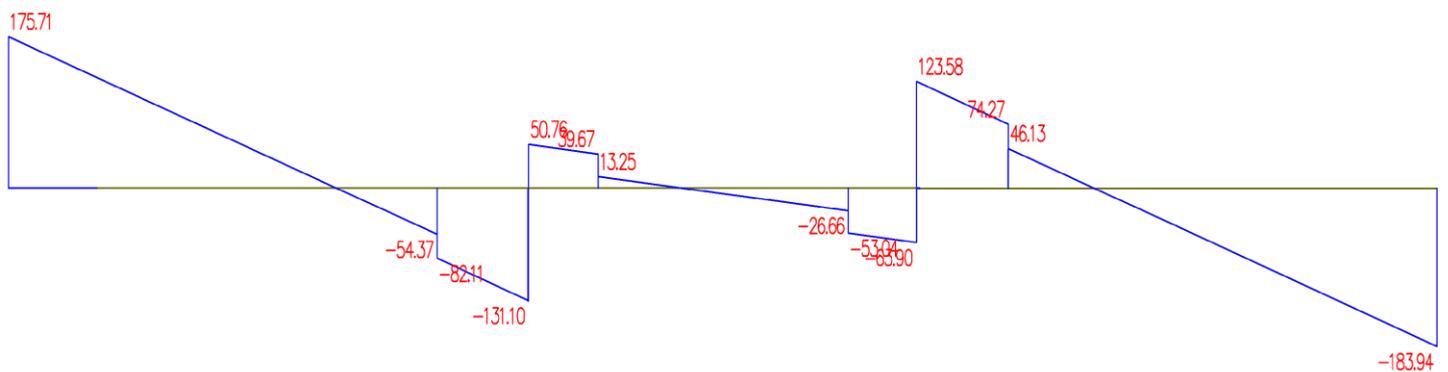
Para a análise, foi observado os esforços cortantes conforme os diagramas da viga sem e com temperatura. Segue as figuras 30 e 31 dos diagramas:

Figura 30 - Diagrama de esforço cortante sem temperatura



Fonte: Autor

Figura 31-Diagrama de esforço cortante com temperatura



Fonte: Autor

É possível observar pelos diagramas que houve uma redistribuição dos esforços cortantes, no qual em alguns pontos houve uma pequena diminuição, sendo transferida e aumentando a intensidade em outros.

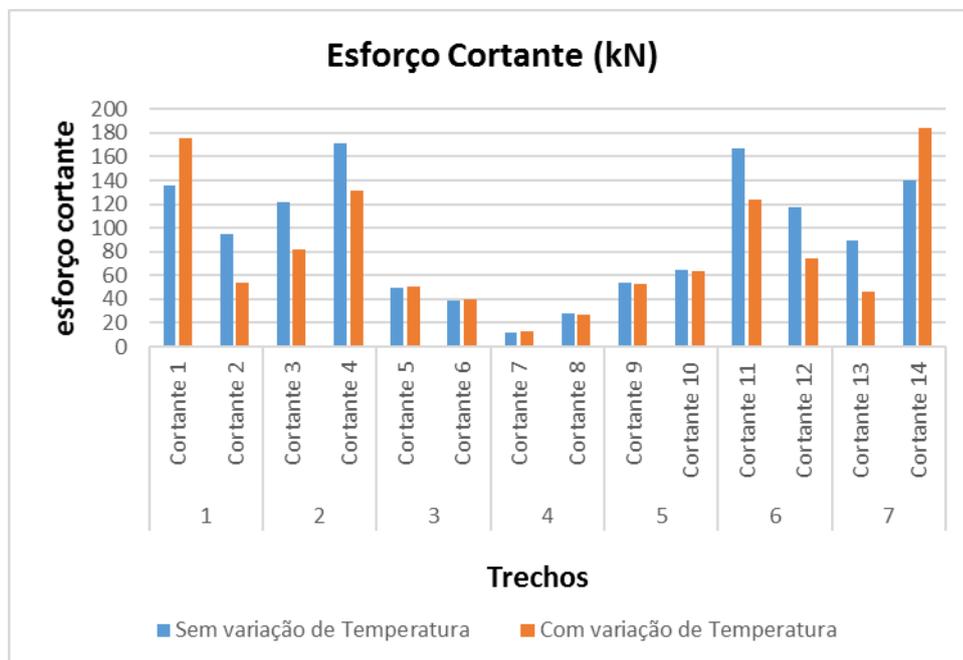
De acordo com os 2 diagramas, segue a tabela 14 a figura 32:

Tabela 14 - Viga esforço cortante

Viga - Esforço Cortante(KN)				
Trecho		Sem variação de Temperatura	Com variação de Temperatura	Varição do Esforço Normal
1	Cortante 1	135,65	175,71	40,06
	Cortante 2	94,42	54,37	-40,05
2	Cortante 3	122,14	82,11	-40,03
	Cortante 4	171,12	131,1	-40,02
3	Cortante 5	49,76	50,76	1
	Cortante 6	38,67	39,67	1
4	Cortante 7	12,27	13,25	0,98
	Cortante 8	27,63	26,66	-0,97
5	Cortante 9	54,03	53,04	-0,99
	Cortante 10	64,9	63,9	-1
6	Cortante 11	166,87	123,58	-43,29
	Cortante 12	117,56	74,27	-43,29
7	Cortante 13	89,73	46,13	-43,6
	Cortante 14	140,34	183,94	43,6

Fonte: Autor

Figura 32 - Esforço cortante



Fonte: Autor

Através da análise da figura 32, é possível verificar que os trechos que obtiveram a maior variação na intensidade do esforço Cortante da viga foram os

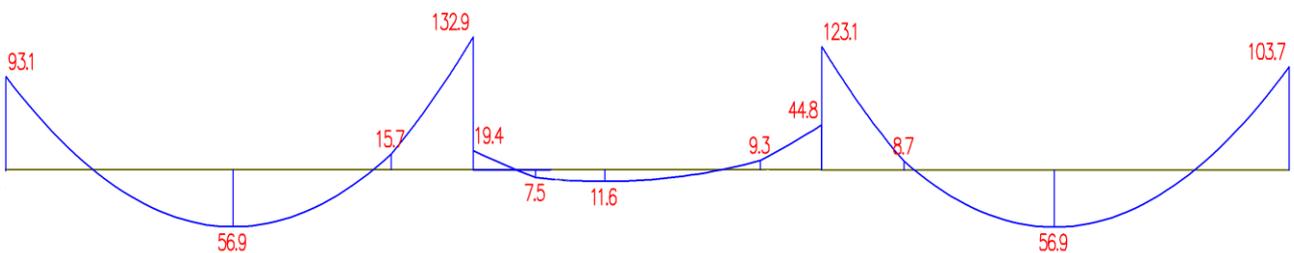
trechos 1 e 7, no qual se encontram próximo as extremidades da viga, local de maior solicitação.

Os trechos 1 e 7 foram os que sofreram maior esforço cortante pelo fato de serem as regiões onde há o encontro com os pilares perpendiculares, tal fato associado as variações na dimensões nas peças pode explicar o que gerou variações de esforços cortantes. Pode-se notar que o esforço cortante sofreu pouca influência devido a aplicação de solicitações de variação de temperatura. Isso deve-se ao modo como o esforço é aplicado nas peças estruturais. Sendo assim, esse esforço apresentou pequenas variações.

4.3.2. Análise de momento fletor

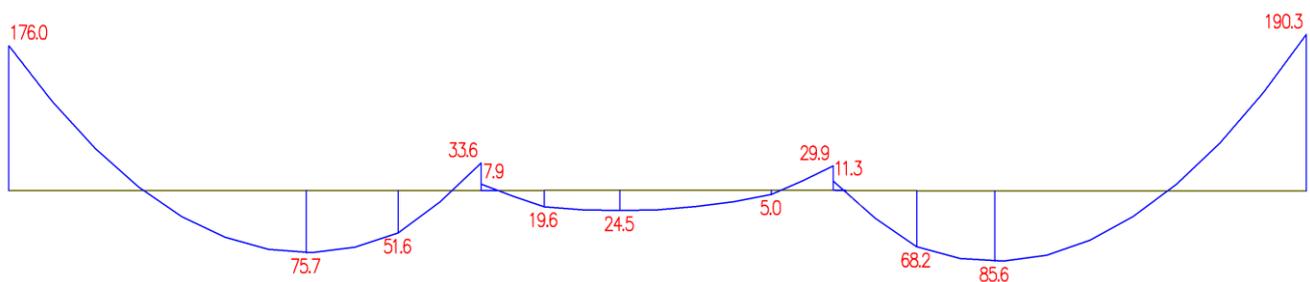
Para a viga destacada, foi feita a análise do diagrama de momento fletor sem e com a consideração das variações térmicas, em conformidade com as figuras 33 e 34 que seguem:

Figura 33 - Diagrama de momento fletor sem a variação de temperatura



Fonte: Autor

Figura 34 - Diagrama de momento fletor com a variação de temperatura



Fonte: Autor

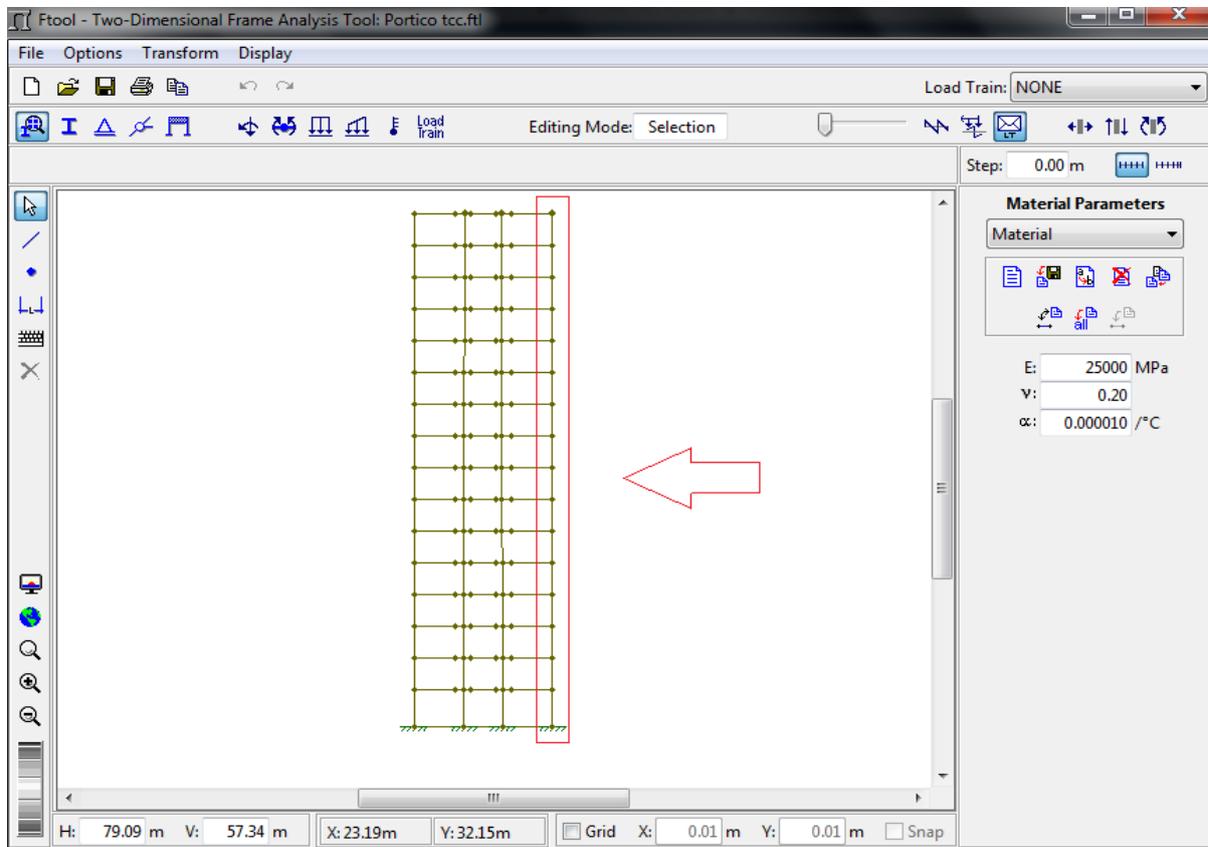
De acordo as figuras 33 e 34, percebe-se que a variação da temperatura proporcionou uma importante mudança no diagrama de momento fletor da peça analisada. Essa mudança, se deve ao mesmo fato comentado no na análise dos pilares. Deve-se adicionar que a estrutura por ser rígida, restringe os movimentos causados pelas variações das temperaturas. Com a movimentação térmica a estrutura se deforma, havendo uma redistribuição dos esforços e momentos fletores ao longo da seção longitudinal da viga.

Através dos diagramas da viga superior, pode-se notar que a tendência no diagrama de momento fletor permanece idêntico, em ambos os modelos de análise, o que houve na verdade foi uma diferença na magnitude desses esforços. Como nota-se, pelos diagramas acima, tanto momento fletores positivos quanto os negativos tiveram um pequeno aumento. Tal fato influencia diretamente na armadura das peças bem como o custo total do empreendimento.

4.4. Análise dos deslocamentos verticais e horizontais

A análise dos deslocamentos verticais e horizontais foi feita nos nós ao longo da altura do seguinte pilar que segue conforme a figura 35:

Figura 33 - Nós da análise do pilar



Fonte: Autor

4.4.1. Análise dos deslocamentos verticais

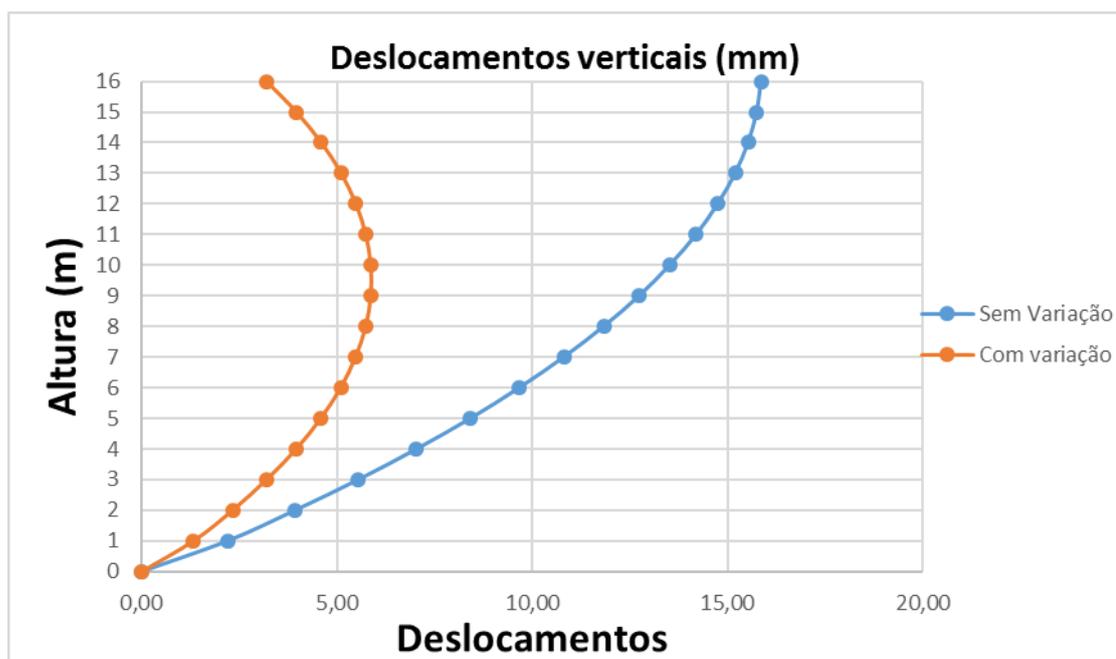
De acordo com pilar destacado, foram analisados os deslocamentos verticais, conforme segue a tabela 15 e a figura 36:

Tabela 15 - Deslocamentos verticais

Deslocamentos Verticais (mm)			
Pavimentos	Altura	Sem variação de Temperatura	Com variação de Temperatura
0	0,00	0,00	0,00
1	3,06	2,20	1,33
2	6,12	3,93	2,33
3	9,18	5,55	3,20
4	12,24	7,04	3,96
5	15,3	8,42	4,59
6	18,36	9,67	5,10
7	21,42	10,81	5,48
8	24,48	11,83	5,74
9	27,54	12,74	5,87
10	30,6	13,52	5,87
11	33,66	14,20	5,74
12	36,72	14,75	5,49
13	39,78	15,20	5,11
14	42,84	15,53	4,60
15	45,9	15,75	3,96
16	48,96	15,86	3,19

Fonte: Autor

Figura 34 - Deslocamentos verticais



Fonte: Autor

Através da figura 36, pode-se observar que os deslocamentos verticais sem a variação de temperatura ao longo das alturas dos pavimentos cresceram de forma exponencial. Já os deslocamentos com a variação da temperatura foram bem menores, no qual tiveram crescimento até o 9º pavimento e logo após houve uma queda.

Tal fato evidencia muito claramente os efeitos globais que um pórtico plano pode apresentar devido a consideração de um modelo. Os deslocamentos relativos sofrem influência devido aos pilares 1 e 4, submetidos ao efeito da variação de temperatura.

4.4.2. Análise dos Deslocamentos horizontais

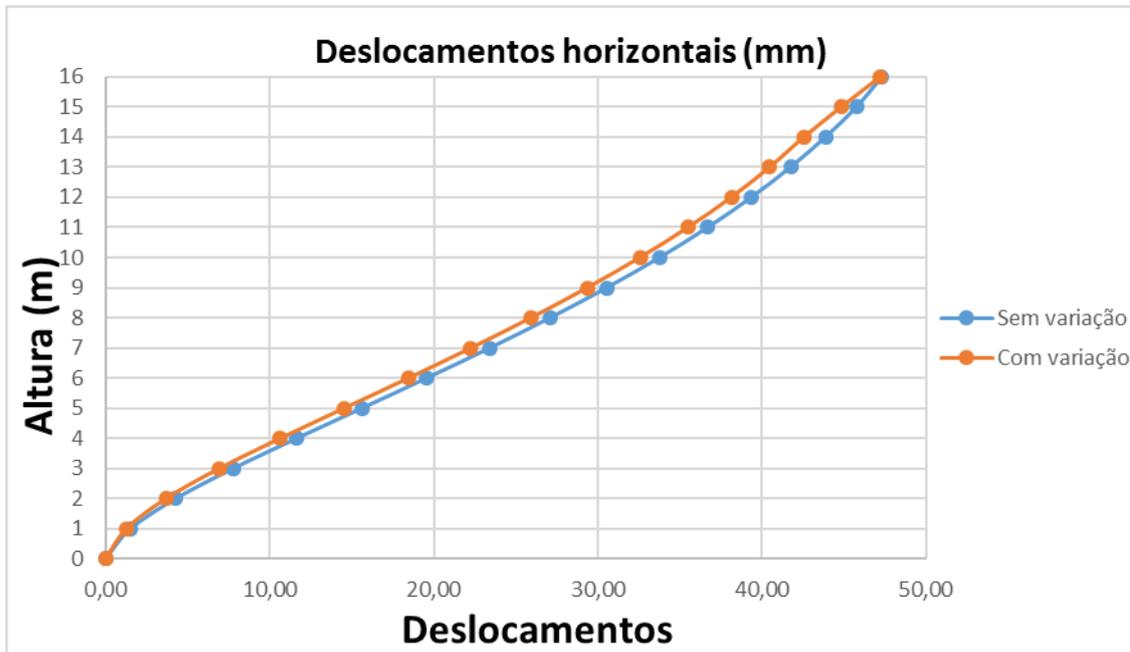
De acordo com os nós destacado, foram analisados os deslocamentos Horizontais, conforme segue a tabela 16 e a figura 37:

Tabela 16 - Deslocamentos horizontais

Deslocamentos Horizontais (mm)			
Pavimentos	Altura	Sem variação de Temperatura	Com variação de Temperatura
0	0,00	0,00	0,00
1	3,06	1,52	1,27
2	6,12	4,27	3,67
3	9,18	7,77	6,92
4	12,24	11,63	10,63
5	15,3	15,61	14,53
6	18,36	19,56	18,45
7	21,42	23,41	22,26
8	24,48	27,08	25,91
9	27,54	30,54	29,35
10	30,6	33,75	32,55
11	33,66	36,69	35,48
12	36,72	39,35	38,13
13	39,78	41,74	40,46
14	42,84	43,87	42,56
15	45,9	45,76	44,83
16	48,96	47,30	47,22

Fonte: Autor

Figura 35 - Deslocamentos horizontais



Fonte: Autor

Conforme a figura 37, é possível observar que os deslocamentos horizontais observado no modelo que adota a variação de temperatura nas peças, ao longo das alturas dos pavimentos, foram maiores quando comparado ao modelo sem a consideração da variação da temperatura, isso pode estar relacionado ao efeito da dilatação da parte externa onde foi aplicada a temperatura de 40°C e da contração da parte interna na temperatura de 19°C submetidas ao pilar onde foram analisados os deslocamentos horizontais. Por meio do gráfico pode-se destacar que o crescimento dos deslocamentos tiveram a mesma tendência e com pequena variação.

4.5. Possíveis patologias decorrentes da não consideração em projeto das diferenças de temperatura

Durante a fase de projeto, o efeito da temperatura deve ser levado em conta pelo calculista, que na maioria das vezes, na fase de concepção do projeto, não leva em consideração a variação térmica ao qual a estrutura será submetida, gerando trincas e fissuras.

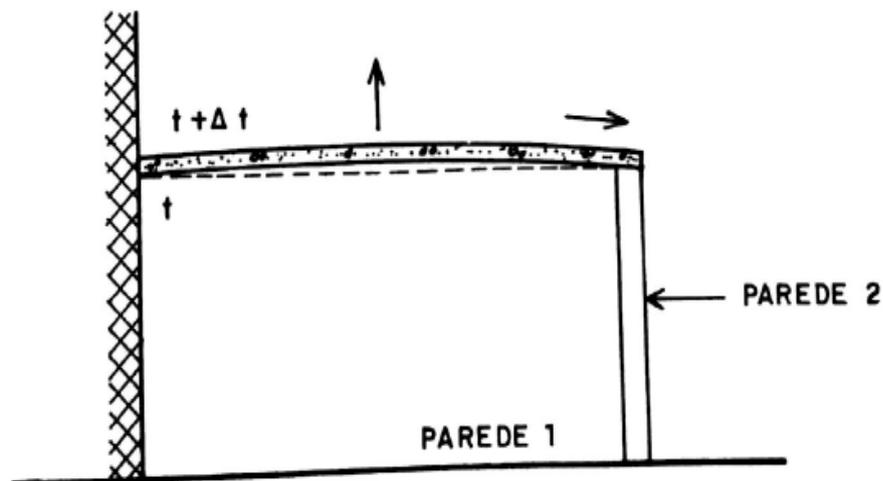
Conforme o autor Marcelli (2007):

“O que temos observado nas construções novas e mesmo nas mais antigas é uma falta de preocupação por parte dos projetistas em querer resolver ou até mesmo minimizar os efeitos danosos da variação de temperatura, que por sua vez atinge diariamente todas as edificações do mundo. A solução do problema está na concepção do projeto, que se não for levada em consideração, via de regra, torna o problema crônico e de difícil solução posterior, obrigando o usuário muitas vezes a conviver com ele”.

As possíveis patologias decorrentes da não consideração em projeto das diferenças de temperatura são:

a) Abaulamento de laje de cobertura

Figura 36 - Abaulamento de laje de cobertura

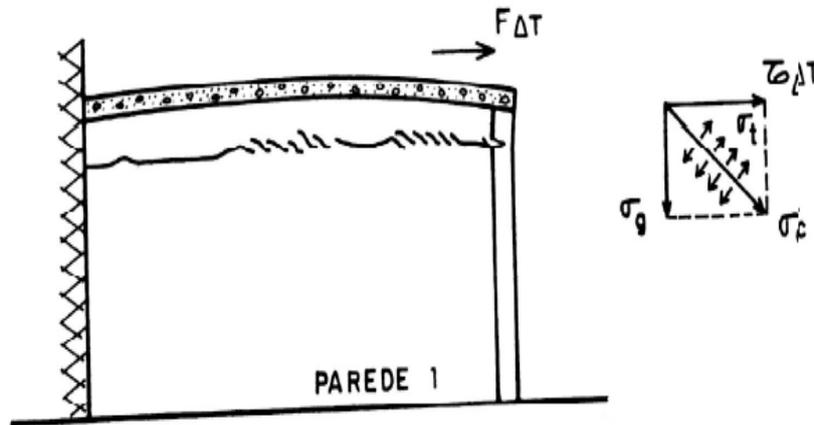


Fonte: THOMAZ(1989)

Esse abaulamento é gerado pelas diferenças de temperatura das fibras externas que são submetidas a elevadas temperaturas devido a radiação solar, e das fibras internas que recebem a temperatura interna do ambiente, essas diferenças de temperatura causa deformações diferenciadas, provocando o abaulamento da laje.

- b) Trinca no topo e paralela ao comprimento da laje

Figura 37 - Trinca no topo e paralela ao comprimento da laje

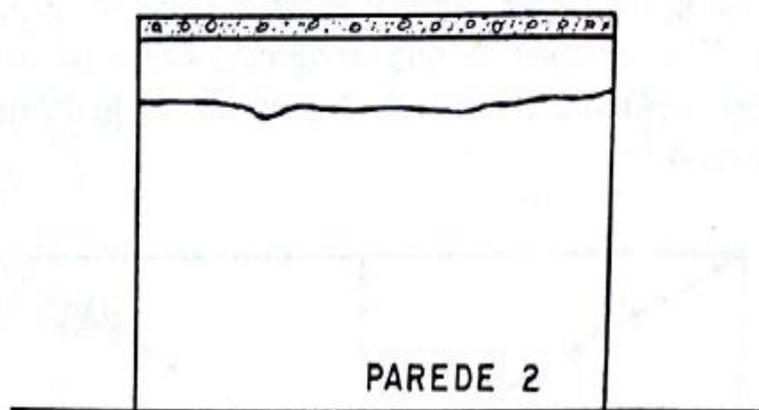


Fonte: THOMAZ(1989)

Esse tipo de trinca é resultante da tensão de tração gerada pela movimentação térmica, no qual conforme a figura 39, ocorre da esquerda para a direita.

- c) Trinca no topo da parede paralela à largura da laje

Figura 38 - Trinca no topo da parede paralela à largura da laje

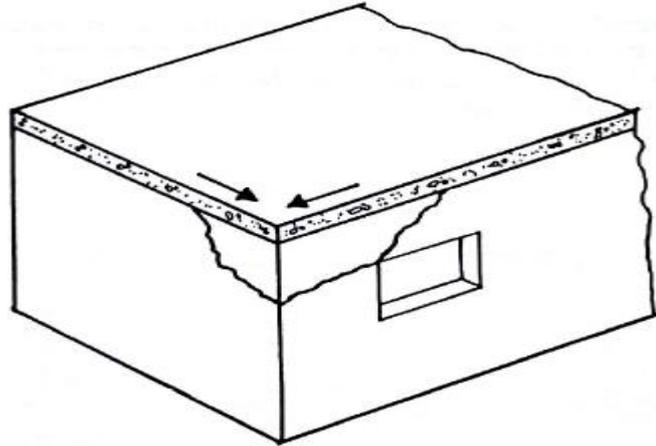


Fonte: THOMAZ(1989)

Assim como em relação ao comprimento, as trincas no topo da parede paralela à largura da laje geralmente possuem um traçado bem definido, em que também são causas por esforços de tração na parte interna da laje.

d) Trincas geradas pela expansão térmica da laje de cobertura

Figura 39 - Trincas geradas pela expansão térmica da laje de cobertura

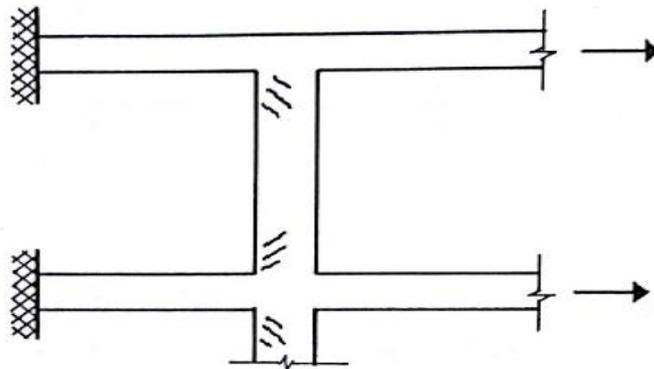


Fonte: THOMAZ(1989)

Por meio da expansão da laje de cobertura provocada pelas variações de temperatura, surgem trincas de cisalhamento que conforme a figura 41, os esforços de cisalhamento tendem a se encontrar em um canto da laje.

e) Fissuras em pilares devido a movimentação térmica de vigas de concreto armado

Figura 40 - Fissuras em pilares devido a movimentação térmica de vigas de concreto armado



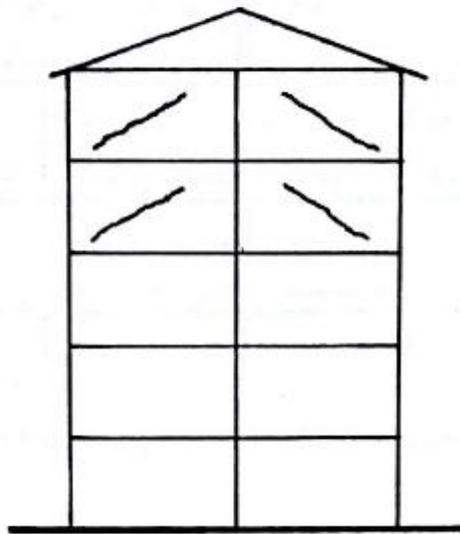
Fonte: THOMAZ(1989)

Devido à ausência de juntas de dilatação em uma estrutura em concreto armado, movimentos térmicos em vigas, poderão levar ao aparecimento de fissuras aparentes nos pilares. (THOMAZ,1989)

Segundo THOMAZ(1989), fissuras inclinadas podem surgir nos extremos de pilares através da expansão causada pela temperatura.

f) Trincas em alvenarias causadas por movimentação térmica

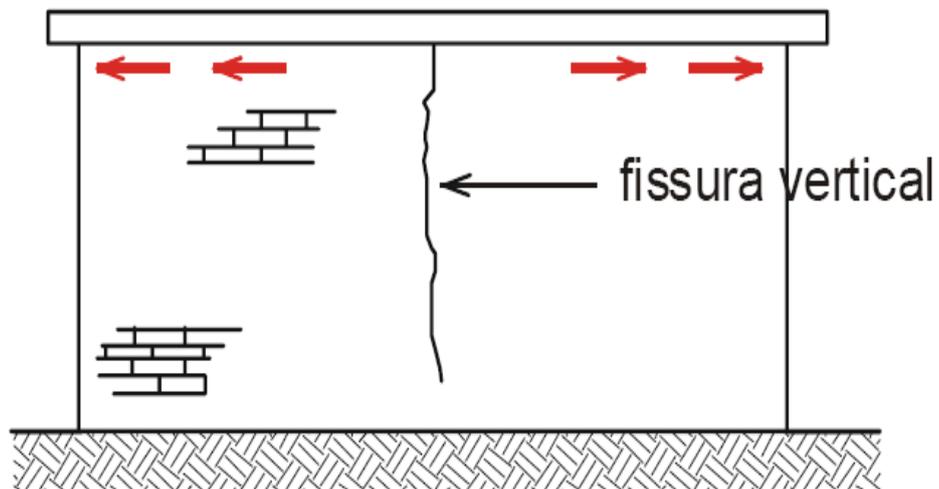
Figura 41 - Trincas em alvenarias causadas por movimentação térmica



Fonte: THOMAZ(1989)

Nas alvenarias, a movimentação térmica da estrutura provoca destacamentos na alvenaria, devido a rigidez, causando o surgimento de trincas de cisalhamento.

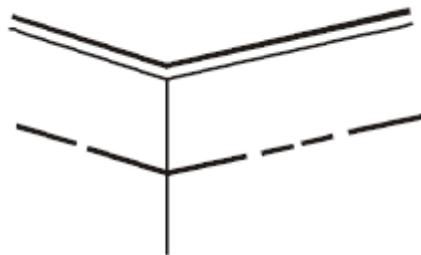
g) Fissuras verticais por movimentação térmica da laje

Figura 42 - Fissuras verticais por movimentação térmica da laje

Fonte: DUARTE(1998)

A movimentação térmica da laje pode gerar tensões horizontais de tração, no qual provocam o surgimento de fissuras verticais na alvenaria. (DUARTE,1998)

h) Fissuras de destacamento de platibandas por movimentação térmica

Figura 43 - Fissuras de destacamento de platibandas por movimentação térmica

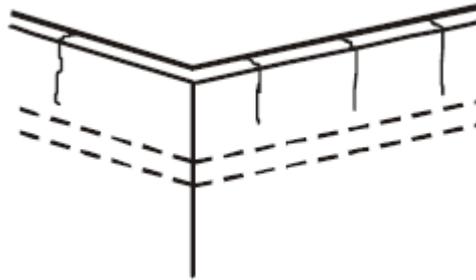
Fonte: VERÇOSA(1991)

As diferenças de temperatura provocam movimentos diferenciados entre alvenarias, platibandas e lajes, isso causa fissuras de destacamento das platibandas. Essas fissuras se apresentam de forma horizontal. (THOMAZ ,1989; VERÇOSA,1991).

Conforme o autor ADDLESON(1982), devido a dilatação ou contração sofrida pela laje ou alvenaria, surgem os movimentos diferenciados, que podem provocar o surgindo das fissuras horizontais.

- i) Fissuras verticais por movimentação térmica da alvenaria em platibandas

Figura 44 - Fissuras verticais por movimentação térmica da alvenaria em platibandas

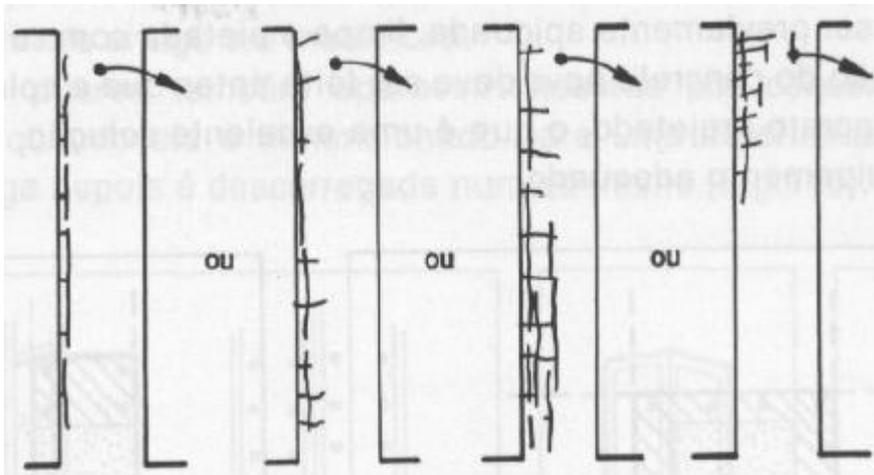


Fonte: VERÇOSA(1991)

As fissuras verticais em alvenarias de platibandas se devem ao efeito de dilatação e contração das paredes, no qual não foram previstas juntas de dilatação (THOMAZ ,1989; VERÇOSA,1991).

- j) Fissuras devido à esforços mecânicos excessivos em pilares

Figura 45 - Fissuras devido à esforços mecânicos excessivos em pilares

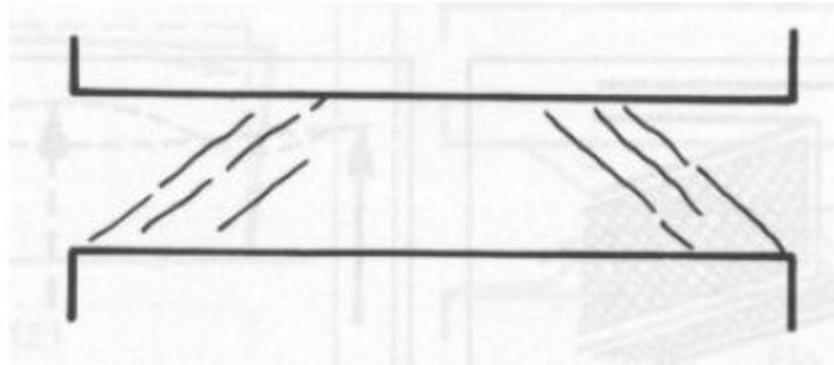


Fonte: VERÇOSA(1991)

Esse tipo de fissura em pilares pode ser causada quando uma estrutura sofre excesso de dilatação causado pelas diferenças térmicas, no qual faz com que vigas e lajes empurrem o pilar.

k) Fissuras devido à esforços cortantes excessivos em vigas

Figura 46 - Fissuras devido à esforços cortantes excessivos em vigas

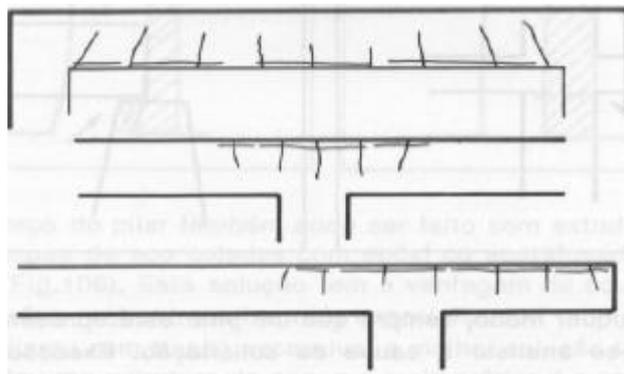


Fonte: VERÇOSA(1991)

As variações térmicas causam em vigas aumento de esforço cortante nas suas extremidades, podendo gerar fissuras inclinadas à 45° devido ao excesso de esforço não previsto em projeto.

l) Fissuras devido ao excesso de flexão em vigas

Figura 47 - Fissuras devido ao excesso de flexão em vigas

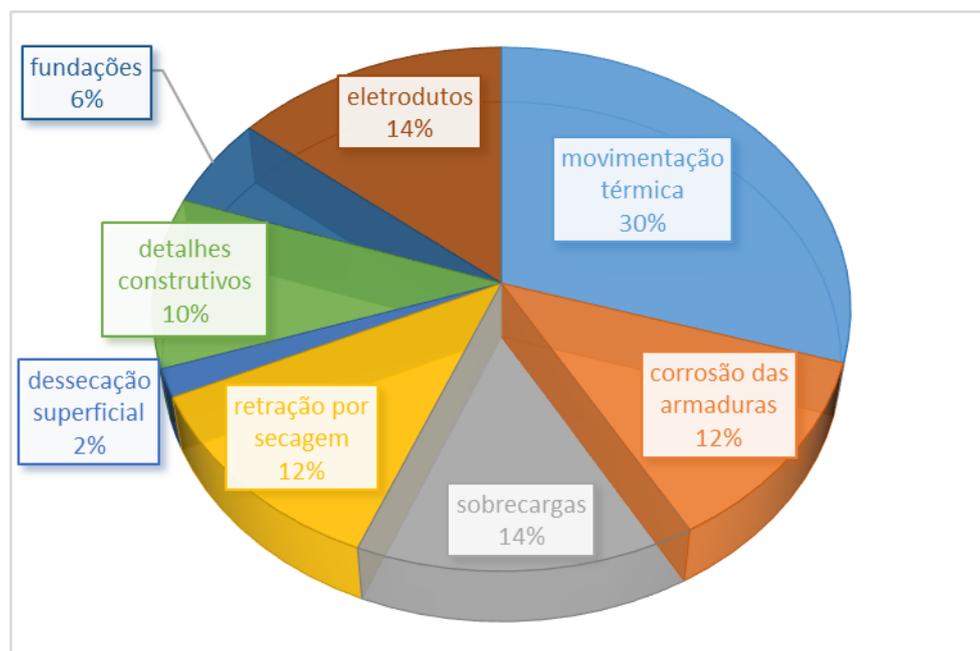


Fonte: VERÇOSA(1991)

As movimentações térmicas causam uma redistribuição dos momentos fletores em vigas, com essa redistribuição ocorre o excesso de momento positivo e negativo em alguns pontos gerando fissuras, em que quando há fissuras na parte inferior são devidas a momento positivo, e fissuras na parte superior são devidas a momento negativo. As fissuras se distribuem uniformemente ou quase, apresentando ângulo de 45° nas vigas de poucas alturas e vai a 60° nas vigas de maiores alturas.

Conforme o autor DAL MOLIN(1998), segue as principais causas de fissuras com as respectivas incidências, conforme a figura 50:

Figura 48 - Tipos de incidência de fissuras em concreto armado



Fonte: DAL MOLIN(1998)

Por meio da figura 50, é possível perceber que a maioria das fissuras que ocorrem em estruturas de concreto armado são devidas a movimentação térmica externa, no qual representa 30%.

5. CONCLUSÕES

Ao final deste trabalho, pôde ser verificado o comportamento de um pórtico em concreto armado, submetido às variações de temperatura. Por meio das análises dos esforços, foi possível perceber que com a consideração das diferenças de temperatura externa e interna nas peças, com relação aos esforços no pilar analisado, houve um aumento considerável dos esforços normais, esforços cortantes e momento fletor, já com relação a viga do último pavimento os resultados das análises dos esforços não tiveram aumento de intensidade considerável, em que apenas ocorreu uma redistribuição dos esforços cortantes e de momento fletor.

Os acréscimos dos esforços quando não previstos na fase de projeto, podem gerar ao longo do tempo manifestações patológicas como fissuras, que irão gerar gastos com manutenção e recuperação das patologias, além de causar dessa forma um desconforto ao usuário. É notável que é necessário uma maior preocupação dos calculistas na fase de concepção do projeto, para tentar solucionar ou minimizar os efeitos devido às movimentações térmicas.

As variações térmicas provocam nas peças estruturais variação nas suas dimensões, gerando as deformações, no qual para permitir um maior grau de liberdade de movimentação, é necessário a utilização de juntas de dilatação, que permitem a estrutura se movimentar, diminuindo o grau de restrição, e a acomodação diferencial das fundações.

6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se para trabalhos futuros, avaliar o custo de um projeto quando aplicadas juntas de dilatação em um edifício residencial, analisando o quanto se representa dentro do orçamento global da obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADDLESON, Lyle. **Building failures: a guide to diagnosis, remedy and prevention**. Architectural Press Ltda., 1982.

ASHRAE4. **Conforto térmico em Edifícios Residenciais** (apud. AMORIM, 1998).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). **Cargas para cálculo de estruturas de edificações**, NBR 6120, Rio de Janeiro, RJ.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

DAL MOLIN, D.C.C. **Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul**. Tese de M. Sc. – Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.

DE SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação E Reforço De Estruturas De Concreto**. 1º Edição. São Paulo. Editora PINI, 1998.

DUARTE, R. B. **Fissuras em Alvenarias**: causas principais, medidas preventivas e técnicas de recuperação. Porto Alegre: CIENTEC, 1998. (Boletim técnico, 25).

GERE, JAMES M.; Jr., WILLIAM WEAVER, **Análise de Estruturas Reticuladas**, Rio de Janeiro: Guanabara, 1987.

HALLIDAY, **Fundamentos da física.vol.02**, 8º edição, Rio de Janeiro, 2012.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais.** São Paulo: Pini, 2007.

MARCELLI, M. **Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras** - São Paulo: Pini, 2007.

MARTHA, L.F. *Análise estrutural - conceitos e métodos básicos.* Editora Elsevier 2011.

OLIVEIRA, P.L. **Projeto estrutural de pavimentos rodoviários e de pisos industriais de concreto.** São Carlos,2000.

PFEIL, WALTER; PFEIL, MICHELE, **Estruturas de Aço**, 6.ed.Rio de Janeiro: S.A., 1995.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO Cassiane D.; SANTOS, Sando P. **Estruturas de Concreto – Capítulo 2.** São Paulo, 2004.

PINHEIRO, Libânio M.; SCADELAI, Murilo A. **Estruturas de Concreto – Capítulo 16,** São Paulo. 2003.

SAMPAIO, BRITO. **Fissuras em Edifícios Residenciais em Alvenaria estrutural,** São Carlos, 2010

SÁNCHEZ, EMIL, **Nova Normalização Brasileira para o Concreto Estrutural,** Rio de Janeiro: Interciência,1999.

SANTANA, E.M. **Verificação da eficiência dos pórticos de contraventamento em um edifício real de 16 pavimentos Palmas-TO.** Palmas, TO,2014

SOARES, R.W. **Efeito da variação de temperatura em pontes integrais de concreto com fundações em estacas de aço.** Rio de Janeiro,2011.

THOMAZ, Ercio. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: Pini, 1985.

TIPLER, P. A.; MOSCA, G. **Física para Cientistas e Engenheiros**. v. 1. 5. ed. Rio

VAN VLACK, LAWRENCE, **Princípios de Ciência dos Materiais**, São Paulo: Edgard Blucher, 1970.