

Anderson Neitzke Schellin

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO
DIFERENTES LIGAÇÕES VIGA-PILAR E CLASSES DE AGRESSIVIDADE
AMBIENTAL

Palmas – TO
2020

Anderson Neitzke Schellin

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO
DIFERENTES LIGAÇÕES VIGA-PILAR E CLASSES DE AGRESSIVIDADE
AMBIENTAL

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II do curso de bacharelado em Engenharia Civil no Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. Msc. Roldão Pimentel de Araújo Junior

Palmas – TO
2020

Anderson Neitzke Schellin

ESTUDO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA EDIFICAÇÃO DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO
DIFERENTES LIGAÇÕES VIGA-PILAR E CLASSES DE AGRESSIVIDADE
AMBIENTAL

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II do curso de bacharelado em Engenharia Civil no Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. Msc. Roldão Pimentel de Araújo Junior

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. MSc. Roldão Pimentel de Araújo Junior

Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. MSc. Daniel Iglesias de Carvalho

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Prof. MSc. Denis Cardoso Parente

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO
2020

A Deus por ser meu porto seguro nas horas mais difíceis, e a minha família por todo o apoio e superação nos desafios da vida.

AGRADECIMENTOS

A Deus pela minha vida.

Aos meus pais Almiro Schellin e Enilda Neitzke Schellin por me educarem, pelo exemplo de vida que são para mim e por sempre me apoiarem nos momentos mais difíceis.

Aos meus tios Irani Schellin e Ilmar Milech por todo o apoio durante a graduação

Ao Professor MSc. Roldão Pimentel de Araújo Junior pela excelente orientação, apoio e ensinamentos transmitidos, para que este trabalho fosse possível.

A todos os professores que contribuíram em minha formação acadêmica

E aos meus amigos pelo incentivo e companheirismo

“Porque toda a casa é edificada por alguém, mas o que edificou todas as coisas é Deus”

(Hebreus 3:4)

RESUMO

SCHELLIN, Anderson Neitzke. **Estudo do comportamento estrutural de uma edificação de múltiplos pavimentos de concreto armado considerando diferentes ligações viga-pilar e classes de agressividade ambiental.** 2020. 81 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2020.

As ligações entre vigas e pilares em estruturas de concreto armado, são comumente consideradas rígidas, transmitindo total momento fletor entre as peças. Ensaios realizados em laboratório comprovaram a existência de rotações relativas nos nós, reduzindo a rigidez das ligações, acarretando em uma redistribuição de esforços e deslocamentos nos elementos pertencentes a estas ligações. Portanto, este trabalho tem como objetivo estudar o comportamento estrutural de um edifício com múltiplos pavimentos de concreto armado considerando diferentes rigidez nas ligações viga-pilar e classes de agressividade ambiental. Modelos considerando 15% e 30% de redução da rigidez na ligação viga-pilar, além do modelo sem nenhuma redução do tipo, foram elaborados para este estudo. Para cada redução da rigidez e também para a estrutura 100% rígida, ainda foi variada a classe de agressividade ambiental, gerando assim, seis modelos distintos. A fim de estudar o comportamento da estrutura, foi analisada, a estabilidade global e os deslocamentos horizontais, que foram comparados aos limites estipulados pela NBR 6118:2014. Para completar, foi realizada uma verificação na redistribuição de esforços na fundação, bem como na variação no consumo de materiais entre os modelos elaborados. Concluiu-se que conforme a rigidez na ligação viga-pilar é reduzida, aumenta o coeficiente γ_z , afetando a estabilidade global da estrutura. O mesmo aconteceu com os deslocamentos horizontais, que conforme a rigidez nas ligações diminuía, eles aumentavam, em alguns casos ultrapassando os limites normativos. Também foi constatado que houve um aumento no consumo de aço da estrutura, e um aumento do volume de concreto na fundação, na qual também houve uma variação nos esforços, principalmente nos momentos que aumentaram conforme a rigidez nas ligações fora reduzida. Portanto, a consideração da redução da rigidez nas ligações viga-pilar no projeto estrutural interfere significativamente no comportamento estrutural e deve ser corretamente analisada no dimensionamento da mesma.

Palavras-chave: ligação viga-pilar, rigidez, concreto armado

ABSTRACT

SCHELLIN, Anderson Neitzke. **Study of the structural behaviour of a multi-floor reinforced concrete building considering different beam-column connections and classes of environmental aggressiveness.** 2020. 81 f. Course Completion Work (Undergraduate) - Civil Engineering Course, Lutheran University Center of Palmas, Palmas / TO, 2020

The beam-column connections in reinforced concrete structures are commonly considered rigid, transmitting total bending moment between the parts. Laboratory tests have proven the existence of relative rotations at the nodes, reducing the rigidity of the connections, resulting in a redistribution of forces and displacements in the elements belonging to these connections. Therefore, this work aims to evaluate the behavior of a structure of multiple reinforced concrete floors considering different stiffness in the beam-column connections and classes of environmental aggressiveness. Models considering 15% and 30% reduction in stiffness in the beam-column connection, in addition to the model without any type reduction, were elaborated for this study. For each reduction in stiffness and also for the 100% rigid structure, the class of environmental aggressiveness was still varied, thus generating six distinct models. In order to study the behavior of the structure, the global stability and horizontal displacements, were also checked, and compared to the limit stipulated by ABNT NBR 6118: 2014. To top it off, a check was made on the redistribution of efforts on the foundation, as well as the sweeping in the consumption of materials among the elaborated models. It was concluded that as the stiffness in the beam-column connection is reduced, increases the γ_z coefficient, affecting the overall stability of the structure. The same happened with the horizontal displacements, which as the stiffness in the connections decreased, they increased, in some cases exceeding the normative limits. It was also found that there was an increase in the steel consumption of the structure, and an increase in the volume of concrete in the foundation, in which there was also a variation in the efforts, mainly in the moments that increased according to the stiffness in the connections had been reduced. Therefore, the consideration of the reduction of stiffness in the beam-column connections in the structural design significantly interferes with the structural behavior and must be correctly analyzed in its design.

Keywords: beam-column connection, stiffness, reinforced concrete

ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Exemplo de pórtico espacial.....	21
Figura 2. Intersecção entre viga e pilar.....	23
Figura 3. Nós de pórtico e sua classificação.....	24
Figura 4. Nós externos: forças solicitantes.....	25
Figura 5 . Esforços solicitantes que variam nos nós.....	26
Figura 6. Solicitações ocorrentes nos nós internos	26
Figura 7. Geometrias comumente utilizadas nas ligações viga-pilar	28
Figura 8. Deslizamento das armaduras e ocorrência de fissuras em nós de pórtico.....	29
Figura 9. Curva de momento-rotação para ligações semirígidas	29
Figura 10. Deformação e fator de restrição à rotação	30
Figura 11. Planta baixa do pavimento tipo	38
Figura 12. Diagrama de trabalho da metodologia	40
Figura 13. Áreas de influência dos pilares.....	42
Figura 14. Planta de forma do pavimento tipo	45
Figura 15. Isopletas de velocidade básica do vento V_0 (m/s).....	47
Figura 16. Configurações do vento.....	48
Figura 17. Configurações para alteração do nível de rigidez nas ligações entre os elementos estruturais.....	49
Figura 18. Configuração da classe de agressividade ambiental	50
Figura 19. Parâmetros de materiais e durabilidade	50
Figura 20. Configuração do processo P-Delta.....	51
Figura 21.obtenção dos esforços nas fundações no Eberick 2020.....	52
Figura 22. Obtenção do Resumo de materiais no Eberick 2020	53
Figura 23. Modelo estrutural da edificação em estudo no software Eberick 2020	54
Figura 24. Coeficiente γ_z nas direções X e Y dos modelos estudados.....	56
Figura 25. Verificação dos modelos estudados quanto ao cálculo de efeitos em segunda ordem	57
Figura 26. Deslocabilidade horizontal na direção X.....	58
Figura 27. Deslocabilidade horizontal na direção Y	59
Figura 28. Deslocamentos horizontais nos eixos X e Y	60

Figura 29. Aumento nos deslocamentos horizontais em percentual, dos modelos semirrígidos, em relação aos modelos rígidos	60
Figura 30. Consumo de Aço total de cada modelo estudado.....	61
Figura 31. Consumo total de Aço em cada modelo estudado em comparação com as diferentes classes de agressividade ambiental	62
Figura 32. Consumo de Aço nas Vigas da superestrutura	63
Figura 33. Consumo de Aço em Pilares de cada Modelo estudado	64
Figura 34. Consumo de Aço na fundação de cada modelo estudado	64
Figura 35. Aumento de Volume de concreto na Fundação	65
Figura 36. Análise do momento positivo no vão da viga V6.....	66
Figura 37. Verificação na redução do momento negativo na viga V6 em seus apoios: pilares P8 e P20.....	67
Figura 38. Redução em porcentagem do momento negativo dos modelos semirrígidos em comparação aos modelos rígidos.....	68
Figura 39. Aumento nos momentos (MB) nos blocos 11 e 21	69
Figura 40. Aumento no momento (MH) nos blocos 11 e 21	69
Figura 41. Cargas Verticais na Fundação	70

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1. Classificação de ligações dos elementos estruturais de concreto pré-moldadas.....	30
Tabela 2. Classes de agressividade ambiental (CAA)	31
Tabela 3. Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $c = 10$ mm	32
Tabela 4. Modelos construídos para estudo da variação da rigidez na ligação viga-pilar considerando diferentes classes de agressividade ambiental.....	39
Tabela 5. Coeficiente de majoração da carga	41
Tabela 6. Dimensão da seção dos pilares de acordo com o pré-dimensionamento ..	43
Tabela 7. Dimensão da seção das vigas de acordo com o pré-dimensionamento	44
Tabela 8. Seção dos pilares após a remodelação do arranjo para atender os critérios de projeto submetido a ligações rígidas entre viga-pilar e CAA I	55
Tabela 9. Seção das vigas após a remodelação do arranjo para atender os critérios de projeto submetido a ligações rígidas entre viga-pilar e CAA I	55

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA	Classe de Agressividade Ambiental
CEULP	Centro Universitário Luterano de Palmas
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Ultimo
NLF	Não Linearidade Física
NLG	Não Linearidade Geométrica
TO	Tocantins
ULBRA	Universidade Luterana do Brasil

LISTA DE SÍMBOLOS

H	Altura da Edificação
A	Área
AC	Área de concreto
P	Carga crítica
N	Carga vertical
cm	Centímetro
c	Cobrimento
S1	Coeficiente topográfico
S2	Coeficiente de rugosidade
S3	Coeficiente estatístico
α	Coeficiente de majoração da carga
α_0	Coeficiente de majoração da carga em função da redução das situações de flexão
γ_z	Coeficiente de Instabilidade Gama z
V1	Combinação do Vento para ação frequente
L	Comprimento
ε	Deformação
Δ	Deslocamento na Horizontal
P- Δ	Efeito P-Delta
H	Espessura da laje
α_R	Fator de restrição a rotação
V_p	Força cortante no pilar
MPa	Mega Pascal
m	Metro
m/s	Metros por segundo
mm	Milímetro
M	Momento Fletor
MB	Momento fletor na base do pilar, atuante no plano paralelo à dimensão B do pilar;
MH	Momento fletor na base do pilar, atuante no plano paralelo à dimensão H do pilar;

n	Número de pavimentos tipo
P-Δ	Parâmetro de consideração de esforços de segunda ordem
KN	Quilo Newton
Kgf	Quilograma-força
Kgf/m	Quilograma-força por metro
Kgf/m ²	Quilograma-força por metro quadrado
Kgf/m ³	Quilograma-força por metro cúbico
Q	Representa o carregamento
T_v	Resultante na armadura tracionada da viga
f _{ck}	Resistência Característica a Compressão do Concreto
σ	Tensão
σ _{id}	Tensão ideal de cálculo
tf	Tonelada-força
V ₀	Velocidade Básica do Vento

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1. PROBLEMA	17
1.2. OBJETIVOS	17
1.2.1. Objetivo Geral	17
1.2.2. Objetivos Específicos	17
1.3. JUSTIFICATIVA	17
2. REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1. ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	19
2.2. ANÁLISE ESTRUTURAL	19
2.2.1. Modelo Estrutural	19
2.2.1.1. Pórtico Espacial	20
2.2.2. Distribuição De Esforços	21
2.2.3. Efeitos construtivos	22
2.3. LIGAÇÕES VIGA-PILAR	22
2.4. CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL	31
2.5. ESTABILIDADE GLOBAL	32
2.5.1. Análise da Não Linearidade Física (NLF)	33
2.5.2. Análise da Não linearidade Geométrica (NLG)	33
2.5.3. Parâmetros de estabilidade: coeficiente γ_z	34
2.5.4. Efeito P-Delta ($P-\Delta$)	35
2.6. TRABALHO RELACIONADO COM O TEMA	36
2.6.1. Saraiva, 2017	36
2.6.2. Apolinário e Silva, 2014	36
3. METODOLOGIA	38
3.1. PROJETO ARQUITETÔNICO	40
3.1.1. Pré-Dimensionamento	40
3.2. SOFTWARE UTILIZADO: ALTOQI EBERICK	45
3.3. CARGAS VERTICAIS	46
3.4. FORÇAS HORIZONTAIS: AÇÃO DO VENTO	46
3.5. LIGAÇÃO VIGA-PILAR	48

3.6. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL	49
3.7. AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL.....	51
3.8. ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO.....	52
3.9. CONSUMO DE MATERIAIS.....	52
3.10. INSERÇÃO DA ESTRUTURA NO SOFTWARE EBERICK.....	53
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	54
4.1. ESTABILIDADE GLOBAL.....	56
4.2. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	57
4.3. CONSUMO DE MATERIAIS	61
4.4. MUDANÇA DE ESFORÇOS.....	65
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	71
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	72
ANEXOS	75

1. INTRODUÇÃO

Edifícios com múltiplos pavimentos são uma solução adotada para a falta de espaço em determinadas zonas urbanas. Com o crescente número destes tipos de edificações e também cada vez as mesmas possuindo maiores alturas, a importância de uma minuciosa avaliação comportamental desta estrutura é imprescindível (SANTOS, 2016).

O material mais utilizado para este tipo de estruturas é o concreto armado. Ele produz estruturas robustas e garante estabilidade, desde que projetado e executado de maneira correta. Para Nichele (2016), distintos objetivos de projeto devem ser especificados e satisfeitos para que as estruturas em concreto armado cumpram seu propósito, como, segurança, aspectos econômicos, de durabilidade, de resistência, estéticos e funcionais.

Na elaboração de projetos de estruturas em concreto armado, o mesmo deve ser submetido a uma análise estrutural, etapa mais importante que consiste em obter as respostas da estrutura diante as ações nela aplicadas. Para esta análise estrutural é feita a averiguação da estabilidade global. Segundo SANTOS (2016), para garantir a estabilidade global, é preciso a disposição de rigidez adequada dos elementos estruturais que resistem as ações horizontais e verticais.

Kimura (2018), afirma que os elementos estruturais em um edifício de concreto armado se cruzam em importantes regiões da estrutura, chamadas de ligações, onde ocorre distribuição de esforços entre as peças estruturais. As ligações viga-pilar classificam-se em flexíveis, semirrígidas ou rígidas. São consideradas normalmente, ligações rígidas em projetos de estrutura de concreto armado.

Para que tenha sua segurança e durabilidade garantida, uma estrutura de concreto armado, além da correta consideração das ligações viga-pilar, deve ser garantido um cobrimento mínimo de acordo com a classe de agressividade ambiental. Essa consideração da classe de agressividade ambiental faz com que a seção dos elementos aumente o que pode vir a interferir na rigidez global da estrutura (APOLINARIO e SILVA, 2014).

1.1. PROBLEMA

Como diferentes rigidez nas ligações viga-pilar e classes de agressividade ambiental interferem no comportamento global de uma estrutura de concreto armado?

1.2. OBJETIVOS

Os objetivos da pesquisa estão classificados em geral e específicos, sendo descritos a seguir.

1.2.1. Objetivo Geral

Avaliar o comportamento de uma estrutura de múltiplos pavimentos de concreto armado considerando diferentes rigidez nas ligações viga-pilar e classes de agressividade ambiental.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Avaliar os deslocamentos horizontais no pórtico espacial;
- Analisar a estabilidade global da estrutura considerando o gama Z;
- Verificar mudanças de esforços na fundação;
- Comparar o quantitativo de materiais utilizados para cada modelo estrutural estudado.

1.3. JUSTIFICATIVA

Estruturas de concreto armado são geralmente consideradas estruturas monolíticas, onde os esforços se distribuem através da estrutura. No cálculo destas estruturas, entre vigas e pilares consideram-se as ligações com total transmissão dos momentos fletores. Porém ensaios experimentais já realizados resultaram na comprovação de rotações relativas nos nós, reduzindo a rigidez nas ligações (APOLINARIO e SILVA 2014).

Segundo SANTOS (2016), ocorre um engastamento parcial e não total, nas ligações, como considerados originalmente. Isto tem como consequência diferencia nos esforços e deformações, daquelas consideradas na análise estrutural com as ligações 100% rígidas, gerando uma redistribuição de esforços e deslocamentos nos elementos pertencentes a esta ligação.

O dimensionamento destas peças estruturais deve então ser realizado se pensando de uma forma muito importante nestas ligações. Com isso, avaliar o

comportamento de estruturas em concreto armado considerando diferentes rigidez entre viga e pilar, mostrará como esta rigidez influencia no comportamento das estruturas.

O dimensionamento considerando também diferentes classes de agressividade ambiental, também, mostrará como o mesmo interfere nos critérios de dimensionamento das peças estruturais principalmente na região onde ocorrem as ligações.

Por esse motivo, justifica-se a importância deste estudo, pelo qual será avaliada a importância de considerar a correta rigidez entre viga-pilar em cada tipo de classe de agressividade ambiental.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Estruturas em concreto armado, nos dias atuais, são calculadas para um número variado de combinações das ações que irão produzir efeitos significativos na estrutura. Tudo isso, graças ao avanço de ferramentas computacionais que auxiliam no cálculo e na análise destas estrutural.

Para Kimura (2018), essas ações não são apenas cargas externas aplicadas diretamente ao edifício. Podem ser, características do material ou construção das estruturas, que precisam ser levados em conta nos projetos estruturais pois geram esforços adicionais.

As ações em uma estrutura são classificadas em três grupos: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

2.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

Na obtenção dos resultados da análise estrutural, o dimensionamento, bem como o detalhamento de elementos das estruturas são realizados, e com ela ainda é verificado o comportamento da estrutura. Para Kimura (2018), a verificação comportamental das estruturas incide em obter e analisar a resposta desta estrutura diante ações que nela são aplicadas, ou seja, constitui-se em calcular e avaliar os deslocamentos, bem como a solicitação de esforços nas vigas, pilares, e nas lajes que fazem parte da edificação.

É uma das etapas mais importantes na realização de um projeto de estruturas. Para Neves (2016), o edifício deve antever o comportamento estrutural diante as ações solicitantes, considerando as tensões, a deformabilidade e deslocabilidade, e a distribuição de esforços internos, bem como realizar também verificações para o estado limite último e estado limite de serviço.

2.2.1. Modelo Estrutural

É indispensável adotar um modelo estrutural por mediante um software de computador para a verificação comportamental da estrutura das edificações, também conhecido como modelo numérico, que procura simular um edifício real no computador. Segundo Neves (2016) em uma estrutura, os esforços para serem determinados, podem contar com a existência de inúmeros modelos estruturais para

serem utilizados. Estes são delimitados pelo software utilizado pelo projetista, assim como, pelo tempo e custo disponíveis.

Existem diferentes tipos de modelos estruturais cabíveis de serem estudados para que se obtenha a melhor análise estrutural da edificação projetada. A NBR 6118:2014 diz que, o modelo estrutural pode ser idealizado como uma combinação de elementos estruturais básicos, formando sistemas estruturais resistentes que permitam representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura.

2.2.1.1. Pórtico Espacial

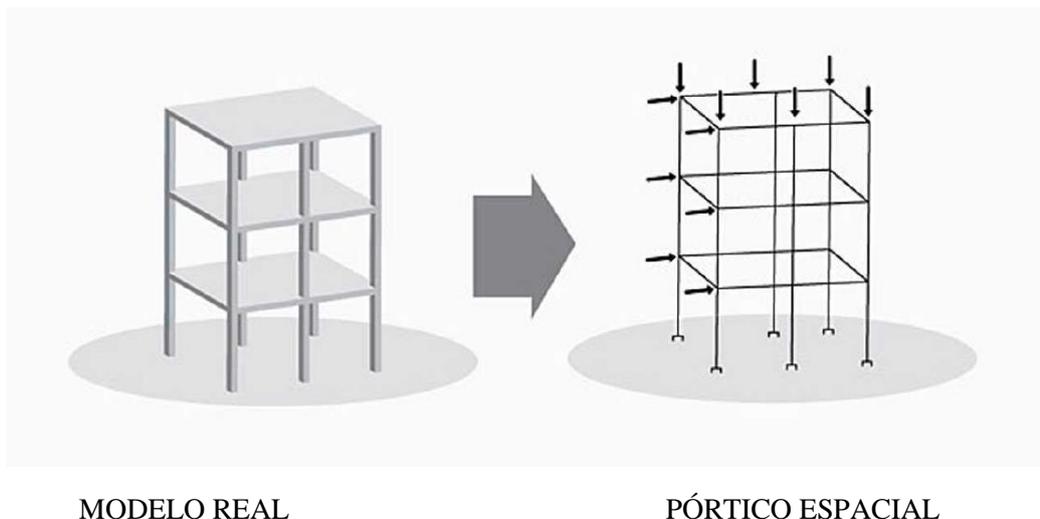
O pórtico espacial permite uma complexa e eficaz análise do desempenho global das estruturas. Isso, devido a ele ser um modelo tridimensional no qual os pilares e as vigas são simulados por barras.

A NBR 6118:2014 conceitua vigas como sendo elementos lineares em que a flexão é preponderante, e pilares como elementos lineares com eixo reto, normalmente dispostos na vertical, nas quais as forças normais de compressão são principais.

Para Kimura (2018), as lajes, são elementos que possuem grande rigidez no plano horizontal e são capazes de compatibilizar o desempenho do pavimento em todos os pontos de forma semelhante, por isso elas não estão inseridas nesse modelo.

Como se observa na figura 1, o pórtico espacial permite simultaneamente a aplicação de ações horizontais e verticais, podendo se fazer a verificação comportamental da edificação em todas as suas direções.

Figura 1 - Exemplo de pórtico espacial com aplicação de ações



Fonte: Kimura (2018)

2.2.2. Distribuição dos Esforços

Em modelos estruturais são aplicadas ações nas direções vertical e horizontal, que são distribuídas na estrutura em forma de esforços solicitantes. Para manter a estrutura em equilíbrio, cada elemento estrutural é responsável por absorver uma parcela desse esforço e leva-los até a fundação, para manter a estrutura final em equilíbrio.

Para se ter um dimensionamento seguro das estruturas, deve-se entender esses esforços, que são as forças normal e cortante, momento torsor e fletor. Segundo Silva (2011), ao se dimensionar uma peça deve-se não só evitar a sua ruptura, como também evitar deformações permanentes, ou seja, ao cessar a força externa, as deformações devem também cessar.

Os esforços podem ser relacionados a um tipo de rigidez, como exemplificado por Kimura (2018), a atuação do momento fletor a rigidez á flexão; a atuação de forças normais á rigidez axial; e a atuação do momento torçor à rigidez à torção. O mesmo ainda afirma que “os esforços solicitantes oriundos da aplicação das ações em um edifício são distribuídos de acordo com a rigidez relativa entre os elementos que compõem a sua estrutura. O esforço sempre tenderá a migrar para as regiões que possuem maior rigidez.

2.2.3. Efeitos construtivos

Para analisar a estrutura por meio do pórtico espacial, todas as cargas são aplicadas simultaneamente no modelo como se o total de pisos das edificações fossem construídos de forma instantânea. Na vida real, porém, cargas verticais são gradativamente adicionadas e acumuladas ao alcance que a estrutura é construída.

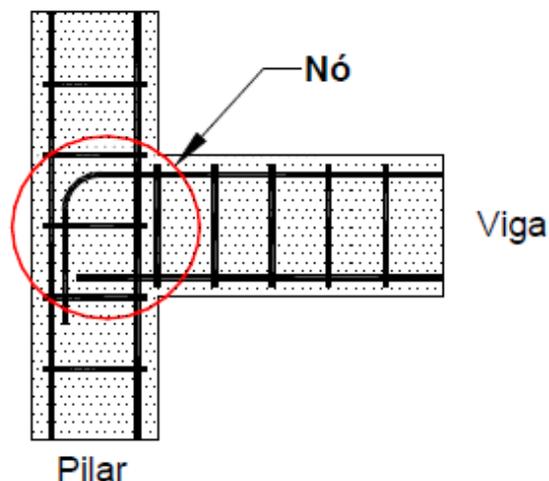
Com esta simulação, a análise estrutural se torna mais simplificada. Porém, isto pode resultar incompatibilidades com o comportamento realístico do edifício. Para evitar que isso ocorra, Kimura (2018), diz que a compensação das deformações axiais ocorridas durante a construção, devem ser incorporadas a modelagem, para que então os resultados sejam compatíveis com a realidade. Para que isso seja atendido, de forma aproximada, majora-se a rigidez axial dos pilares presentes no pórtico espacial, aumentando sua área da seção transversal.

2.3. LIGAÇÕES ENTRE VIGA-PILAR

Para uma análise por pórtico espacial, de edificações em concreto armado, segundo Santos (2016), as ligações necessitam ser calibradas de recursos especiais para que o deslocamento também os esforços obtidos durante averiguação estrutural não se tornem incompatíveis com a realidade.

Esses nós de pórtico, como também são conhecidas as ligações entre os elementos viga e pilar, são regiões suscitadas pela intersecção das vigas com os pilares, com uma porção do pilar com altura igual à da seção da viga como ilustra a figura 2. Nessas regiões ocorre um acúmulo de tensões normais assim como tangenciais e também a transferência desses esforços entre uma peça e outra (NEVES, 2016).

Figura 2. Intersecção entre viga e pilar



Fonte: Alva (2004)

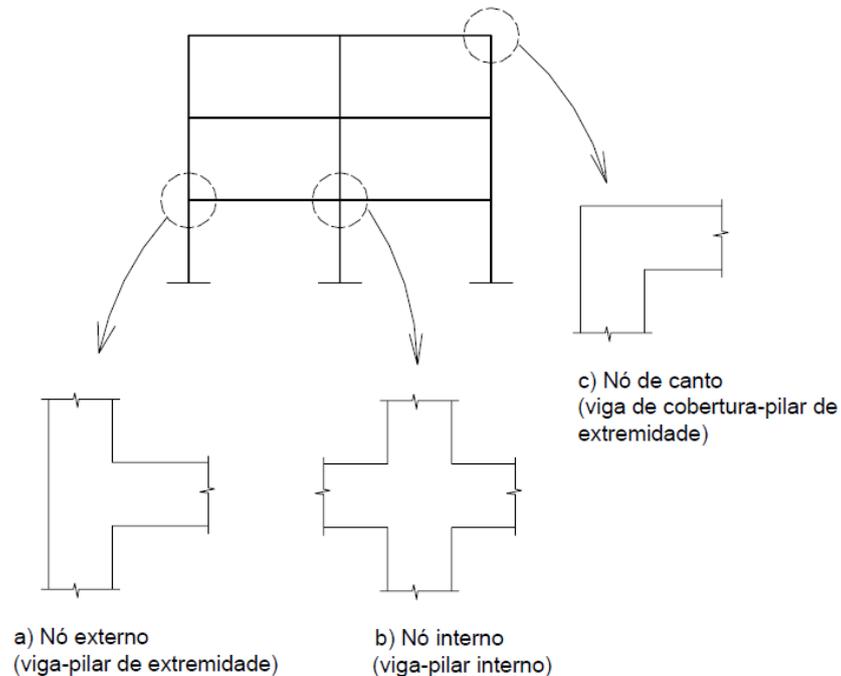
Segundo Alva e El Debs (2005), em termos de desempenho estrutural, é desejável que o nó de pórtico apresente resistência suficiente de modo a não impedir o desenvolvimento como um todo da capacidade resistente de elementos que são conectados. Ainda, a filosofia de projeto recomenda, em situação de ruína, que a plastificação ocorra antes nas vigas que nos pilares, o nó de pórtico deve resistir a ações maiores à correspondente ao momento último da viga.

Em termos de execução em obra, Alva e El Debs continuam afirmando que é desejável que a concepção das armaduras nas ligações não dificulte a sua inserção nem a compactação do concreto na forma. Por isso deve haver a preocupação do projetista estrutural quanto ao problema de congestionamento das armaduras nessa região.

Um trabalho teórico experimental foi realizado por Alva (2004) onde através de ensaios experimentais e modelos teóricos oriundos do método das bielas e tirantes, foi possível indicar aspectos no detalhamento da armadura na região onde ocorrem as ligações. Estes estudos concluem: é mais eficiente em termos de ductibilidade e resistência, a ancoragem das barras principais da viga serem de 90° para o interior do nó; há necessidade de utilização de estribos adicionais próximos a carga de ruptura onde o nó apresenta propagação de fissuras adicionais de grande abertura; e as barras longitudinais intermediárias no pilar contribuem como estribos verticais na resistência aos esforços corantes do nó.

Como se observa na figura 3, as ligações dividem-se, conforme a forma de ancoragem da armadura em três grandes grupos: nós internos, os externos e os nós de canto.

Figura 3. Nós de pórtico e sua classificação



Fonte: ALVA (2004)

O desempenho estrutural na região das ligações entre viga-pilar é expressivamente modificado pelo tipo das cargas que nelas atuam. O mecanismo de cálculo comumente empregado em pórticos de concreto armado contidas apenas às ações por gravidade, reduz-se à averiguação de resistência do nó para a forma de carregamentos monotônicos (ALVA, 2014).

Alva (2014) ainda afirma que por causa da concepção de armaduras longitudinais dentro das vigas e de suas geometrias, as ligações entre vigas e pilares estão submetidas, basicamente a esforços de cisalhamento. Os nós de pórticos são encarados em forma de painéis submetidos a um plano de tensões. A força cortante solicitante é adquirida através de um balanceamento de forças no painel. Como pode ser visto na figura 4, em nós externos, forças cortantes horizontais que atuam, são expressas pela equação 1.

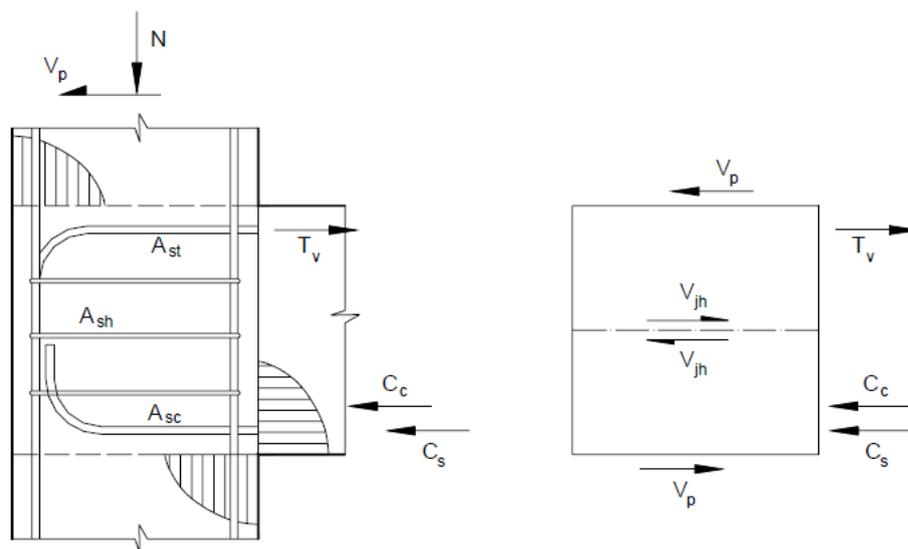
$$V_{jh} = T_v - V_p \quad (1)$$

onde,

T_v - resultante na armadura tracionada da viga;

V_p - força cortante no pilar.

Figura 4. Nós externos: forças solicitantes

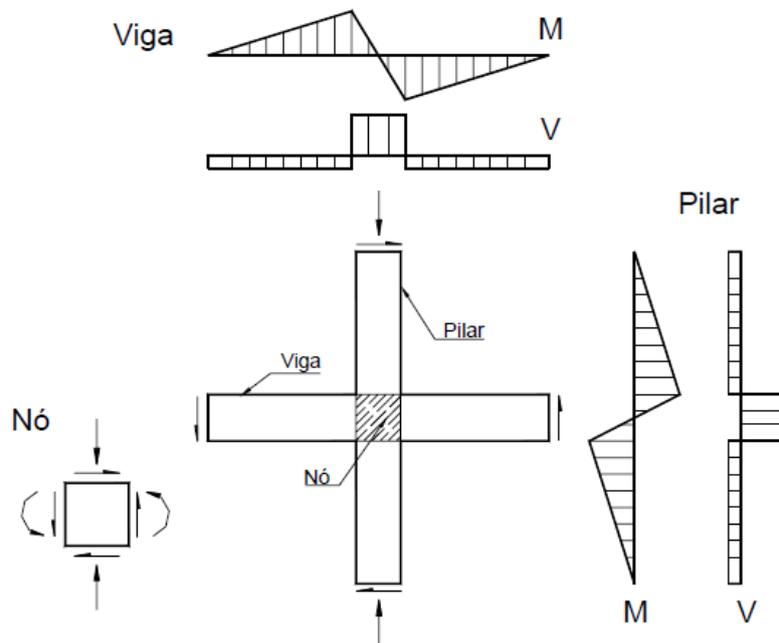


Fonte: Alva (2004)

De acordo com Neves (2016), forças cortantes conseguem ser adquiridas em nós internos, porém, o modo como essas forças agem nestes tipos de nós também depende de algumas ações atuantes, podendo serem: ações verticais, relacionadas as ações gravitacionais, ou ações laterais sendo as ações provenientes do vento.

Em ligações entre vigas e pilares, as solicitações a elas conferidas geram momentos que tracionam as fibras contrárias nos elementos estruturais, propiciando nestas ligações, forças cortantes na qual a intensidade supera em inúmeras vezes as que atuam nos pilares e nas vigas adjacentes como mostra a Figura 5.

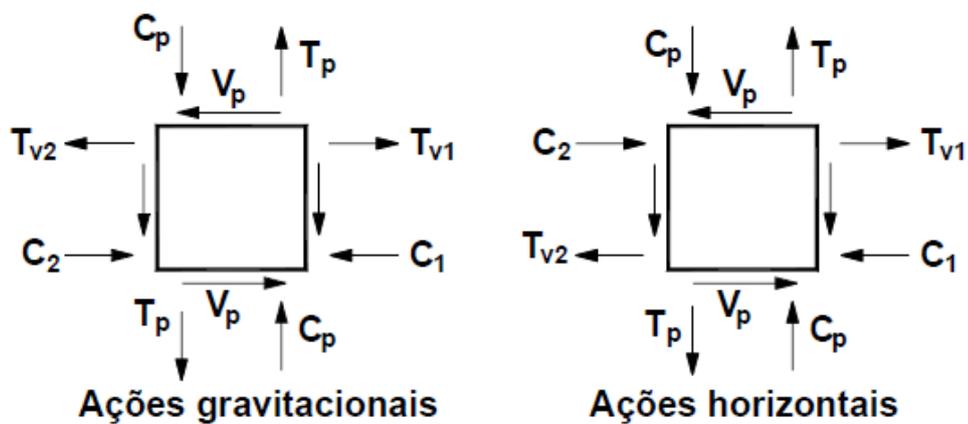
Figura 5 . Esforços solicitantes que variam nos nós.



Fonte: Adaptada de Alva (2004)

Para Neves (2016) nos nós internos, as solicitações geradas pelas ações verticais não são semelhantes das ações horizontais, como ilustra a figura 6. É possível ainda acontecerem os dois tipos de solicitações que ao se somarem os efeitos, ocorrem de forma simultânea.

Figura 6. Solicitações ocorrentes nos nós internos



Fonte: Adaptada de Neves (2016)

Quando predominam ações horizontais sobre as gravitacionais, a resultante da compressão no concreto em um lado do nó é adicionada a resultante de tração nas armaduras do lado oposto.

A equação 2 expressa essa força cortante solicitante.

$$V_{jh} = T_v + C_2 - V_p \quad (2)$$

onde,

T_v - resultante na armadura tracionada da viga;

C_2 - compressão no concreto;

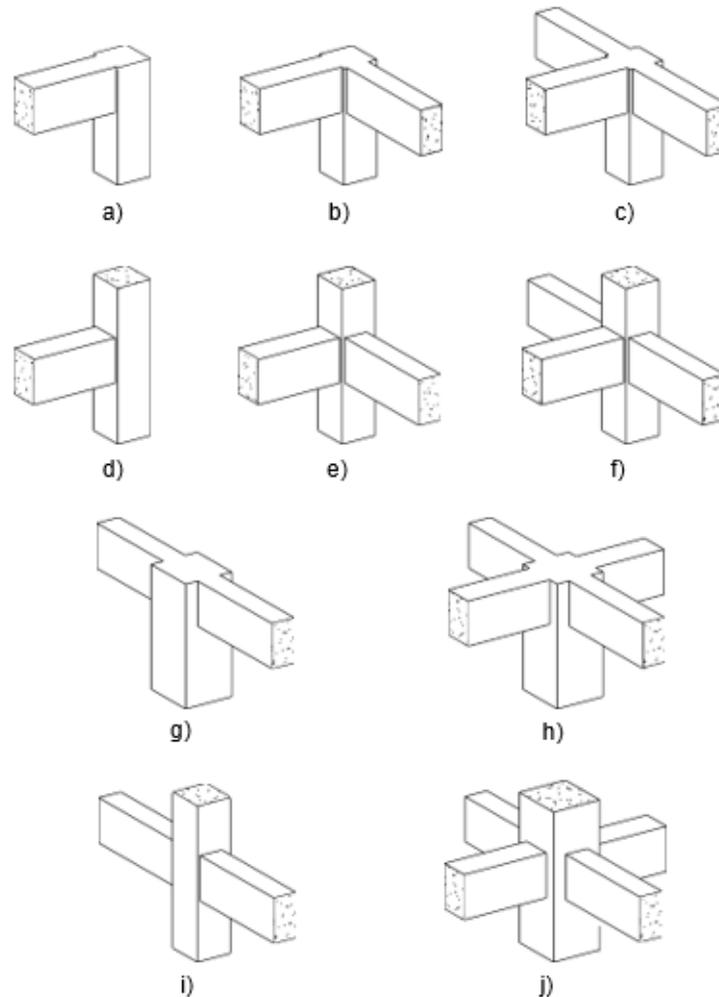
V_p - força cortante no pilar.

Neves (2016) afirma que devido a soma da parte C_2 alusiva a compressão no concreto, tem-se que os nós externos são solicitados menos que os nós internos. Isso implica nos nós internos, em qualidades de aderência menos favoráveis para as barras longitudinais da viga. Isso explica o limite de diâmetros recomendado, pelas normas de dimensionamento.

Uma ampla dificuldade deparada no quesito da ligação entre elementos, incide na ocorrência de uma alta quantidade de forças, ocorrentes em uma área relativamente pequena bem como uma geometria reduzida. Ainda, o comportamento das ligações se influencia por inúmeras variáveis, que tem relação com a geometria da ligação, a magnitude de tensões cisalhantes em nós de pórtico, resistência dos materiais utilizados, com o nó estando confinado e o carregamento que atua sobre a ligação (ALVA, 2004).

Essas variáveis que interferem no desempenho estrutural nas ligações, está essencialmente relacionado ao arranjo e detalhamento das armaduras, à resistência de materiais como concreto e aço, à seção dos elementos estruturais que estão conectados pelas ligações e a magnitude das solicitações que ali atuam (ver figura 7). Para Neves (2016), as ligações não podem simplesmente serem vistas como um nó da estrutura, mas sendo elas pertencentes à região de descontinuidade denominada Zona D. Nesta região não é válida a teoria de Bernoulli, ou seja, distribuição das deformações de forma linear.

Figura 7. Geometrias comumente utilizadas nas ligações viga-pilar



Fonte: Adaptada de Paulay e Priestley (1992) Apud Santos (2016)

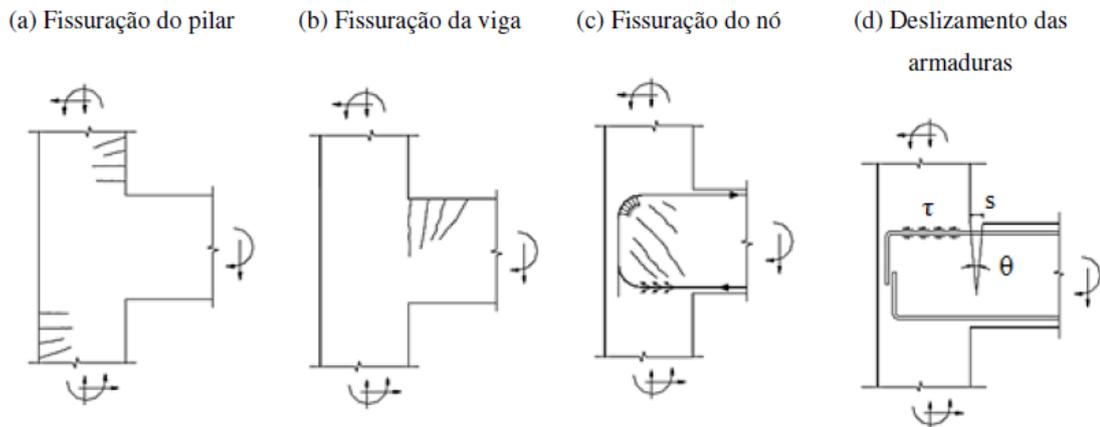
Neves (2016) afirma que o estudo na verificação estrutural de ligações destes elementos é fundamental para o seu dimensionamento adequado perante os esforços solicitantes. As ligações viga-pilar são classificadas pela rigidez à flexão, sendo ela Articulada, rígida e semirrígida.

- Articulada: esta ligação não transmite momento fletor;
- Rígidas: esta ligação transmite momento fletor;
- Semirrígidas: esta ligação transmite em parte os momentos fletores.

Usualmente ao se projetar edifícios com estruturas em concreto armado, adotam-se as ligações viga-pilar sendo rígidas. No comportamento real dessas estruturas, as ligações podem nem sempre apresentar um engastamento total devido a ocorrência de rotações relativas entre os elementos estruturais, nas suas ligações.

As rotações relativas são geradas pela ocorrência de deslizamento das armaduras longitudinais nas vigas no interior desses nós de pórtico e também pela fissuração do concreto, como ilustra a figura 8 (ALVA,2004). Desta forma, quando se consideram as ligações 100% rígidas, a rigidez dessas ligações se torna superestimada, tendo como consequência, minimizar a deslocabilidade horizontal da estrutura.

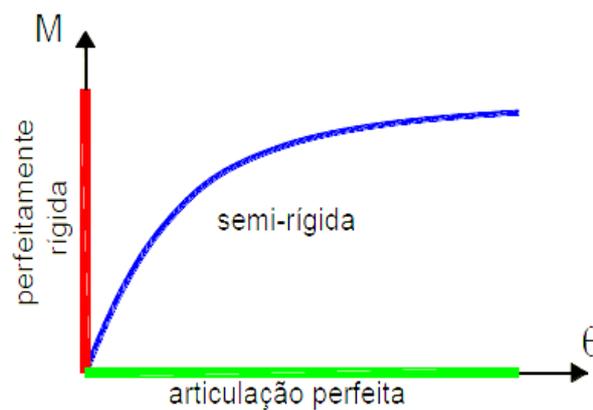
Figura 8. Deslizamento das armaduras e ocorrência de fissuras em nós de pórtico



Fonte: Santos (2016)

Santos (2016) elaborou a curva de momento-rotação para ligações semirrígidas. Com a construção da curva de momento-rotação pode-se averiguar parâmetros relevantes com relação a rigidez das ligações. Um desses é o fator de restrição à rotação, que é o quão próxima a ligação é situada da condição 100% rígida ($\alpha R=1$) ou 100% articulada ($\alpha R=0$), que possibilita averiguar o percentual de engastamento dessas ligações.

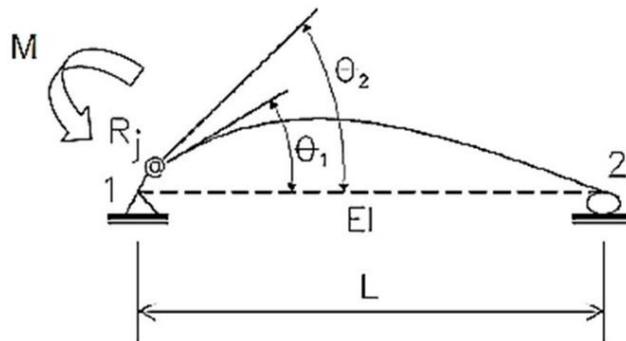
Figura 9. Curva de momento-rotação para ligações semirrígidas



Fonte: Santos (2016)

Na NBR 9062:2006, essa restrição das ligações à rotação é compreendida relacionando a rotação da extremidade da peça (θ_1) e a rotação combinante do elemento, somado da ligação (θ_2), assim, admite analisar a deformação da ligação como ilustra a figura 10.

Figura 10. Deformação e fator de restrição à rotação



Fonte: ABNT NBR 9062:2006

Ainda como estipulado pela NBR 9062:2006, as ligações entre viga-pilar são classificadas quanto a rigidez aos momentos fletores nas estruturas constituídas de concreto pré-moldadas, conforme o ilustrado na tabela 1.

Tabela 1. Classificação de ligações dos elementos estruturais de concreto pré-moldadas

Tipo de ligação	Fator de restrição à rotação (α_R)
Articulada	$\alpha_R < 0,14$
Semirrígida	$0,14 \leq \alpha_R \leq 0,86$
Rígida	$\alpha_R > 0,86$

Fonte: Adaptada de Neves (2016)

A ocorrência das rotações adicionais nas ligações viga-pilar em estruturas monolíticas construídas em concreto armado, provocam uma influência imediata no momento fletor atuante nos pilares, nos efeitos em segunda ordem, e na deslocabilidade horizontal da estrutura (SANTOS, 2016). Portanto, é fator de importância a ser considerado nos projetos estruturais.

2.4. CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

Todo projeto estrutural deve especificar o ambiente em que a estrutura está imersa. Para isso a NBR 6118:2014 especifica determinadas classes de agressividade ambiental, de acordo com o tipo de ambiente, e apresentando o risco de deterioração a cada classe (Tabela 2).

A mesma norma ainda diz que a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

Tabela 2. Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

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

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

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

Fonte: NBR 6118:2014

A classe de agressividade ambiental especificará um determinado cobrimento nominal que as armaduras de cada elemento estrutural deverão obedecer, a fim de garantir sua durabilidade. Como apresenta a tabela 3, cada classe determina o cobrimento nominal mínimo para cada tipo de estrutura e para cada componente ou elemento estrutural.

Tabela 3. Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $c = 10 \text{ mm}$

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

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

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

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal = 45 mm.

Fonte: NBR 6118:2014

Essas especificações de cobrimento nominal para cada classe de agressividade ambiental no qual a estrutura é projetada interferem diretamente no dimensionamento e detalhamento da armadura nas regiões dos elementos estruturais onde ocorrem as ligações entre os mesmos.

2.5. ESTABILIDADE GLOBAL

Uma questão fundamental para a elaboração de projetos de estruturas de concreto armado, é a averiguação da estabilidade global. Segundo Neves (2016) ela tem relação com a capacidade da estrutura em absorver efeitos causados pela deslocamentos dos seus nós, dispondo-se a garantir a segurança, no estado limite último de instabilidade, causada pelo acréscimo de deformações.

Parte fundamental da análise do comportamento global, é a consideração da não linearidade física e não linearidade geométrica, que podem ter uma influência significativa no cálculo da deslocabilidade e esforços em uma estrutura.

2.5.1. Análise da Não Linearidade Física (NLF)

Os deslocamentos laterais resultantes de uma análise estrutural são diretamente afetados pela rigidez dos membros constituintes da estrutura é fundamental para uma correta consideração do comportamento estrutural, estimar essa rigidez através de processos que considerem a não-linearidade física dos materiais empregados na estrutura. A NBR 6118:2014 prescreve a não linearidade física, presente nas estruturas de concreto armado, sendo considerada como obrigatória. O concreto não é um material elástico perfeito, ele possui um comportamento não linear. Para Moncayo (2011) “os efeitos da fissuração, da fluência, do escoamento da armadura, todos eles conferem ao concreto armado um comportamento não-linear.”

Segundo Kimura (2019), esse comportamento do concreto armado, fica evidente ao se analisar qualquer diagrama Tensão (σ)-Deformação (ϵ) idealizado para o concreto. Percebe-se que a relação $\sigma \times \epsilon$ não é linear, pois a medida que o carregamento é adicionado e as tensões aumentam, o concreto se modifica de forma desproporcional.

2.5.2. Análise da Não linearidade Geométrica (NLG)

Enquanto a NLF está relacionada ao comportamento do material empregado, a não linearidade geométrica ocorre em razão de diferenças nas geometrias dos elementos estruturais à medida que se aplica um carregamento na estrutura. Em estruturas mais altas, esses efeitos podem ser um problema, pois a estrutura se torna mais solicitada por uma ação conjunta de esforços horizontais com os esforços verticais.

As implicações da NFL são determinados por uma análise na qual se considera a estrutura na sua configuração final de equilíbrio, na sua configuração deformada. Quando por exemplo uma barra é submetida a esforços e analisada em sua forma indeformada, os efeitos que surgem são denominados de efeitos de primeira ordem. Esses efeitos são chamados assim devido serem analisados com a barra em sua posição inicial, indeformada.

Porém, quando a mesma barra é analisada em sua forma deformada, posição final, além dos efeitos de primeira ordem, surgem efeitos adicionais, provocados devido as distancias de deslocabilidade advindas das ações submetidas na barra. Esses efeitos são denominados de efeitos de segunda ordem.

Sotten (2015) afirma que em estruturas de nós rígidos as consequências da NLG podem ser desconsiderados, porém em estruturas de nós flexíveis os efeitos são significativos devendo, portanto, ser consideradas. Conforme a importância dos efeitos da análise em segunda ordem, as estruturas classificam-se em nós fixos ou nós móveis

2.5.3. Parâmetro de estabilidade: coeficiente γ_z

A verificação da estabilidade global em estruturas de concreto armado, por parâmetros de análise existentes, se mostra eficiente para o mesmo. Esses parâmetros podem incluir efeitos em segunda ordem, na averiguação da estabilidade global.

Os efeitos globais em segunda ordem permitem ser desprezados, quando forem inferiores a 10% dos esforços em primeira ordem, segundo o estipulado pela NBR 6118:2014 Assim, aquelas estruturas que apresentam deslocamentos horizontais maiores que 10% dos esforços em primeira ordem, são denominadas estruturas com nós móveis. As que puderem desprezar os efeitos de segunda ordem, são denominadas estruturas com nós fixos.

O coeficiente γ_z tem validade para analisar as estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos. O coeficiente pode ser calculado através dos resultados adquiridos na análise linear de primeira ordem.

Na NBR 6118:2003, item 15.5.3, o valor para γ_z de cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1,tot,d}} \quad (3)$$

onde,

$\Delta M_{tot,d}$: somatório dos produtos das forças verticais que atuam para a combinação adotada, com os respectivos deslocamentos horizontais.

$M1,tot,d$: somatório dos momentos provenientes do produto das forças horizontais, resultantes da combinação adotada, com valores de cálculo em analogia a base das estruturas.

2.5.4. Efeito P-Delta (P- Δ)

O emprego do coeficiente γ_z como parâmetro para a instabilidade ou como um coeficiente de majoração de esforços que considera os efeitos de segunda ordem, para as estruturas de nós fixos e nós móveis, na ocorrência alguns casos pode ser inviável ou pouco confiável.

A maioria dos programas comerciais atuais tem implementado processos P- Δ a fim de calcular os efeitos de segunda ordem nas estruturas. Existem diferentes procedimentos que analisam do efeito P- Δ . Em muitos casos, são técnicas iterativas que, com os computadores atuais, convergem rapidamente, exceto em casos de haver instabilidade estrutural. O mais indicado, portanto, é evitar simplificações e calcular esses efeitos com o uso do processo P- Δ .

No software comercial Eberick, o algoritmo estuda o equilíbrio estrutural no estado deformado depois da análise da primeira ordem pelo coeficiente γ_z . Com a obtenção dos deslocamentos, aplicam-se as determinadas cargas horizontais adicionais (H) para cada um dos pilares do pórtico, sendo essa função, das cargas axiais e da deslocabilidade horizontal referente.

$$H = N \frac{\Delta}{L} \quad (4)$$

onde,

N = carga vertical

Δ = deslocamento horizontal

L = altura de cada pavimento

Adiciona-se o conjunto das cargas fictícias as cargas horizontais já existentes. Uma nova avaliação induz a deslocamentos horizontais novos. Com esses valores, o processo é repetido até que não haja diferenças significativas entre duas iterações sucessivas.

2.6. TRABALHO RELACIONADO COM O TEMA

2.6.1. Saraiva, 2017

O objetivo é avaliar um edifício residencial com vários pavimentos em concreto armado, variando a rigidez dos nós de pórtico, aplicando nós semirrígidos de modo a verificar o comportamento estrutural de concreto armado em analogia com estabilidade global, remanejamento dos esforços, taxas de armadura nos pilares e consumo de aço total da edificação.

Constituiu-se cinco modelos da estrutura onde cada modelo recebeu uma redução na rigidez em todas as ligações viga-pilar em ordem de 5%, 10%, 15%, 20% e 25%, respectivamente. Verificou-se o desempenho da estrutura diante das vinculações, de rígidas aos diferentes valores para nós semirrígidos.

Concluiu-se que, a redução na rigidez das ligações tem influência direta em diversos aspectos na estrutura de uma edificação, sendo uma alternativa de projeto que precisa ser utilizada com cautela de acordo com a necessidade do projetista, pois em alguns casos dependendo de como ocorre a redistribuição dos esforços, os resultados podem se inverter em relação aos esperados.

2.6.2. Apolinário e Silva, 2014

Este trabalho tem o intuito de avaliar o comportamento de uma estrutura em concreto armado quanto à interação entre a rigidez de engastamento vigas/pilares utilizando diferentes classes de agressividade ambiental, e assim, verificar qual configuração proporcionará melhor desempenho.

A implantação da estrutura foi concebida através do projeto arquitetônico de uma edificação residencial multifamiliar, constituído de oito pavimentos. Para a realização deste trabalho, utilizou-se software Cypecad (2012) aplicado ao cálculo das edificações, em diversos pavimentos.

Inicialmente foram adotadas as dimensões dos elementos estruturais para realização do cálculo. Para o estudo da rigidez do engastamento foram considerados quatro faixas de coeficientes em vigas e pilares. Os valores foram 1.00 (que indica

rigidez de 100%), 0.80 (80%), 0.50 (50%) e 0.20 (20%). Ao todo foram dezesseis estruturas calculadas. Na análise dos resultados foram adotados quatro vigas e quatro pilares.

Observou-se que com a redução na rigidez do engastamento, as estruturas se tornaram mais deslocáveis, porém esse deslocamento diminuiu conforme se aumentou a resistência do concreto, ou seja, mudança na classe de agressividade ambiental. Foram realizadas análises dos deslocamentos nos pilares, análises dos momentos fletores positivos e negativos, análise estatística, análises das flechas máximas, e análises referentes ao consumo de aço em vigas e pilares.

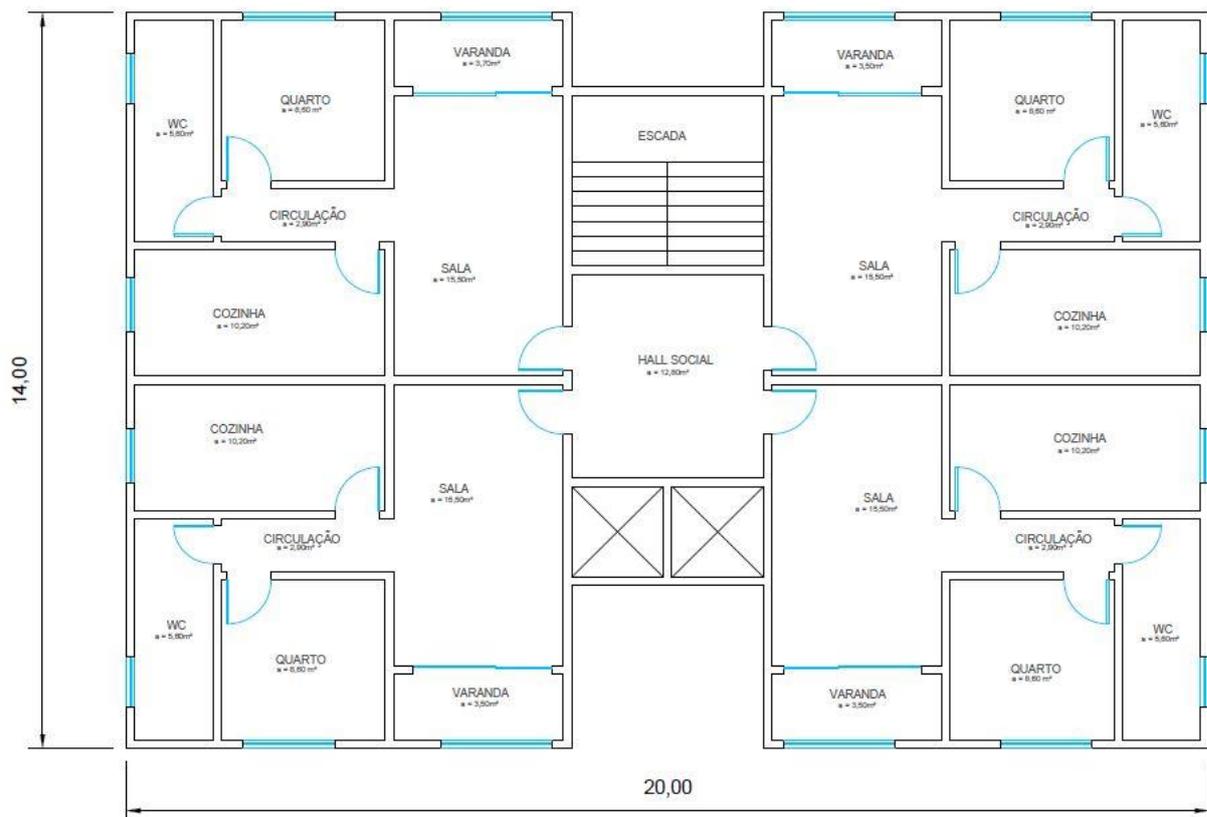
Mesmo modificando a resistência do concreto, as estruturas com menor rigidez obtiveram maiores deformações, isso se dá pelo fato que quando se reduz o engastamento, torna a estrutura mais deslocável. As estruturas que tiveram um melhor comportamento estrutural foram as com coeficientes maiores de rigidez.

3. METODOLOGIA

A aplicação prática da pesquisa teórica consistiu no lançamento de um edifício em concreto armado de 10 pavimentos tipo, com pé direito de 3,00 m. Para o concreto foi empregado a resistência a compressão de 30 MPa e o agregado brita 1 com diâmetro de 19mm. O local de implantação da edificação é na cidade de Palmas – Tocantins.

O modelo estrutural foi elaborado no software Eberick da AltoQi utilizando a planta baixa do pavimento tipo (figura 11). O modelo estrutural adotado foi o pórtico espacial, o qual permite segundo a aplicação simultânea das ações horizontais e verticais, podendo se fazer a verificação do comportamento da edificação em todas as direções, possibilitando uma avaliação bastante completa e competente do comportamento global da estrutura projetada.

Figura 11. Planta baixa do pavimento tipo



Fonte: elaborado pelo autor

O modelo estrutural foi dimensionado e submetido a análise estrutural considerando diferentes rigidez nas ligações entre viga-pilar na ordem de 70%, 85% e 100%. Para cada rigidez considerada, o modelo também variou a classe de

agressividade ambiental entre as classes I e II. Ao total, foram gerados 6 modelos estruturais a fim de se realizar a comparação e análise dos resultados obtidos, como apresenta a tabela 4.

Tabela 4. Modelos construídos para estudo da variação da rigidez na ligação viga-pilar considerando diferentes classes de agressividade ambiental

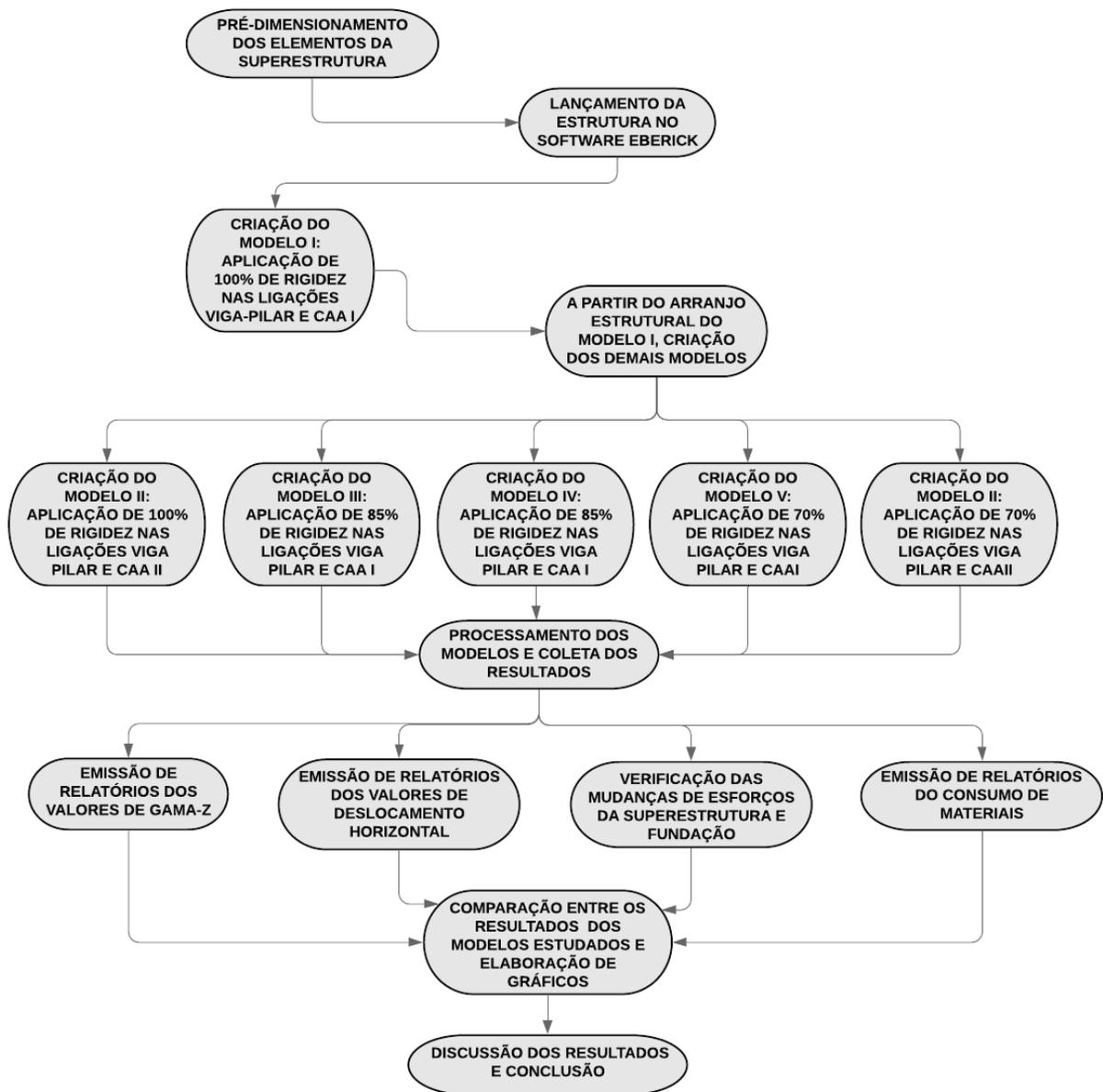
	RIGIDEZ	CAA
MODELO I	100%	CAA I
MODELO II	100%	CAA II
MODELO III	85%	CAA I
MODELO IV	85%	CAA II
MODELO V	70%	CAA I
MODELO VI	70%	CAA II

Fonte: elaborado pelo autor

Foram também comparados os esforços obtidos na fundação de acordo com cada modelo analisado.

O fluxograma a seguir foi elaborado a fim de apresentar esta metodologia de forma simplificada.

Figura 12. Diagrama de trabalho da metodologia



Fonte: elaborado pelo autor

3.1.PROJETO ARQUITETÔNICO

O edifício estudado trata-se de um edifício residencial de 10 pavimentos, cada pavimento com o pé direito de 3,00 m, e possui quatro apartamentos, acessos de escada e elevador, como ilustrado anteriormente na figura 11.

3.1.1. Pré-Dimensionamento

Foi realizado o pré-dimensionamento dos pilares, vigas e lajes respectivamente, a fim de se obter o arranjo estrutural a ser estudado. A distribuição

dos pilares no pavimento tipo foi realizada de acordo com as recomendações normativas. A seção de cada pilar foi calculada de acordo com a área de concreto de cada pilar. Esta área de concreto foi obtida através da seguinte equação:

$$AC = \frac{\alpha * A * P(n + 0,7)}{\sigma_{id}} \quad (5)$$

onde,

α = ao coeficiente de majoração da carga;

$\alpha = \gamma_f * \alpha_0$;

$\gamma_f = 1,4$;

α_0 = coeficiente de majoração da carga em função da redução das situações de flexão composta normal/oblíqua em uma situação de compressão centrada, conforme tabela 5.

Tabela 5. Coeficiente de majoração da carga

Pilares	α_0
Intermediário	1,285
Extremidade	1,57
Canto	1,785

Fonte: Notas de aula Prof. Roldão

A = área de influência de cada pilar;

P = carga uniformemente distribuída na laje (adotado 10KN/m²);

N = número de repetições do pavimento tipo (10 pavimentos);

0,7 = coeficiente de cobertura;

σ_{id} = tensão ideal de cálculo;

$$\sigma_{id} = 0,85 * f_{cd} + \rho + \sigma_{sd} \quad (6)$$

para,

$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_f$ ($f_{ck} = 30\text{MPa}$, $\gamma_f = 1,4$)

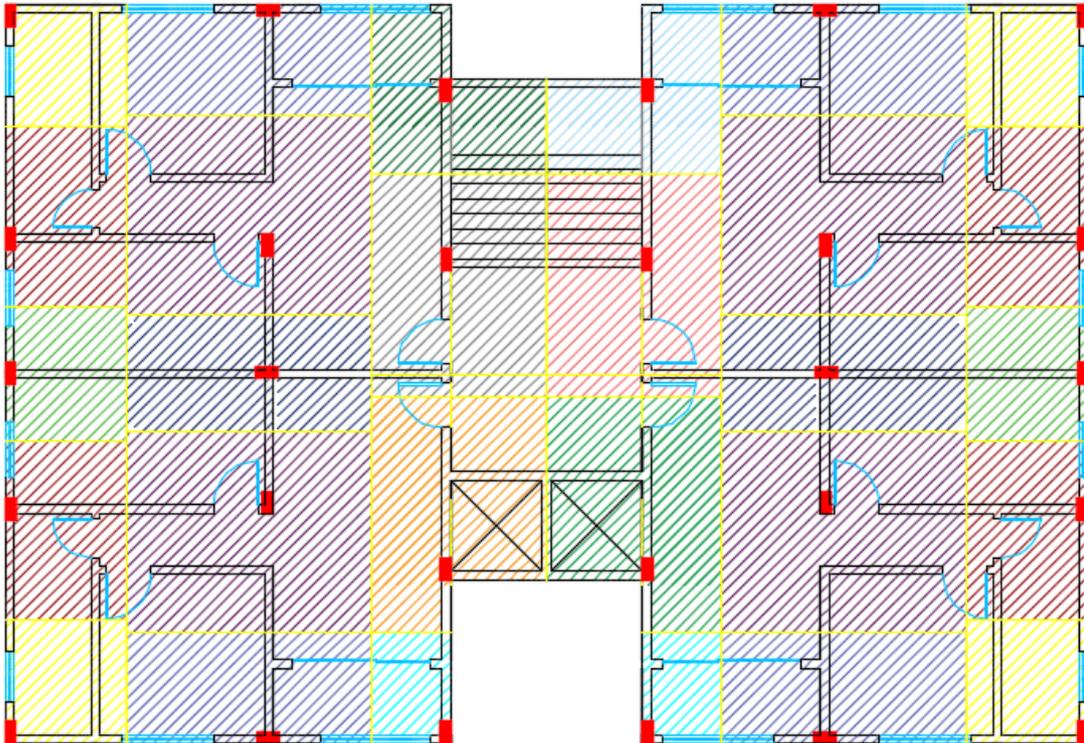
$\rho = 2\%$

$$\sigma_{sd} = \frac{5000\text{kgf/cm}}{1,15}$$

A área de influência de cada pilar foi obtida de acordo com os seguintes parâmetros e pode ser observada na figura 13:

- 0,45L: o pilar de canto ou pilar de extremidade na direção da menor dimensão do pilar;
- 0,55L: complemento dos vãos do caso anterior;
- 0,50L: pilar de canto ou pilar de extremidade na direção da maior dimensão do pilar.

Figura 13. Áreas de influência dos pilares



Fonte: elaborado pelo autor

Após calculada a área de concreto, a menor dimensão de cada pilar foi adotada de 19 cm, assim se encontrou a outra dimensão, formando a seção do pilar como mostra a tabela 6.

Tabela 6. Dimensão da seção dos pilares de acordo com o pré-dimensionamento

PILAR	SEÇÃO (cm)	PILAR	SEÇÃO (cm)
P1	19 x 30	P13	19 x 45
P2	19 x 45	P14	19 x 20
P3	19 x 20	P15	19 x 20
P4	19 x 35	P16	19 x 45
P5	19 x 40	P17	19 x 30
P6	19 x 35	P18	19 x 35
P7	19 x 20	P19	19 x 40
P8	19 x 30	P20	19 x 35
P9	19 x 35	P21	19 x 30
P10	19 x 40	P22	19 x 20
P11	19 x 35	P23	19 x 40
P12	19 x 30	P24	19 x 35

Fonte: elaborado pelo autor

Seguiu-se assim, o pré-dimensionamento das vigas nas quais foram adotadas a menor dimensão da seção transversal de 19 cm e a outra dimensão calculada através dos seguintes parâmetros:

- Para vigas bi apoiadas: $L/12$;
- Para vigas contínuas $L_m/15$;

onde,

L = comprimento da viga;

L_m = comprimento médio de duas ou mais vigas;

Assim chegaram-se as seções das vigas apresentadas na tabela 7.

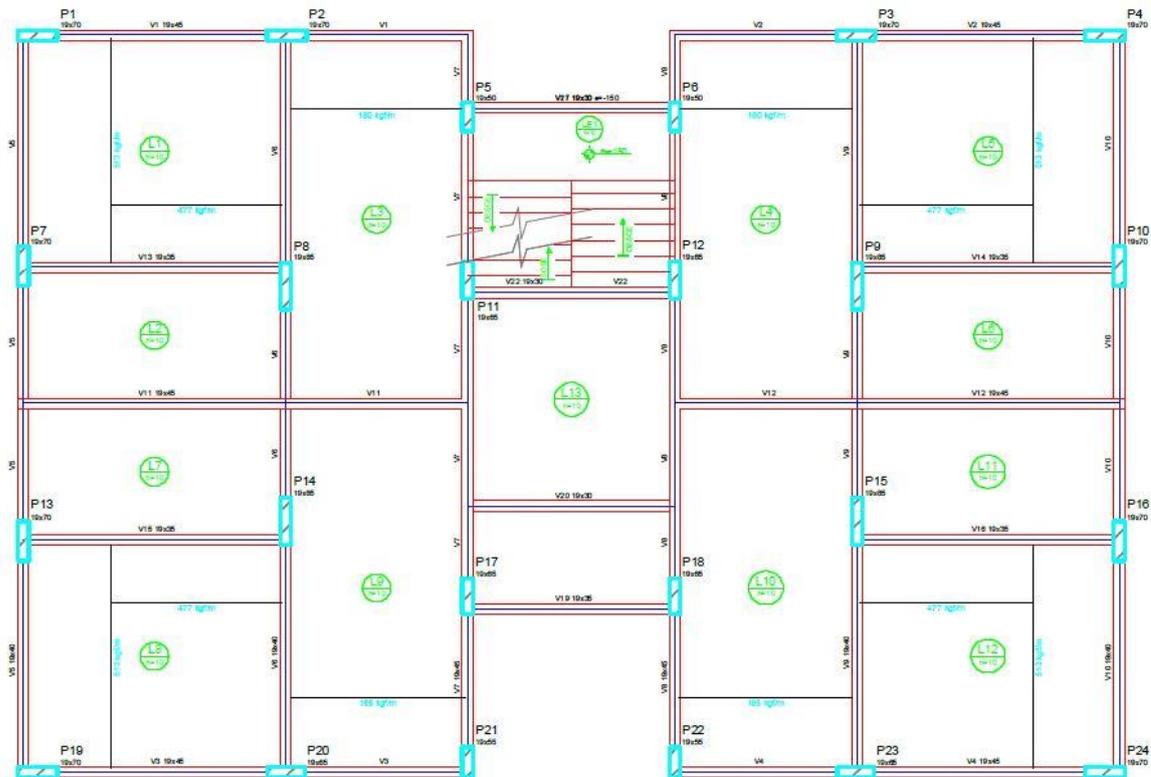
Tabela 7. Dimensão da seção das vigas de acordo com o pré-dimensionamento

VIGA	SEÇÃO (cm)	VIGA	SEÇÃO (cm)
V1	19 x 35	V12	19 x 35
V2	19 x 35	V13	19 x 30
V3	19 x 35	V14	19 x 25
V4	19 x 35	V15	19 x 30
V5	19 x 30	V16	19 x 30
V6	19 x 30	V17	19 x 30
V7	19 x 30	V18	19 x 30
V8	19 x 35	V19	19 x 30
V9	19 x 30	V20	19 x 30
V10	19 x 25	V21	19 x 25
V11	19 x 30	V22	19 x 30

Fonte: elaborado pelo autor

Para o pré-dimensionamento das lajes, todas foram adotadas com altura mínima de 10cm estipulada por norma. O posicionamento dos elementos estruturais após seu pré-dimensionamento é ilustrado na figura 14.

Figura 14. Planta de forma do pavimento tipo com indicação de pilares, vigas e lajes



Fonte: elaborado pelo autor

Feito o pré-dimensionamento, a estrutura foi inserida no software Eberick a fim de ser realizado o cálculo e a análise estrutural do edifício seguindo os objetivos para a geração dos resultados.

3.2. SOFTWARE UTILIZADO: ALTOQI EBERICK

Para o dimensionamento e análise desta estrutura em concreto armado foi utilizado o software EBERICK da AltoQi. Ele possui um ambiente de CAD próprio com recursos específicos para modelagem de pilares, vigas, lajes, escadas, fundações, reservatórios, muros e elementos de outros materiais. O modelo criado pode ser visualizado no pântico 3D, facilitando o entendimento da geometria proposta.

Segundo os desenvolvedores do software da AltoQi, o sistema verifica os elementos para o Estado Limite Último e de Serviço (ELU e ELS) de acordo com as normas brasileiras. Os resultados de dimensionamento são apresentados em janelas específicas que demonstram os esforços e os resultados de armadura.

O programa permitiu criar documentos contendo memorial de cálculo da edificação, relatórios referentes à análise global, esforços e dimensionamento dos

elementos além das cargas nas fundações. Ele também permitiu gerar um relatório com o resumo dos materiais da edificação. Na tabela do resumo pode ser verificado o volume de concreto, peso de aço, área de forma, quantitativo de blocos de enchimento, consumo de aço, tabela de custos de materiais, forma e execução de cada peça estrutural.

3.3. CARGAS VERTICAIS

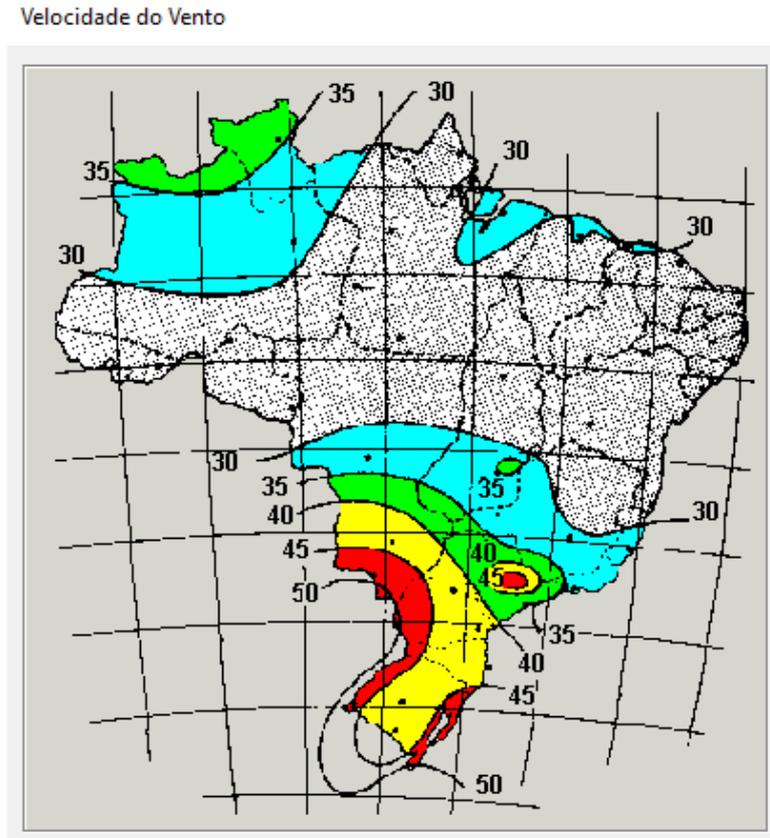
Foram utilizados os seguintes materiais para o cálculo das cargas verticais:

- Peso próprio do concreto armado para lajes, vigas e pilares: 2.500 kgf/m³;
- Alvenaria acabada em tijolos furados: 1.300kgf/m³;
- Revestimento do piso em Granito: 150kgf/m²;
- Sobrecarga: 150 kgf/m²;

3.4. FORÇAS HORIZONTAIS: AÇÃO DO VENTO

A estrutura foi avaliada segundo os parâmetros da região da cidade de Palmas-TO. De acordo com o mapa fornecido no software Eberick, obtém-se uma máxima velocidade média de $V_0 = 33$ m/s. A ação da força devido ao vento atua nas quatro direções do edifício. A figura 15 ilustra o mapa de ventos fornecido pelo software.

Figura 15. Isopletas de velocidade básica do vento V_0 (m/s)



Fonte: Eberick (2020)

Para as configurações da ação do vento foram adotados os seguintes parâmetros (figura 16):

- S1 – Para terrenos planos, igual a 1,0;
- S2 – A categoria de rugosidade considerada foi a II, para terrenos abertos com poucos obstáculos e a Classe determinada foi a B, pois a maior dimensão do edifício (horizontal de 20m), está entre 20 e 50m;
- S3 – Para o fator estatístico, por ser uma edificação de uso residencial, define-se este coeficiente como 1,0;
- Coeficiente de arrasto obtido automaticamente pelo programa;

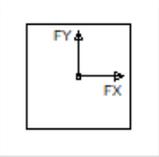
Figura 16. Configurações do vento

Vento

Velocidade m/s

Aplicação do Vento

Ângulo °



Topografia

Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento ($S1 = 1.1$)

Vales profundos, protegidos de todos os ventos ($S1 = 0.9$)

Demais casos ($S1 = 1.0$)

Edificação

Maior dimensão horizontal ou vertical

Rugosidade do terreno

Fator Estatístico $S3$

Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10

Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00

Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Fonte: Eberick (2020)

3.5. LIGAÇÃO VIGA-PILAR

Como já mencionado neste estudo, a ligação entre viga e pilar é considerada 100% rígida na análise de pórticos espaciais para edifícios de concreto armado, porém através de hipóteses essas ligações na prática perdem parte de sua rigidez. Devido a este fator, na ligação entre viga-pilar foram avaliados diferentes níveis de rigidez. Foram também gerados diferentes modelos com rigidez da ligação de 70%, 85% e 100%.

A figura 17 mostra que no software Eberick esta porcentagem de rigidez pode ser alterada nas configurações de análise, porém o software se limita a uma redução do engaste de 30%. Na caixa de diálogo “Redução no engaste para nós semirrígidos” deve ser inserido a porcentagem de redução da rigidez de 0%, para total rigidez, redução de 15%, para 85% da rigidez e redução de 30% para 70% de rigidez.

Figura 17. Configurações para alteração do nível de rigidez nas ligações entre os elementos estruturais

Fonte: Eberick (2020)

3.6. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

Foi feita a variação da rigidez entre viga-pilar considerando também, diferentes classes de agressividade ambiental. Assim, foram trabalhadas as classes de agressividade I e II, que de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 são classes de teor fraco e moderada respectivamente. O uso destas duas classes deve-se a elas estarem de acordo com a região na qual está sendo projetada a edificação.

Nas configurações de materiais e durabilidade do software Eberick, foram feitas as alterações da classe de agressividade ambiental como mostra a figura 18. Nesta mesma janela do software, também são indicados os outros parâmetros utilizados no projeto da edificação, como o f_{ck} do concreto e os cobrimentos das peças externas e internas, e as de contato com o solo que foram definidas conforme ilustrado na figura 19.

Figura 18. Configuração da classe de agressividade ambiental

Materiais e durabilidade

Aplicação

Projeto inteiro

Por pavimento

Pavimento

PLATIBANDA

COBERTURA

PAVIMENTO 10

PAVIMENTO 9

Geral

Classe de agressividade **I (fraca)** ...

Dimensão do agregado **I (fraca)** mm

Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Fonte: Eberick (2020)

Figura 19. Parâmetros de materiais e durabilidade

Materiais e durabilidade

Aplicação

Projeto inteiro

Por pavimento

Pavimento

PLATIBANDA

COBERTURA

PAVIMENTO 10

PAVIMENTO 9

PAVIMENTO 8

PAVIMENTO 7

PAVIMENTO 6

PAVIMENTO 5

PAVIMENTO 4

PAVIMENTO 3

PAVIMENTO 2

PAVIMENTO 1

BAIXADA

Aviões

Todas as informações estão definidas corretamente

Detalhes...

Geral

Classe de agressividade **II (moderada)** ...

Dimensão do agregado **19** mm

Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras

Contato com o solo **0.2** mm

Contato com a água **0.1** mm

Demais peças **0.3** mm

Combinações **Frequentes**

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-30	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	3 cm	3 cm	4.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2.5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-30	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-30			4.5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-30			4.5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-30			4.5 cm	Bitolas...
Muros	C-30			4.5 cm	Bitolas...
Radier	C-30			4.5 cm	Bitolas...

Elementos pré-moldados

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	
Vigas	C-30	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	3 cm	Bitolas...
	Etapas...		

Tipo **Pré-moldado**

Fluência... Barras... Classes... **OK** Cancelar Ajuda

Fonte: Eberick (2020)

3.7. AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

Na análise dos modelos estudados a concepção e a seção dos pilares e vigas foram mantidas. Dessa forma, foi possível avaliar a variação do coeficiente γ nas direções X e Y, assim como os seus deslocamentos horizontais. Dessa forma foi possível também considerar os esforços de 2ª ordem no cálculo da estrutura, quando assim fosse necessário.

Foi deixada ativada a caixa de diálogo “utilizar o processo P-Delta” para calcular os esforços de segunda ordem, nos modelos onde os esforços de segunda ordem ficaram maiores que 10% sobre os esforços de primeira ordem. Através do processamento da estrutura foi obtido o relatório dos deslocamentos e esforços horizontais de cada pavimento e de toda a estrutura em análise de primeira e segunda ordem.

Figura 20. Configuração do processo P-Delta

The image shows a software dialog box titled "Análise" (Analysis). It is divided into several sections:

- Geral** (General):
 - Redução no engaste para nós semi rígidos: 30 %
 - Redução na torção para os pilares: 0 %
 - Redução na torção para as vigas: 85 %
 - Aumento na rigidez axial dos pilares: 1
 - Salvar automaticamente o projeto após o processamento
- Não linearidade física** (Physical non-linearity):
 - Rigidez das vigas: 0.4 Eci.Ic
 - Rigidez dos pilares: 0.8 Eci.Ic
 - Rigidez das lajes: 0.5 Eci.Ic
- Não linearidade geométrica** (Geometric non-linearity):
 - Utilizar o processo P-Delta (highlighted with a red box)
 - Número máximo de iterações: 10
 - Precisão mínima: 1 %
 - Cominação vertical de cálculo: 1.4G1+1.4G2+1.1A+1.4Q
- Precisão numérica** (Numerical precision):
 - Erro estimado máximo: 1 %
 - Valor absoluto mínimo: 100
- Imperfeições globais** (Global imperfections):
 - Tipo de estrutura: Estruturas Usuais
 - Cominação vertical característica: G1+G2+A+Q

At the bottom, there are buttons for "Painéis de lajes..." (highlighted with a blue box), "Apoio elástico padrão...", "OK", "Cancelar", and "Ajuda".

Fonte: Eberick (2020)

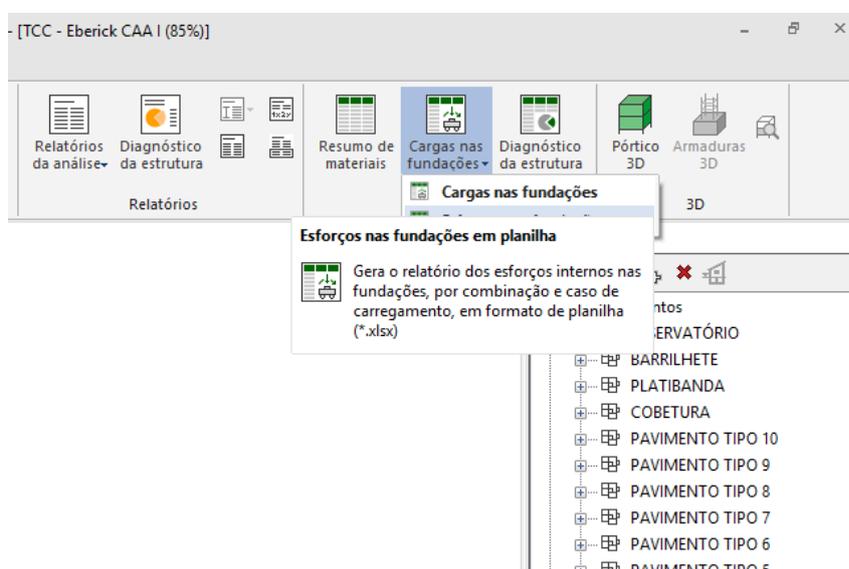
3.8. ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO

Após a estrutura ser processada com a variação da rigidez das ligações viga-pilar e também da classe de agressividade ambiental, foi verificada a mudança de esforços na fundação.

Foi observada a redistribuição de esforços primeiro na superestrutura com a análise dos momentos positivos e negativos das vigas e pilares, a fim de se entender a distribuição dos mesmos sobre as condições estudadas.

Na aba “Planilhas” do software Eberick 2020, no item “Cargas nas Fundações” foi gerado o relatório de Esforços nas fundações, como ilustra a figura 21.

Figura 21. obtenção dos esforços nas fundações no Eberick 2020



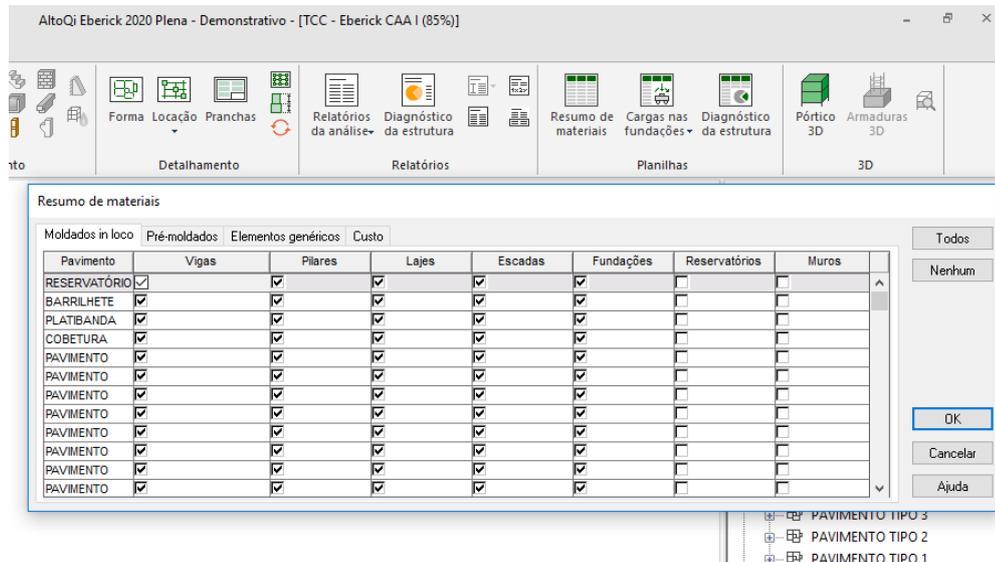
Fonte: Eberick (2020)

A seguir foram analisados os momentos na fundação, onde foram comparadas entre si a fim de verificar se essas mudanças de esforços foram significativas no comportamento estrutural.

3.9. CONSUMO DE MATERIAIS

O software Eberick fornece o consumo de materiais através do resumo de matérias que se encontra na aba “Planilhas” do software Eberick 2020, como ilustra a figura 22.

Figura 22. Obtenção do Resumo de materiais no Eberick 2020



Fonte: Eberick (2020)

Estes dados colhidos do software foram analisados e comparados entre todos os modelos estudados. Foram analisados o consumo de aço e o nos elementos estruturais da superestrutura e da fundação. Foram também analisados o volume de concreto de cada modelo construído, também nos elementos estruturais da superestrutura e da fundação. Foram elaborados gráficos para que se pudesse fazer a comparação entre os modelos.

3.10. INSERÇÃO DA ESTRUTURA NO SOFTWARE EBERICK

Com o pré-dimensionamento realizado e com ele obtidos a seção dos elementos estruturais. A partir do pré-dimensionamento, o arranjo estrutural foi inserido no software Eberick a fim dos elementos serem dimensionados. A dimensão dos elementos foi ajustada a fim de ter uma estrutura que atenda os padrões da NBR 6118:2014, e que estejam nos parâmetros indicados nas literaturas.

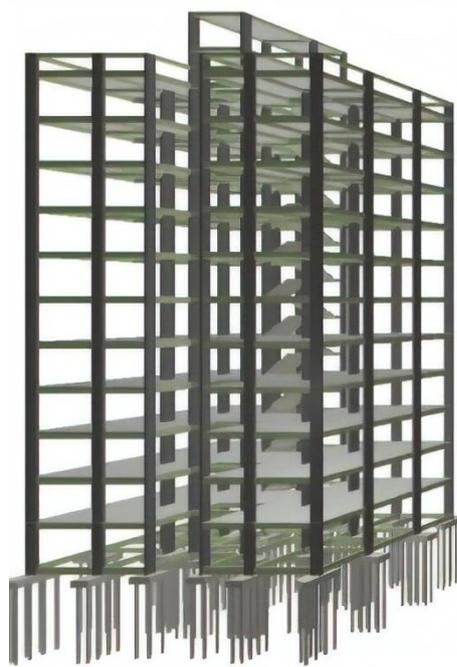
Para se realizar as variações propostas na metodologia esse modelo foi construído com as ligações viga-pilar 100% rígidas e CAA I, e denominado Modelo I. A partir dele foram criados os modelos com 85% de rigidez nas ligações viga-pilar e outro com 70% de rigidez nas ligações. Para completar o proposto na metodologia, ainda foram variadas as classes de agressividade ambiental entre classe 1 e classe 2, para cada valor de rigidez nas ligações.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Como proposto na metodologia, os resultados foram coletados e analisados em torno do comportamento da estrutura projetada, seguindo os objetivos especificados. A estrutura pré-dimensionada foi inserida no software Eberick e submetida ao processamento considerando as especificações propostas na metodologia, com as ligações viga-pilar 100% rígidas e classe de agressividade ambiental I, a mais branda.

Este modelo foi denominado de Modelo I. Após o processamento foram analisados os resultados dos parâmetros impostos nos objetivos específicos e a estrutura foi remodelada para que os resultados dos deslocamentos horizontais e da estabilidade global, ficassem dentro dos parâmetros aceitáveis para esta estrutura. As lajes puderam ser mantidas com a altura de 10cm.

Figura 23. Modelo estrutural da edificação em estudo no software Eberick 2020



Fonte: elaborado pelo autor

As novas dimensões dos elementos estruturais que foram remodelados considerando os resultados obtidos no modelo 1, foram adotadas também para os demais modelos, mantendo assim o mesmo arranjo estrutural para todos os modelos construídos, a fim de que se pudesse comparar as variações dos resultados entre eles. As novas dimensões das peças estruturais podem ser observadas nas tabelas 8 e 9.

Tabela 8. Seção dos pilares após a remodelação do arranjo para atender os critérios de projeto submetido a ligações rígidas entre viga-pilar e CAA I

Pilar	Seção (cm)	Pilar	Seção (cm)	Pilar	Seção (cm)
P1	19 x 70	P9	19 x 85	P17	19 x 65
P2	19 x 70	P10	19 x 70	P18	19 x 65
P3	19 x 70	P11	19 x 65	P19	19 x 70
P4	19 x 70	P12	19 x 65	P20	19 x 56
P5	19 x 50	P13	19 x 70	P21	19 x 55
P6	19 x 50	P14	19 x 85	P22	19 x 55
P7	19 x 70	P15	19 x 85	P23	19 x 65
P8	19 x 85	P16	19 x 70	P24	19 x 70

Fonte: elaborado pelo autor

Tabela 9. Seção das vigas após a remodelação do arranjo para atender os critérios de projeto submetido a ligações rígidas entre viga-pilar e CAA I

Viga	Seção (cm)	Viga	Seção (cm)	Viga	Seção (cm)
V1	19 x 45	V9	19 x 40	V17 x 30	19 x 30
V2	19 x 45	V10	19 x 40	V18 x 30	19 x 30
V3	19 x 45	V11	19 x 45	V19 x 35	19 x 35
V4	19 x 45	V12	19 x 45	V20 x 30	19 x 30
V5	19 x 40	V13	19 x 35	V21 x 30	19 x 30
V6	19 x 40	V14	19 x 35	V22 x 30	19 x 30
V7	19 x 45	V15	19 x 35		
V8	19 x 40	V16	19 x 35		

Fonte: elaborado pelo autor

Com o arranjo estrutural do modelo I remodelado para atingir os critérios normativos deste tipo de estrutura, foram processados os demais modelos (II a VI) como proposto na metodologia. Nos modelos que a rigidez fora diminuída na ligação viga-pilar, foram transformadas em semirrígidas todas as ligações viga-pilar da estrutura. Com todos os modelos processados, os resultados foram analisados e comparados entre si.

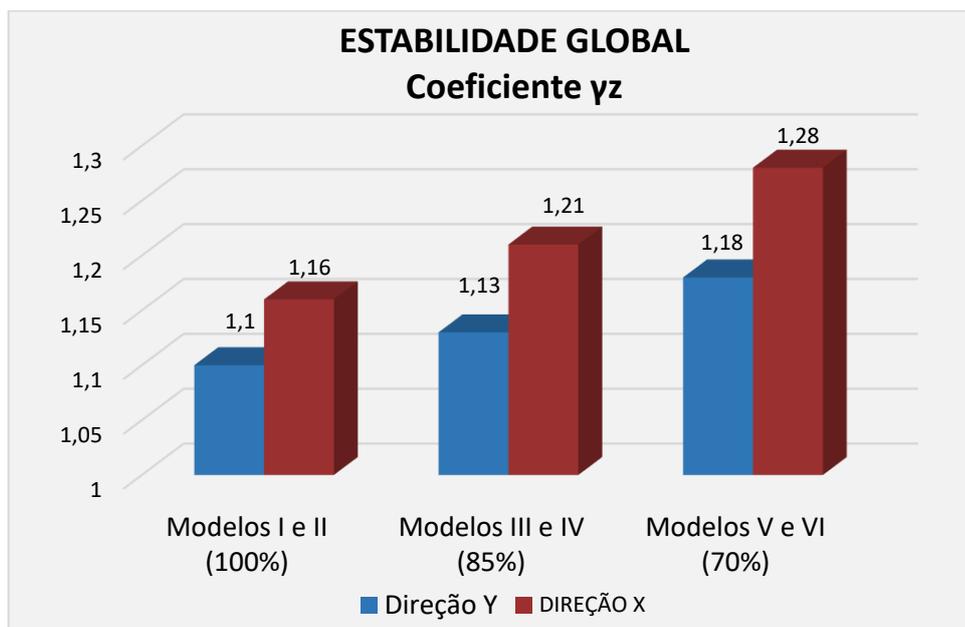
4.1. ESTABILIDADE GLOBAL

Conforme Santos (2016) a estabilidade das estruturas está relacionada a absorção dos efeitos provocados pelo deslocamento dos seus nós. Portanto, quando se reduziu a rigidez entre as ligações, os deslocamentos da estrutura aumentaram.

Os modelos desenvolvidos apresentaram um aumento no coeficiente γ_z , indicando um aumento na instabilidade global conforme a rigidez da ligação viga-pilar diminuiu. Tanto na direção X quanto na direção Y, os modelos I e II apresentaram valores de γ_z menores em relação aos modelos III e IV. Os resultados dos modelos I a IV apresentam-se regulares e dentro dos parâmetros considerados aceitáveis para uma estrutura de nós deslocáveis. Já os Modelos V e VI apresentaram um coeficiente γ_z um pouco acima do recomendado na direção X, pois segundo Kimura (2019), valores de γ_z superiores a 1,3 apresentam um grau de instabilidade alto. O correto é projetar as estruturas com um γ_z igual ou menor que 1,2.

Entre os modelos com mesma rigidez na ligação viga-pilar, mas com classes de agressividade ambiental diferentes, não houve variação no coeficiente γ_z . Assim observa-se no gráfico da figura 24, os resultados do coeficiente γ_z nos modelos estudados, em duas direções, X e Y.

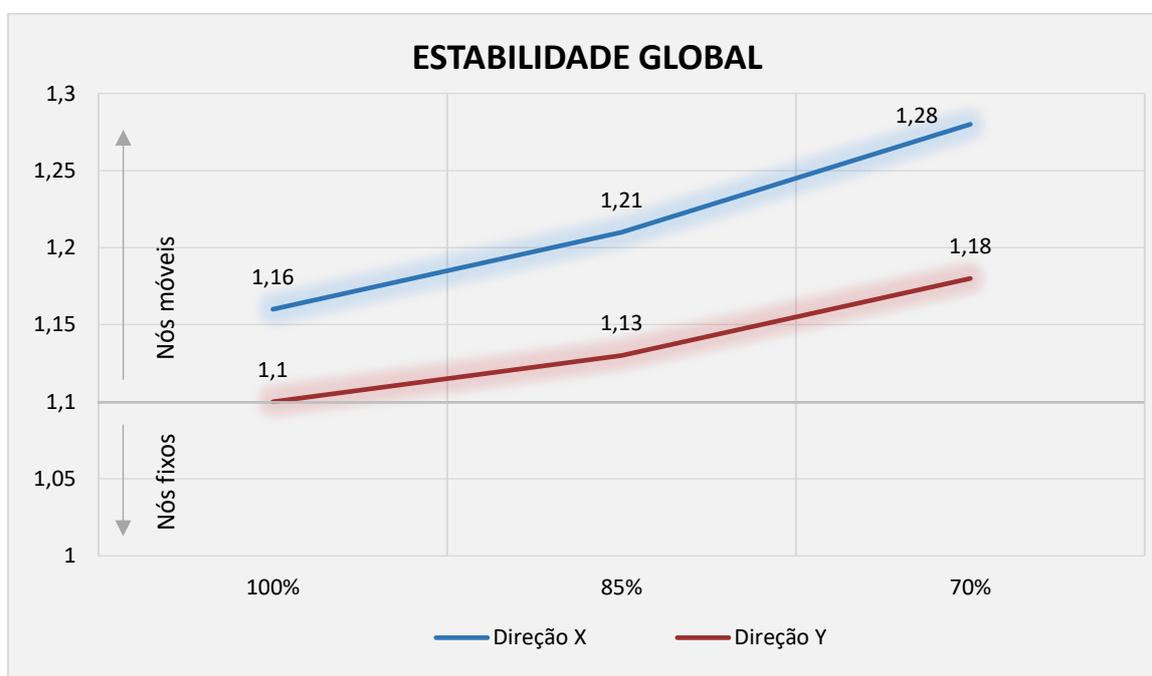
Figura 24. Coeficiente γ_z nas direções X e Y dos modelos estudados



Fonte: elaborado pelo autor

Com exceção do Modelo I, os demais modelos apresentaram resultados do coeficiente γ acima de 1,10, onde os efeitos em segunda ordem necessitaram ser calculados, por serem consideradas estruturas de nós móveis. O gráfico da figura 25, compara os resultados obtidos para X e Y entre os modelos, a linha que divide os valores para qual o cálculo dos efeitos em segunda ordem, precisam obrigatoriamente serem considerados. O software Eberick realizou este cálculo utilizando o processo P- Δ , como estipulado na metodologia.

Figura 25. Verificação dos modelos estudados quanto ao cálculo de efeitos em segunda ordem



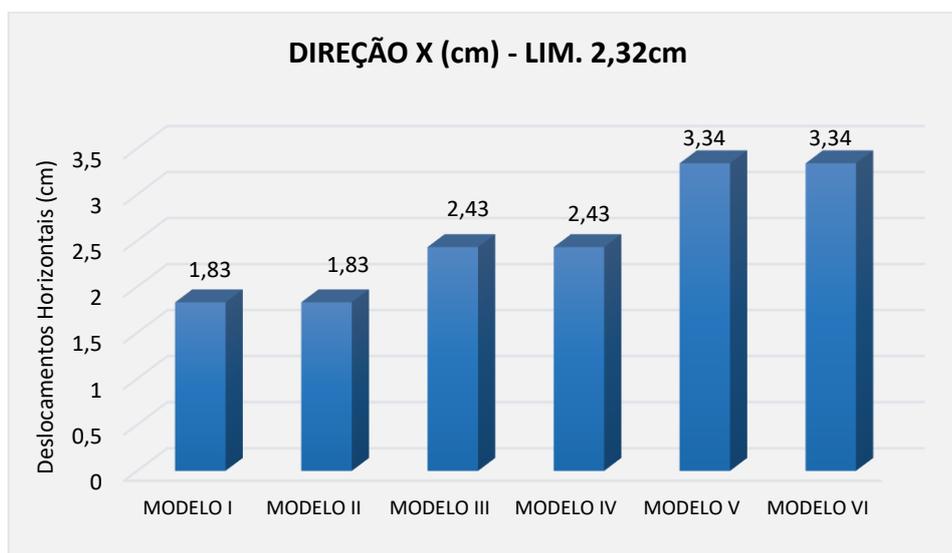
Fonte: elaborado pelo autor

4.2. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Os resultados dos deslocamentos horizontais obtidos nos modelos foram comparados aos limites segundo a tabela 13.3 – Limites para deslocamentos – da NBR 6118:2014. Na tabela são dados valores limites de deslocamentos que visam proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço. Levando em conta o deslocamento provocado pela ação do vento na combinação frequente ($v1 = 0,30$) temos $H/1700$, onde H é o total da altura do edifício. Calculado automaticamente pelo software Eberick junto ao processamento da estrutura, o valor limite do deslocamento vertical foi de 2,32cm.

Nos modelos estruturais desenvolvidos para cada diferente rigidez nas ligações viga-pilar, os resultados variaram, sendo maiores conforme a rigidez da ligação diminuía. Nos modelos de mesa rigidez na ligação viga-pilar, mas com classe de agressividade ambiental diferentes (CAA I e CAA II) não houve diferença nos resultados dos deslocamentos horizontais. O gráfico da figura 26 compara os valores do deslocamento horizontal de cada rigidez na ligação para o eixo X, onde os valores aumentaram conforme a rigidez diminuía, sendo que os Modelos I e II, com 100% de rigidez nas ligações, foram os únicos que atenderam ao limite de 2,32. Os outros quatro modelos (III, IV, V, VI) apresentaram deslocamentos acima do limite calculado pelos parâmetros da NBR 6118:2014.

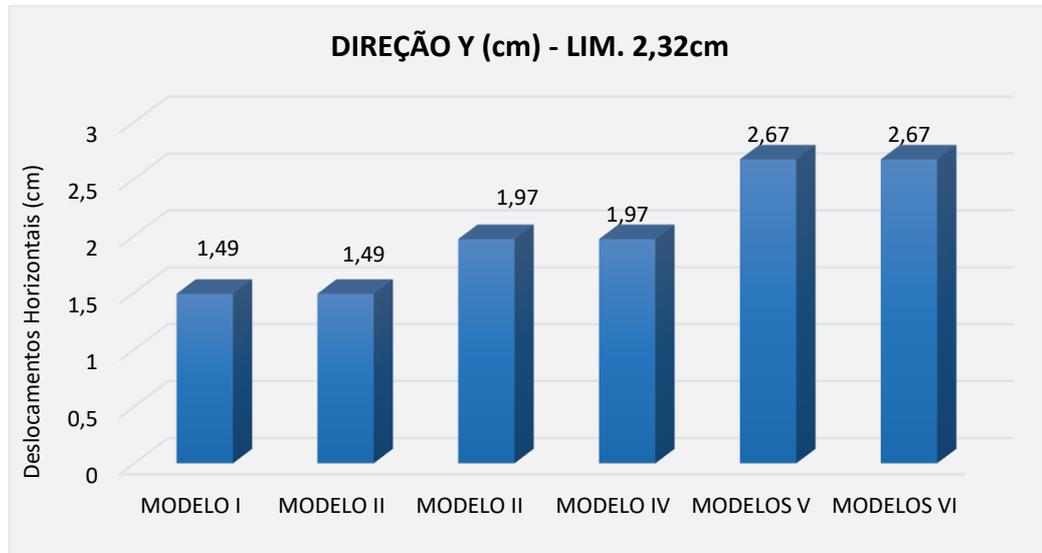
Figura 26. Deslocabilidade horizontal na direção X



Fonte: elaborado pelo autor

Para a direção Y, os valores dos deslocamentos também se mostraram mais altos conforme a rigidez diminuiu. Nessa direção os modelos com rigidez em 100% e 85% atenderam ao limite calculado segundo os parâmetros normativos da ABNT NBR 6118:2014, não ultrapassando o limite de 2,32. Os modelos com 70% de rigidez na ligação viga-pilar ultrapassaram esse valor, como apresentado no gráfico da figura 27, indicando que os deslocamentos estão excessivos e não proporcionam um adequado desempenho da estrutura em serviço.

Figura 27. Deslocabilidade horizontal na direção Y

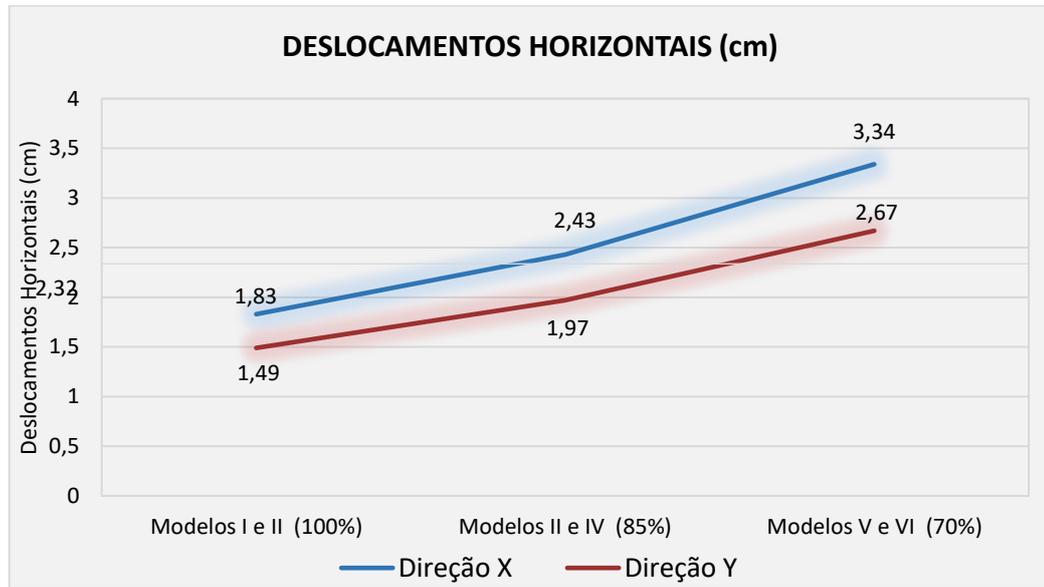


Fonte: elaborado pelo autor

No projeto arquitetônico, é perceptível que na direção do eixo Y, a dimensão é menor do que a dimensão no eixo X, portanto seria mais suscetível existirem deslocamentos maiores na direção Y do que na direção X. Porém, como observado nas análises anteriores, os resultados dos deslocamentos horizontais foram maiores na direção X do que na direção Y. Esse fato deve-se a construção do arranjo estrutural, na qual foram desenvolvidos uma quantidade maior de pórticos de contraventamento na direção Y, justamente para combater os possíveis deslocamentos excessivos, e também por questões do projeto arquitetônico.

No gráfico da figura 28, é apresentado a diferença dos deslocamentos horizontais de cada modelo quanto a direção dos eixos X e Y, e comparados com o deslocamento limite calculado pelos parâmetros normativos da NBR 6118:2014.

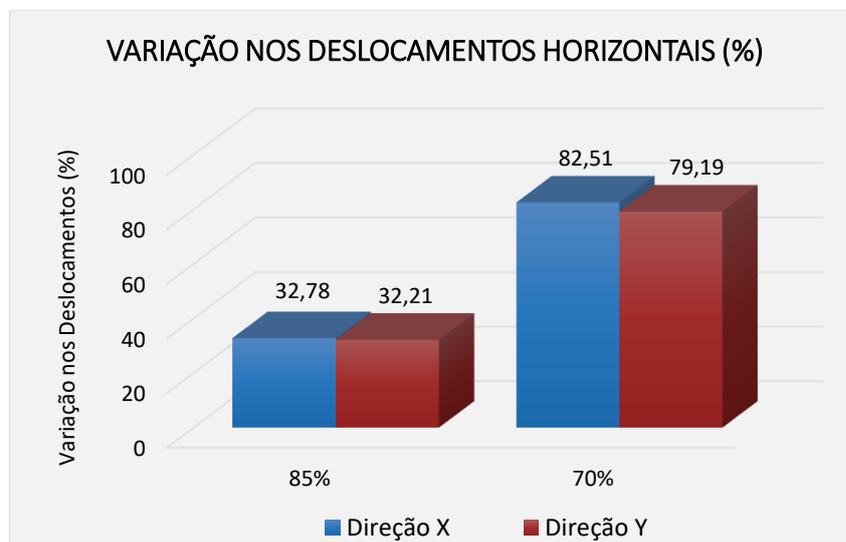
Figura 28. Deslocamentos horizontais nos eixos X e Y comparados ao limite calculado



Fonte: elaborado pelo autor

. O modelo com as ligações rígidas não reduzidas para semirrígidas e CAA I, é a estrutura que foi projetada de modo a ter os resultados dos deslocamentos horizontais dentro dos limites do o arranjo estrutural proposto para ela. Para o melhor entendimento da variação dos deslocamentos entre os modelos estudados, foi elaborado o gráfico da figura 29, que apresenta o percentual na variação entre os deslocamentos horizontais comparados aos modelos com a rigidez reduzida da ligação viga-pilar, com o de ligação 100% rígida. É perceptível que houve uma grande variação dos deslocamentos.

Figura 29. Aumento nos deslocamentos horizontais em percentual, dos modelos semirrígidos, em relação aos modelos rígidos



Fonte: elaborado pelo autor

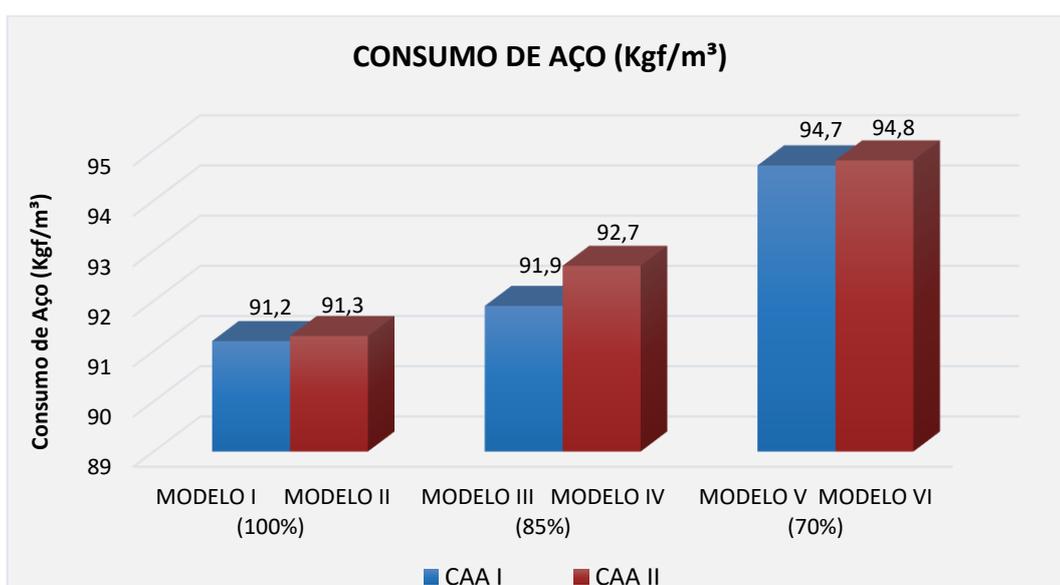
Com esse aumento nos valores dos deslocamentos, principalmente por ele ficarem acima do limite, a estrutura concebida para atender ao modelo I, não atende aos modelos III a VI. Assim, é necessária uma readequação de seção das peças estruturais, para conceber um arranjo estrutural que mesmo com essa redução, consiga atender aos requisitos normativos.

4.3.CONSUMO DE MATERIAIS

Na estrutura com 100% das ligações rígidas o consumo de aço entre os modelos I e II, não diferiu. Nas estruturas com ligações semirrígidas, (Modelos III a VI), pode ser observada uma variação, ainda que não muito significativa no consumo de aço. Os resultados mostram que, conforme a rigidez, nas ligações viga-pilar é diminuída, o consumo de aço aumenta. Isso também ocorre nos modelos com a mesma redução da rigidez da ligação, mas com classes de agressividade ambiental distintas (CAA I e II), no qual os modelos que apresentaram a classe de agressividade 2 (Moderada), resultaram em um aumento no consumo de aço da estrutura, em relação aos modelos com a classe de agressividade ambiental I (Fraca).

Modelos rigidez reduzida nas ligações viga-pilar, e com classes de agressividade mais alta, resultaram em um consumo de aço maior, como observado no gráfico da figura 30.

Figura 30. Consumo de Aço total de cada modelo estudado



Fonte: elaborado pelo autor

O consumo de aço se elevou conforme a rigidez diminuía. Pode ser verificado que os modelos com redução de 15% e de 30% na rigidez da ligação sofreram um aumento no consumo de aço se comparadas a estrutura projetada com 100% de rigidez nas ligações. No gráfico da figura 31, pode se analisar o aumento no consumo de aço, considerando a classe de agressividade ambiental, das estruturas de ligações semirrígidas com a estrutura de ligações rígidas. Percebe-se também que a variação entre o consumo de aço, comparando as classes de agressividade ambiental, foi maior na que apresenta 85% de rigidez, nas ligações das peças analisadas.

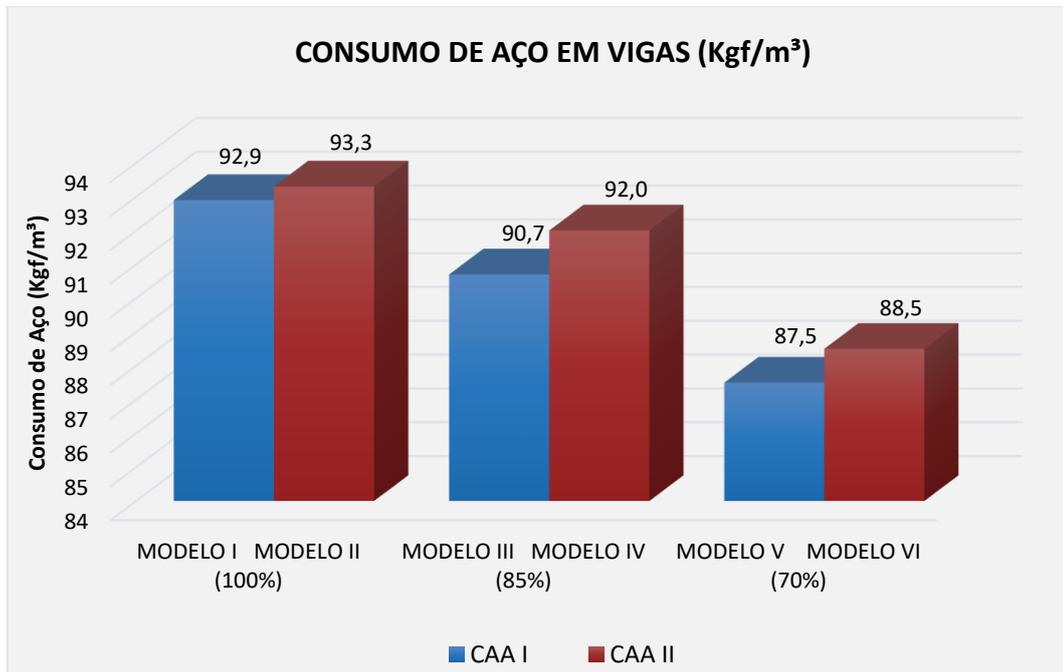
Figura 31. Consumo total de Aço em cada modelo estudado em comparação com as diferentes classes de agressividade ambiental



Fonte: elaborado pelo autor

Apesar de o consumo de aço da estrutura ter se elevado nos modelos de nós semirrígidos, foi analisado o consumo total de aço apenas nas vigas. Isso foi analisado devido a redistribuição dos esforços nestas estruturas, que será apresentada no item 4.4 deste trabalho. No gráfico da figura 32, verifica-se que ao contrário do total de consumo de aço da estrutura, o consumo de aço apenas nas vigas reduziu conforme a rigidez nas ligações fora diminuída. Neste caso, na variação da classe de agressividade ambiental, resultou em um aumento no consumo de aço das vigas, nos modelos estudados com CAA II em relação aos modelos com CAA I.

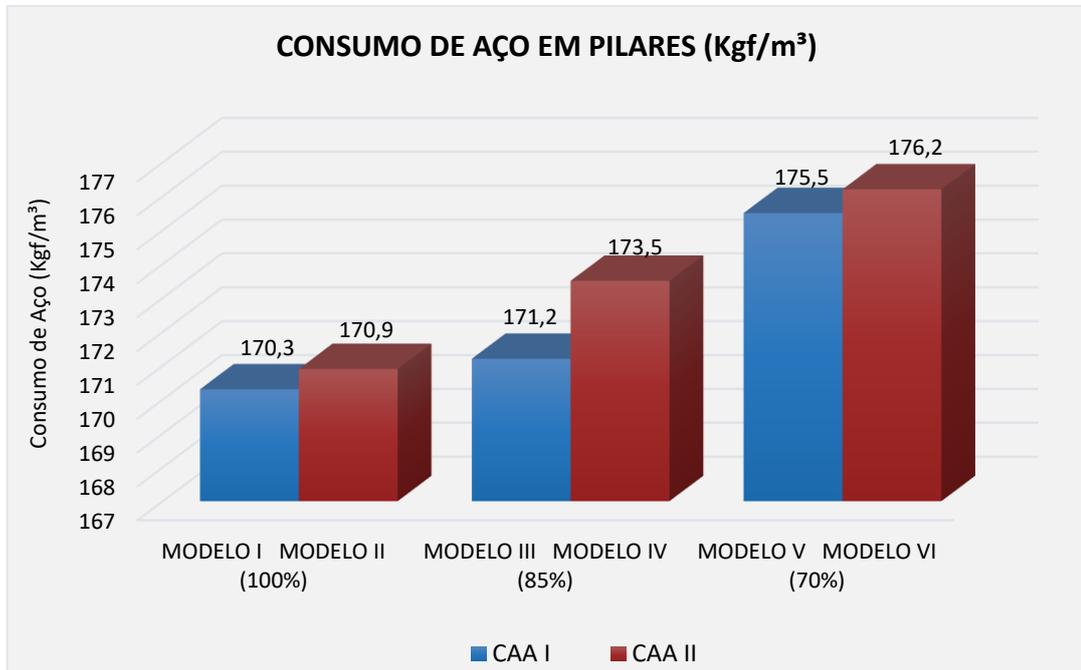
Figura 32. Consumo de Aço nas Vigas da superestrutura para cada modelo estudado



Fonte: elaborado pelo autor

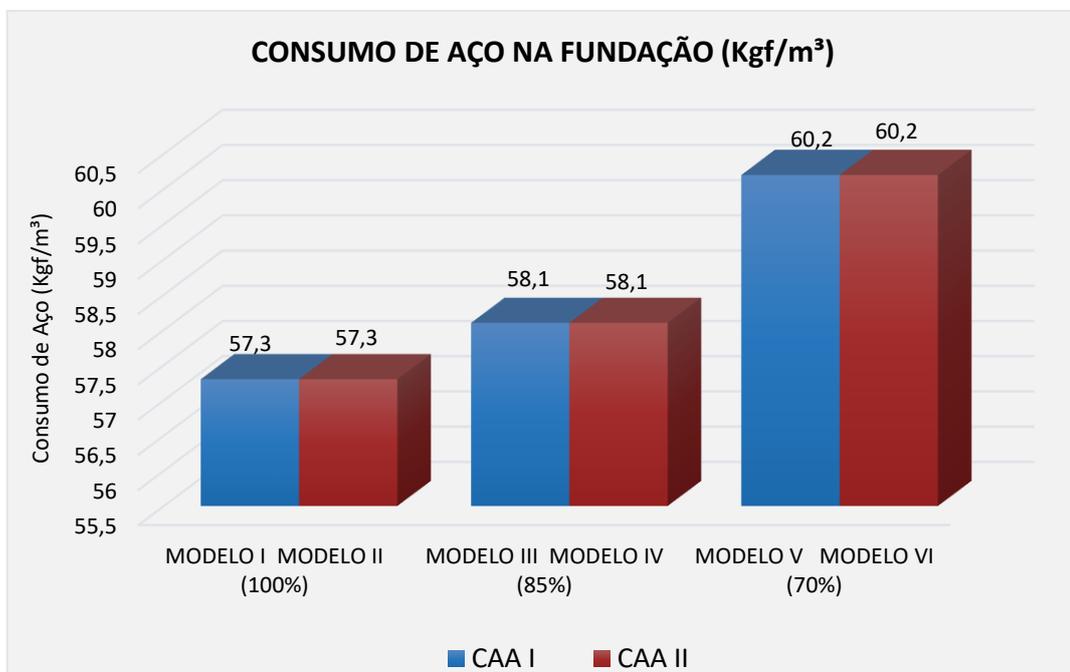
Para compreender melhor o aumento do consumo de aço da estrutura como um todo, visto que nas vigas houve uma redução, foram elaborados os gráficos das figuras 33 e 34 que apresentam o consumo de aço nos pilares e na fundação respectivamente. Não foram apresentados os dados de lajes e escadas, pois estes apresentaram diferenças pouco significativas para este estudo. Pode se observar que nos pilares e na fundação, o consumo de aço aumentou conforme a rigidez fora diminuída na ligação viga-pilar.

Figura 33. Consumo de Aço em Pilares de cada Modelo estudado



Fonte: elaborado pelo autor

Figura 34. Consumo de Aço na fundação de cada modelo estudado



Fonte: elaborado pelo autor

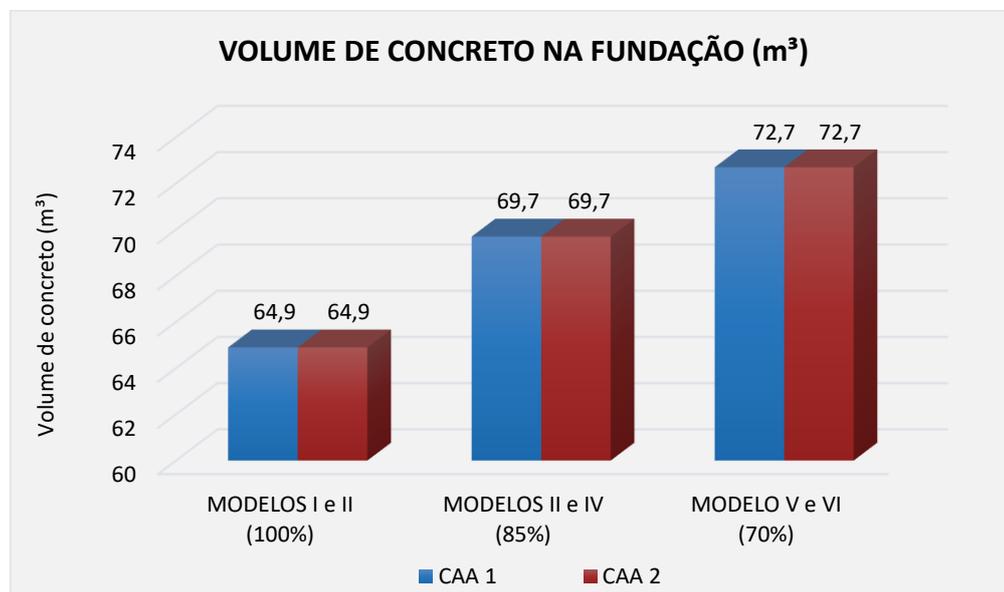
Devido a fundação ter parâmetros de classe de agressividade ambiental diferentes da superestrutura, esta não apresentou diferença no consumo de aço entre

as classes I e II, apenas nos parâmetros de variação da rigidez na ligação. Esse aumento deve-se a um aumento de esforços gerados na fundação, como será abordado no item 4.4. deste trabalho.

O volume concreto e área de forma permaneceram constantes na superestrutura entre os modelos construídos. Isso se deve ao fato do arranjo estrutural projetado para o Modelo I (ligação viga-pilar 100% rígida e CAA I) ter sido adotado para a construção dos demais modelos, sem a alteração da geometria das vigas, e também do fck de todo o concreto, tendo por vista que o objetivo é justamente analisar o comportamento estrutural das variações realizadas sob um mesmo arranjo estrutural.

Assim pode ser notada a variação no volume de concreto apenas na fundação, o qual aumentou conforme a rigidez nas ligações viga pilar diminuiu. O gráfico da figura 35 apresenta valores que ilustram, um aumento no volume de concreto na fundação da estrutura, igual um aumento no volume de aço na fundação. Tendo assim uma fundação que atenda a estrutura menos rígida.

Figura 35. Aumento de Volume de concreto na Fundação



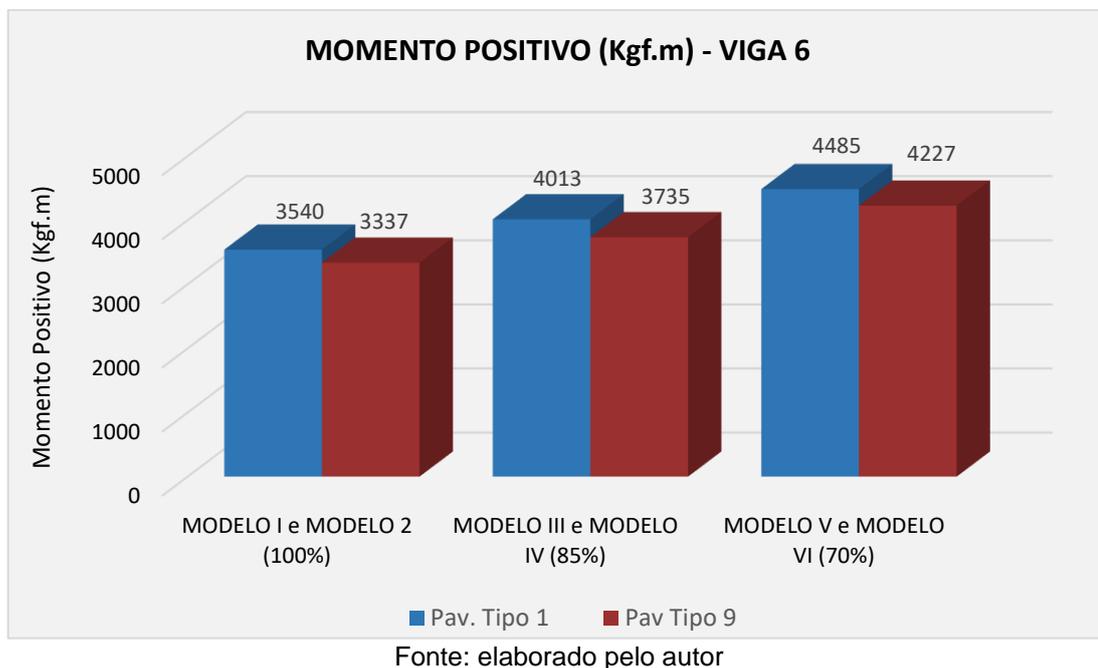
Fonte: elaborado pelo autor

4.4. MUDANÇA DE ESFORÇOS

As redistribuições dos esforços ocorrem devido aos mesmos tenderem às áreas mais rígidas, com isso, ao se reduzir a rigidez em uma ligação o resultado esperado é de que o momento de engastamento (momento negativo) na ligação viga-

pilar seja reduzido, enquanto o momento positivo no meio do vão aumente (Moncayo, 2011). Isso pode ser comprovado ao analisar a figura 36 que apresenta os valores de momento positivo máximo entre o vão dos pilares 20 e 14 na viga 6. Entre os modelos de mesma rigidez na ligação viga-pilar, mas com classes de agressividade ambiental diferentes não houve variação, por isso o gráfico apresenta apenas os modelos I, III, e V, que apresentam CAA I, a fim de simplificar as informações.

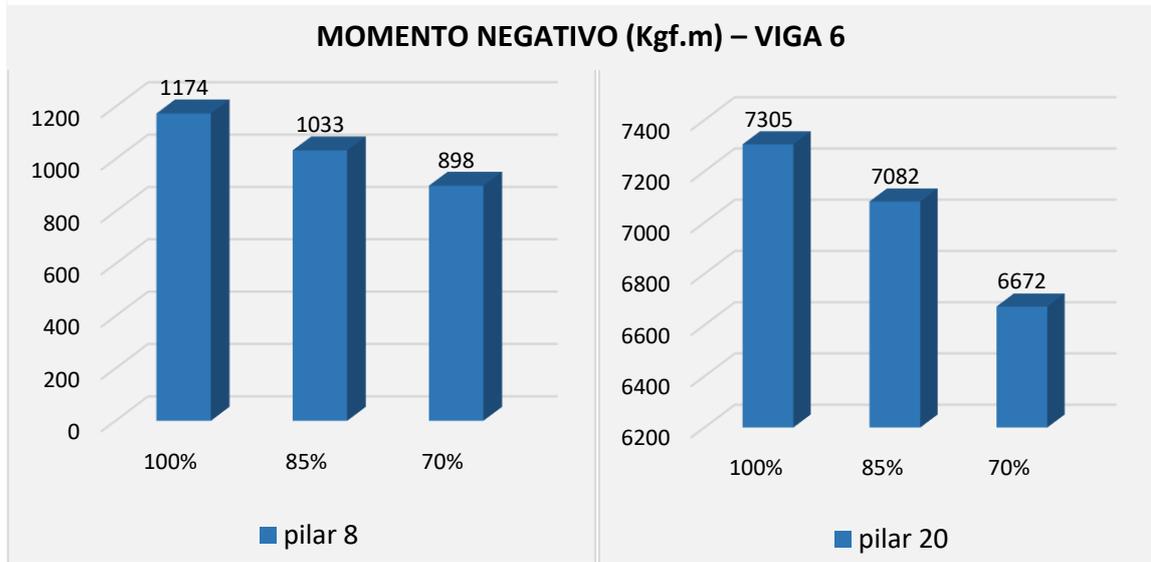
Figura 36. Análise do momento positivo no vão da viga V6



É perceptível que houve um acréscimo de momento positivo, conforme a rigidez na ligação viga-pilar foi diminuindo. Esse aumento ocorreu ao longo de todos os pavimentos, desde os mais superiores, aos primeiros pavimentos, a redistribuição de esforços mostrou-se compatível com o estipulado pela teoria proposta por Moncayo.

Para a verificação da variabilidade no momento de engastamento, comparou-se o a viga V16 e dois de seus apoios os pilares P8 e P20 no segundo pavimento, o pavimento tipo 1. Assim, a teoria proposta por Moncayo mais uma vez se confirma, visto que ao se reduzir o momento de engastamento, momento negativo, da viga 6, nos apoios dos pilares P8 e P20, de acordo com que foi se reduzindo a rigidez na ligação viga-pilar, como apresenta o gráfico da figura 37..

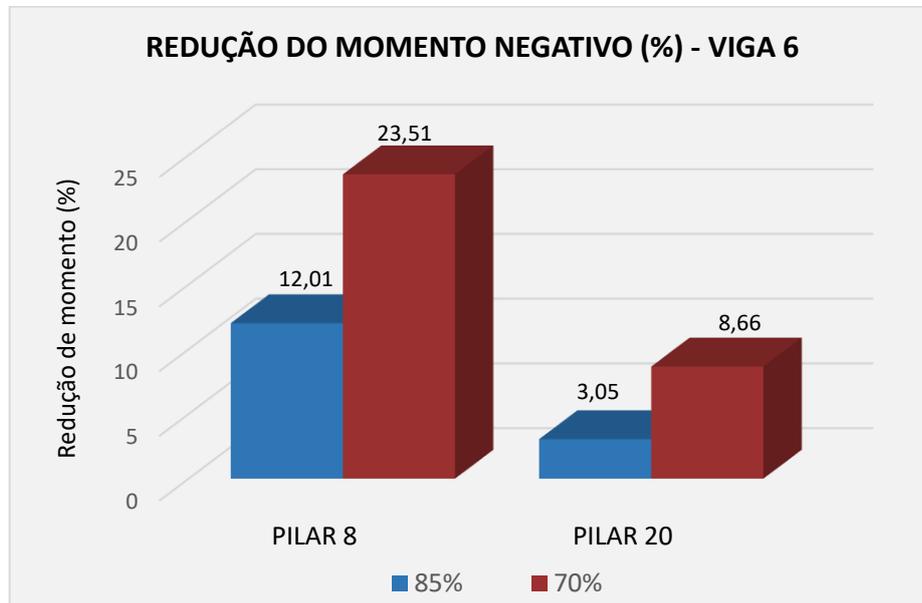
Figura 37. Verificação na redução do momento negativo na viga V6 em seus apoios: pilares P8 e P20



Fonte: elaborado pelo autor

A NBR 6118:2014, traz limites para redistribuição dos esforços, na diminuição do momento de engastamento na ligação viga-pilar, sendo permitido reduzir no máximo 25% para estruturas de nós fixos e 10% em estruturas de nós móveis. Como mostrado anteriormente todos os modelos com ligações semirrígidas foram classificados como de nós móveis. Foi elaborado o gráfico da figura 38 para se comparar a porcentagem de redução do momento de engastamento da viga V6 nos apoios dos pilares P8 e P20. Percebe-se que nesse pórtico analisado a redução no momento de engastamento no pilar 8 foi maior do que o permitido pela NBR 6118:2014.

Figura 38. Redução em porcentagem do momento negativo dos modelos semirrígidos em comparação aos modelos rígidos



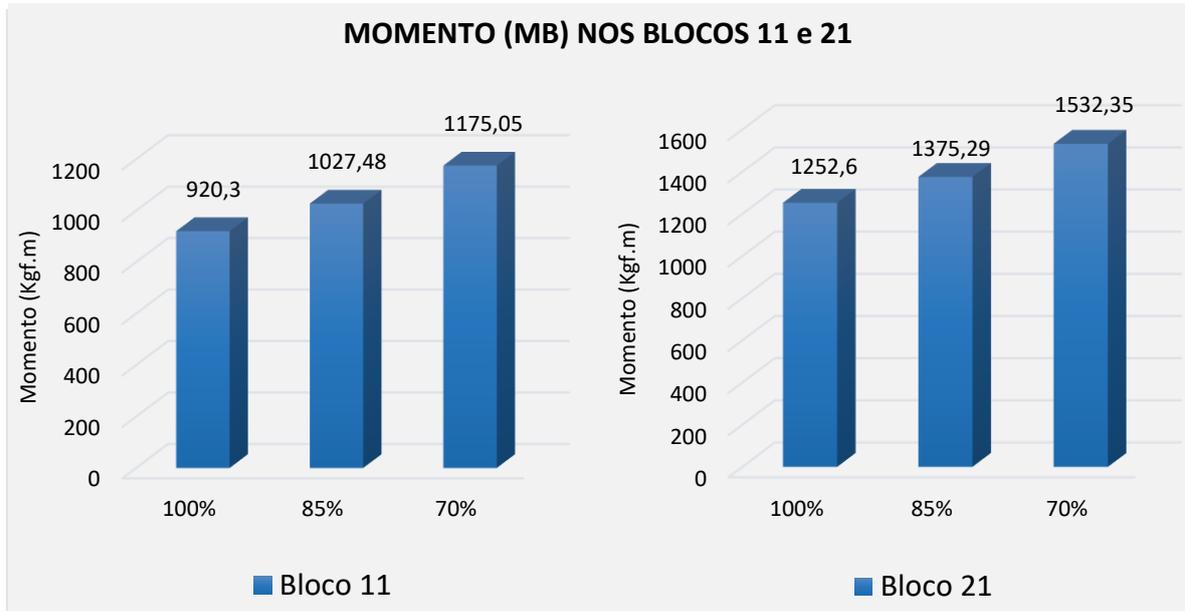
Fonte: elaborado pelo autor

Essa redistribuição de esforços justifica a diminuição no consumo de aço nas vigas apresentado no item 4.3 deste trabalho, pois ao se aproximar o momento negativo da ligação ao momento positivo no meio do vão, resulta em economia de material.

Os modelos construídos também apresentaram mudança de esforços na fundação. Foram analisados a partir do momento fletor nos blocos. Entre as diferentes classes de agressividade ambiental não houve variação, mas entre as ligações com diferentes rigidez, os modelos apresentaram aumento no valor dos momentos na fundação conforme a rigidez da ligação viga-pilar diminuía, como mostram os gráficos das figuras 39 e 40.

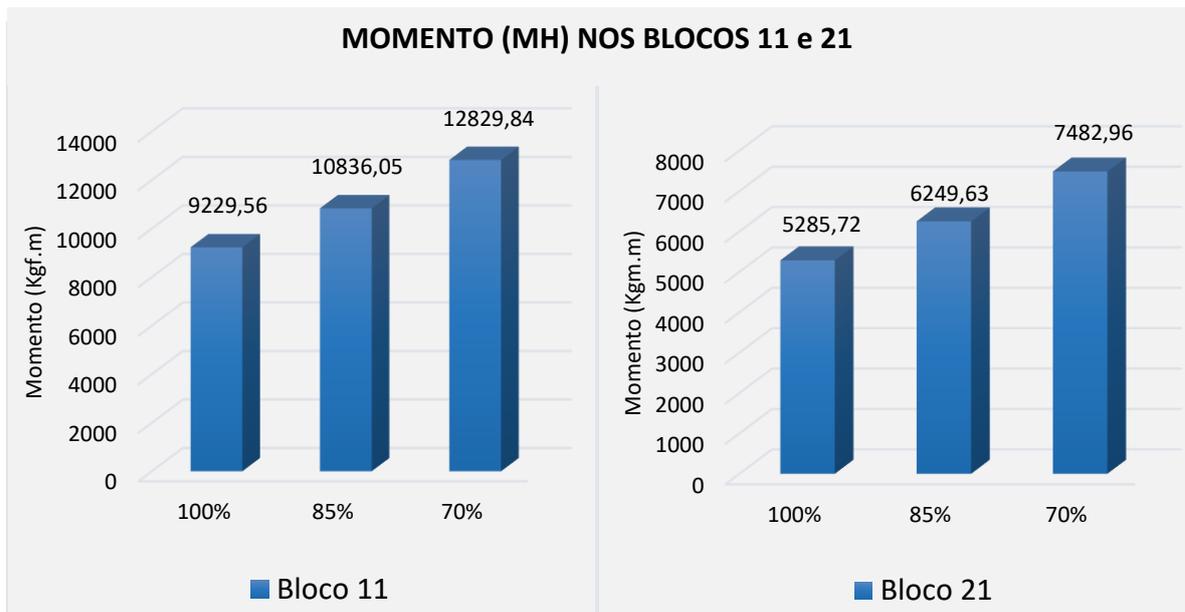
Foram analisados o bloco 11, que recebe as cargas do pilar intermediário P11, que se encontra no interior da edificação e o bloco 21 que recebe as cargas do pilar de canto P21, que está mais suscetível as ações do vento por estar na extremidade da edificação.

Figura 39. Aumento nos momentos (MB) nos blocos 11 e 21



Fonte: elaborado pelo autor

Figura 40. Aumento no momento (MH) nos blocos 11 e 21



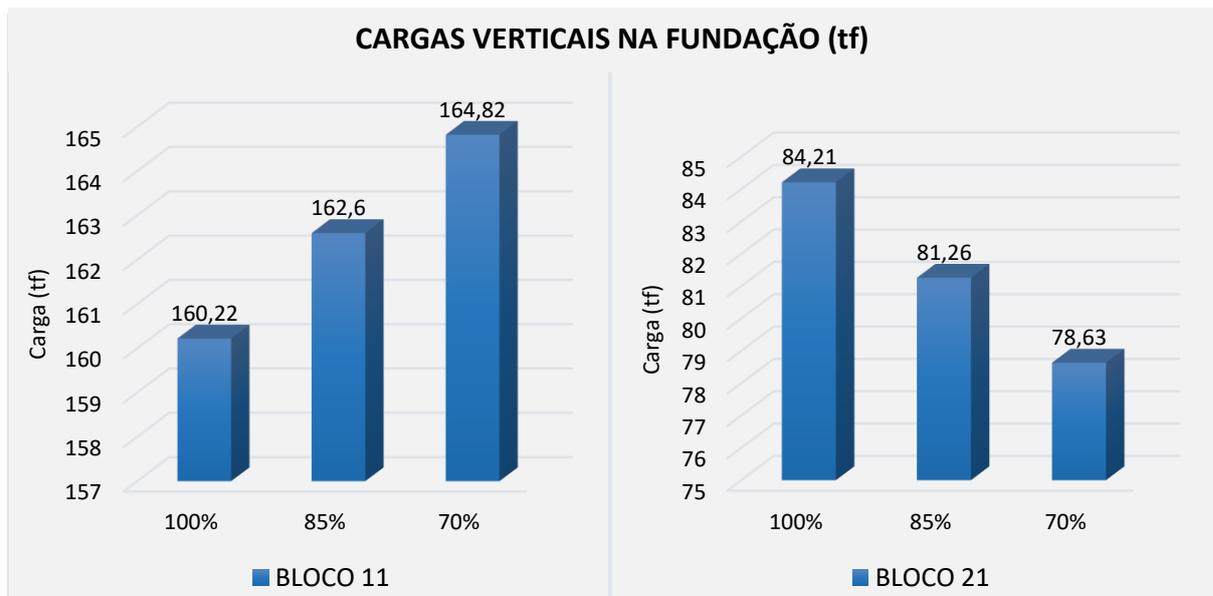
Fonte: elaborado pelo autor

Pode se notar que os momentos (Mb e Mh) na fundação aumentaram conforme a rigidez na ligação viga-pilar diminuiu. Isso comprova que essa redução da rigidez está intimamente ligada ao comportamento estrutural, e que influencia na fundação.

Ao se reduzir a rigidez na ligação viga-pilar, gerou-se também uma mudança das forças verticais na fundação. Analisando dois blocos tem-se que: o bloco 11, recebe a carga do pilar P11, pilar intermediário de carga relativamente alta. Nota-se que o bloco tende a receber um carregamento maior do pilar conforme a rigidez das

ligações viga-pilar vai diminuindo; já o bloco 21, que recebe o carregamento do pilar P21, um pilar de canto, possui cargas mais baixas. Neste caso o carregamento diminuiu conforme a rigidez nas ligações fora reduzindo, como ilustram os gráficos da figura 41.

Figura 41. Cargas Verticais na Fundação



Fonte: elaborado pelo autor

Essas forças variaram entre os modelos estudados de forma não regular, comprovando que a redução da rigidez influencia nessas cargas, mas elas também sofrem a influência de inúmeros outros fatores. As cargas aumentaram e diminuíram, e isso não pode ser explicado sem que haja um estudo mais detalhado da fundação, que não é o objetivo deste trabalho, visto que o objetivo de verificar se a redução das ligações viga-pilar para semirrígidas interfere nos esforços da fundação, já foi alcançado.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com a realização da presente pesquisa, constatou-se que ao se reduzir a rigidez na ligação viga-pilar, interfere-se no comportamento estrutural. A estabilidade global, analisada através do coeficiente γ_z , se torna mais comprometida, conforme é reduzida a rigidez nas ligações, devido a mesma estar relacionada a absorção dos efeitos provocados pelo deslocamento dos nós.

No âmbito dos deslocamentos horizontais, constatou-se também que eles aumentam conforme a rigidez é reduzida nas ligações viga-pilar. Nos modelos com 30% de redução, os valores de deslocamento ultrapassaram o limite estipulado tanto na direção X, quanto na direção Y. Nos modelos com 15% de redução da rigidez, na direção Y o deslocamento ficou dentro do limite, já para a direção X, o valor também o ultrapassou, diferente dos modelos 100% rígidos, que foram projetados para atender este limite. Isso mostra que o arranjo estrutural dimensionado para o Modelo I, não atende os demais modelos, necessitando uma readequação na geometria das peças estruturais.

Nas vigas ocorreu uma diminuição no consumo de aço conforme a rigidez era reduzida, devido a redistribuição de esforços que gerou momentos positivos maiores e momento negativos menores nos apoios, deixando esses valores mais próximos gerando uma economia de materiais nas vigas. Em relação aos pilares, constatou-se que houve um aumento no consumo de aço, ao se reduzir a rigidez na ligação viga-pilar. Assim no total de consumo da estrutura foi maior nos modelos semirrígidos e com classe agressividade ambiental II do que nos modelos rígidos, e com classe de agressividade I.

O volume de concreto se manteve constante entre os modelos estudados para a superestrutura, visto que não se alterou a geometria das peças. Na fundação houve um aumento, assim como o consumo de aço nesses elementos, devido a transmissão de maiores esforços para a fundação.

Com isso, a consideração de ligações semirrígidas, torna o modelo computacional mais próximo do modelo real. O arranjo estrutural que atendeu o modelo I, com ligações rígidas, não atende os modelos com as ligações semirrígidas, necessitando alteração na geometria ou outras alterações.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE NETO, Ivo Carrijo. **Contribuições à análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado com redução brusca da rigidez entre pavimentos**. 2013. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

ALTO QI EBERICK 2020. **Como aplicar nós semirrígidos**. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001294234-Quando-aplicar-um-n%C3%B3-semirr%C3%ADgido>- Acesso em: 18 de janeiro de 2020.

ALTO QI EBERICK 2020. **Comparação entre vinculações de vigas**. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001285093-Comparativo-entre-vincula%C3%A7%C3%B5es-de-vigas>. Acesso em: 16 d janeiro de 2020.

ALVA, G. M. S. **Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico em concreto armado submetidos a ações cíclicas**. 218p. Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

ALVA, G. M. S.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. **Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 2 n.4, p. 356-379, 2009.

APOLINÁRIO, P. D.; SILVA, D. S. **Avaliação do comportamento de uma estrutura de concreto armado analisando a rigidez do engastamento entre vigas e pilares e utilizando diferentes classes de agressividade ambiental**. 1014. 16 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia Civil. Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 2014 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 256 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 15 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. 86 p.

BARBOZA, M. R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2008. 166 p.

CARVALHO, Robe Chust; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 3ª Ed. São Carlos: Ufscar, 2012.

IGLESIA, S. M. **O Efeito P-Delta em estruturas de concreto**. E-book. São Paulo, 2020.

KIMURA, A. E. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 2 ed. São Paulo, 2018.

MARTHA, L.F. **Métodos Básicos da análise estrutural**. 318p. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio, 2014.

MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J. **Concreto**: estruturas, propriedade e materiais. São Paulo: Pini, 1994. 567 p.

NEVES, W. T. **Análise da influência da rigidez nas ligações viga-pilar nas estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos**. 74p. Monografia – Universidade federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2016.

PINTO, R. S. **Análise não linear das estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado**. 2002. 204 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

RECCO, R. P. **Avaliação do Custo e do Comportamento de uma Estrutura de Concreto Armado Analisando a Rigidez do Engastamento entre Vigas/Pilares e Utilizando Diferentes Valores de Resistência a Compressão**. 2007. 133 f. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma

SANTOS, J. B. **Análise da influência da rigidez das ligações Viga-Pilar no comportamento estrutural de edifícios com múltiplos pavimentos em concreto armado**. 2016. 161 f. Dissertação (mestrado em engenharia civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia

TIMOSHENCO, S. P.; GERE, J. E. **Mecânica dos Sólidos**. Vol 1. 256p. Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, 1994

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 94 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003

ZUMAETA MONCAYO, W. J. (2011). **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 221p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

ANEXOS

ANEXO A – Deslocamentos Horizontais do Modelo I

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3950.00			
Deslocamento limite (cm)	2.32			
Deslocamento característico (cm)	6.10	-6.10	4.95	-4.95
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	1.83	-1.83	1.49	-1.49

Fonte: Eberick (2020)

ANEXO B – Deslocamentos Horizontais do Modelo II

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3950.00			
Deslocamento limite (cm)	2.32			
Deslocamento característico (cm)	6.10	-6.10	4.95	-4.95
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	1.83	-1.83	1.49	-1.49

Fonte: Eberick (2020)

ANEXO C – Deslocamentos Horizontais do Modelo III

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3950.00			
Deslocamento limite (cm)	2.32			
Deslocamento característico (cm)	8.10	-8.10	6.57	-6.57
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	2.43	-2.43	1.97	-1.97

Fonte: Eberick (2020)

ANEXO D – Deslocamentos Horizontais do Modelo IV

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3950.00			
Deslocamento limite (cm)	2.32			
Deslocamento característico (cm)	8.10	-8.10	6.57	-6.57
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	2.43	-2.43	1.97	-1.97

Fonte: Eberick (2020)

ANEXO E – Deslocamentos Horizontais do Modelo V

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3950.00			
Deslocamento limite (cm)	2.32			
Deslocamento característico (cm)	11.13	-11.13	8.91	-8.91
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	3.34	-3.34	2.67	-2.67

Fonte: Eberick (2020)

ANEXO F – Deslocamentos Horizontais do Modelo VI

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3950.00			
Deslocamento limite (cm)	2.32			
Deslocamento característico (cm)	11.13	-11.13	8.91	-8.91
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	3.34	-3.34	2.67	-2.67

Fonte: Eberick (2020)

ANEXO G – Consumo de materiais do Modelo I

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	12943.6	16538.7	9835.4	1046.3	2860.4	43224.5
	CA60	2092.8	2575.1	4276.3	189.8	520.9	9655.0
	Total	15036.4	19113.9	14111.7	1236.1	3381.4	52879.5
Volume concreto (m ³)	C-30	161.9	112.3	226.4	21.5	64.9	580.0
Área de forma (m ²)		2109.6	1511.7	2263.5	230.9	146.8	6262.5
Consumo de aço (kgf/m ³)		92.9	170.3	62.3	57.5	57.3	91.2

Fonte: Eberick (2020)

ANEXO H – Consumo de materiais do Modelo II

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	13085.0	16642.5	9823.1	1046.7	2860.4	43457.8
	CA60	2027.4	2490.0	4269.6	189.6	520.9	9497.5
	Total	15112.4	19132.5	14092.7	1236.3	3381.4	52955.3
Volume concreto (m ³)	C-30	161.9	112.3	226.4	21.5	64.9	580.0
Área de forma (m ²)		2109.6	1511.7	2263.5	230.9	146.8	6262.5
Consumo de aço (kgf/m ³)		93.3	170.9	62.3	57.5	57.3	91.3

Fonte: Eberick (2020)

ANEXO I – Consumo de materiais do Modelo III

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	12592.8	16592.3	10853.5	895.2	2527.4	43461.3
	CA60	2100.7	2576.8	3826.1	250.3	436.6	9190.5
	Total	14693.6	19169.1	14679.6	1145.5	2964.0	52651.9
Volume concreto (m ³)	C-30	161.9	112.2	226.4	21.5	69.7	572.7
Área de forma (m ²)		2109.6	1507.8	2263.5	230.9	125.9	6237.7
Consumo de aço (kgf/m ³)		90.7	171.2	64.9	53.3	58.1	91.9

Fonte: Eberick (2020)

ANEXO J – Consumo de materiais do Modelo IV

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	12870.8	16941.8	10839.3	895.3	2527.4	44074.7
	CA60	2028.9	2485.2	3820.3	250.2	436.6	9021.2
	Total	14899.7	19427.1	14659.6	1145.5	2964.0	53095.9
Volume concreto (m ³)	C-30	161.9	112.2	226.4	21.5	69.7	572.7
Área de forma (m ²)		2109.6	1507.8	2263.5	230.9	125.9	6237.7
Consumo de aço (kgf/m ³)		92.0	173.5	64.8	53.3	58.1	92.7

Fonte: Eberick (2020)

ANEXO K – Consumo de materiais do Modelo V

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	11201.5	17094.7	13944.9	1088.0	2777.4	46106.5
	CA60	1971.2	2551.2	2145.3	160.9	403.4	7232.1
	Total	13172.7	19645.9	16090.3	1248.9	3180.8	53338.6
Volume concreto (m ³)	C-30	161.9	112.3	226.4	21.5	72.7	563.2
Área de forma (m ²)		1964.1	1507.9	2263.5	230.9	129.5	6095.8
Consumo de aço (kgf/m ³)		87.5	175.5	71.1	58.1	60.2	94.7

Fonte: Eberick (2020)

ANEXO L – Consumo de materiais do Modelo VI

		Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	Fundações	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	11411.6	17062.0	13925.5	1088.1	2777.4	46264.7
	CA60	1905.7	2500.4	2144.0	160.8	403.4	7114.3
	Total	13317.3	19562.4	16069.5	1248.9	3180.8	53379.0
Volume concreto (m ³)	C-30	161.9	112.3	226.4	21.5	72.7	563.2
Área de forma (m ²)		1964.1	1507.9	2263.5	230.9	129.5	6095.8
Consumo de aço (kgf/m ³)		88.5	176.2	71.0	58.1	60.2	94.8

Fonte: Eberick (2020)

VERIFICAÇÃO ANTI-PLÁGIO

 CopySpider

Ferramentas Ajuda

Arquivo URL Iniciar Parar Limpar Opções Scholar Salvar

E-mail Modo de pesquisa

Nome do arquivo de entrada	Relatório	Tempo▲	Progresso	Cha...	Sta...	...	Rem...
C:\Users\Usuário\Desktop\TCC 2\TCC 2 - Anderson Neitzke Schellin - ...	Analisar	00:07:32	100.0%	2,76%	Ok		✘

CopySpider Scholar

Documentos candidatos

- [repositorio.ufu.br/b...](#) [2,76%]
- [scielo.br/scielo.php...](#) [1,25%]
- [faq.altoqi.com.br/co...](#) [0,48%]
- [samaecn.com.br/edita...](#)
[0,24%]
- [altoqi.com.br/downo...](#) [0,16%]
- [files.cercomp.ufg.br...](#) [0,14%]
- [pedreira.com.br/aco...](#)
[0,12%]
- [fec.unicamp.br/~alme...](#) [0,1%]

Arquivo de entrada: TCC 2 - Anderson Neitzke Schellin - Engenharia Civil - CEULP.docx (9921 termos)

Arquivo encontrado		Total de termos	Termos comuns	Similaridade (%)
repositorio.ufu.br/b...	Visualizar	4488	388	2,76
scielo.br/scielo.php...	Visualizar	4603	180	1,25
faq.altoqi.com.br/co...	Visualizar	700	51	0,48
samaecn.com.br/edita...	Visualizar	152	25	0,24
altoqi.com.br/downo...	Visualizar	695	17	0,16
files.cercomp.ufg.br...	Visualizar	67	14	0,14
pedreira.com.br/aco...	Visualizar	878	13	0,12
fec.unicamp.br/~alme...	Visualizar	682	11	0,1

Parece que o documento