

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS MG**

**ENGENHARIA CIVIL**

**LEANDRO CAMILO ARANTES**

**DETERIORAÇÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO:**

**Dimensionamento de elementos estruturais (lajes e vigas) em Estação de Tratamento de Esgoto**

**Varginha**

**2016**

**LEANDRO CAMILO ARANTES**

**DETERIORAÇÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO:  
Dimensionamento de elementos estruturais (lajes e vigas) em Estação de Tratamento de  
Esgoto**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas (UNIS-MG) como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel, sob orientação do Prof. M. Sc. Antônio de Faria.

**Varginha**

**2016**

**LEANDRO CAMILO ARANTES**

**DETERIORAÇÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO:**

**Dimensionamento de elementos estruturais (lajes e vigas) em Estação de Tratamento de Esgoto**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas Gerais, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros: Prof. M. Sc. Antonio de Faria, Prof. Leopoldo Freire Bueno e Eng.º Civil Yago Petrim Cruz.

Aprovado em     /     /

---

Prof. M. Sc. Antonio de Faria

---

Prof. Leopoldo Freire Bueno

---

Eng.º Civil Yago Petrim Cruz

OBS.:

Dedico este trabalho a Deus, por cuidar e iluminar minha vida mesmo nos momentos em que perdi minha fé...

... somente a Ti Senhor, Dedico este trabalho.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus por ter me sustentado por todo este caminho.

A minha família, pelo amor, incentivo e apoio incondicional.

E a todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu muito obrigado.

“Você nunca sabe que resultados virão da sua ação. Mas se você não fizer nada, não existirão resultados.”

Mahatma Gandhi

## RESUMO

A agressividade do meio onde as estruturas de concreto armado estão inseridas é fator preponderante na durabilidade das mesmas, portanto as estruturas devem ser bem projetadas de acordo com as normas vigentes para minimizar o ataque de agentes agressores. O presente estudo visa agregar um melhor conhecimento com relação as principais causas de deterioração, que por sua vez estão relacionadas a sua natureza mecânica, física, química, biológica e eletroquímica. Além disso, o presente estudo procura identificar o principal agente agressor da estrutura em concreto armado de uma Estação de Tratamento de Esgoto deteriorada, e propor um indicativo de solução para esta. Com base no levantamento de dados realizado sobre a estrutura, foi notório que esta se encontrava em estado de colapso, devido ao avançado grau de deterioração das peças estruturais (vigas e lajes), apresentando redução da seção transversal e corrosão das armaduras. Percebeu-se também com a análise dos dados que o principal agente agressor foi o sulfato, que pela ação de bactérias anaeróbias produz o gás sulfídrico e posteriormente em contato com bactérias aeróbias presente na superfície do esgoto é transformado em ácido sulfúrico, provocando então a decomposição da pasta de cimento endurecido, abrindo caminho para outros agressores. Portanto, como indicativo de solução, optou-se por executar um novo projeto de vigas e laje, obedecendo todos os parâmetros de dimensionamento exigíveis pelas normas vigentes, com ênfase principalmente em unidades de saneamento.

**Palavras-chave:** Deterioração. Concreto Armado. Estação de Tratamento de Esgoto.

## **ABSTRACT**

*The aggressiveness of the environment where the reinforced concrete structures are inserted is a major factor in the durability of it, so the structures should be well designed in accordance with the current standards to minimize the attack of aggressive agents. This study quests to identify the main fator of the reinforced concrete structure of a spoiled Sewage Treatment Station, and to propose a solution for it. Based on the data survey on the structure, it was notorious that this is in a state of colapse, due to the advanced degree of deterioration of structural parts (beams and slab), with great loss of cross section and reinforcement corrosion. It is also realized with the analysis of data that the main pathogenic agent is the sulfate, which by the action of anaerobic bacteria produce hydrogen sulfide and then in contact with aerobic bacteria present in sewage surface is transformed into sulfuric acid, causing the decomposition of the hardened cement paste, paving the way for other attackers. So, as a solution indicative, it was decided to run a new Project of beams and slab, obeying all the design parameters required by current standards, with particular emphasis on sanitation facilities.*

**Keywords:** *Deterioration. Reinforced Concrete. Sewage Treatment Station.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Diferentes desempenhos de uma estrutura ao longo de sua vida útil.....	18
Figura 02 – Guarda-rodas rompido por batida de veículos. ....	20
Figura 03 – Topo da chaminé de uma siderúrgica, deteriorado pela variação brusca de temperatura. ....	21
Figura 04 – Fissuras causadas por retração do concreto. ....	23
Figura 05 – Desgaste superficial por abrasão em pavimento de concreto.....	24
Figura 06 – Erosão em galeria de água pluvial em região de degrau.....	24
Figura 07 – Ação destruidora do fogo em edifício na Espanha.....	26
Figura 08 – Estrutura de concreto armado deteriorada pelo ataque de sulfatos.....	28
Figura 09 – Mapeamento de fissuras em bloco de fundação devido a reação álcali-agregado. ....	29
Figura 10 – Pilar com corrosão nas armaduras devido a carbonatação.....	30
Figura 11 – Pilar deteriorado devido aos efeitos da interação da carbonatação com íons e cloretos. ....	31
Figura 12 – Crescimento de raízes de plantas em fendas do concreto. ....	33
Figura 13 – Célula de corrosão no meio concreto armado. ....	34
Figura 14 – Lajes ETE Santana. ....	46
Figura 15 – Croqui da estrutura. ....	47
Figura 16 – Laje deteriorada de reator anaeróbico da ETE Santana. ....	48
Figura 17 – Vigas deterioradas de reator anaeróbico da ETE Santana. ....	49
Figura 18 – Reator anaeróbico em funcionamento. ....	49
Figura 19 – Viga deteriorada na ETE Santana. ....	50
Figura 20 – Pesagem da amostra. ....	51
Figura 21 – Agitação da amostra.....	52
Figura 22 – Análise da presença de sulfato.....	52
Figura 23 – Planta de forma. ....	56
Figura 24 – Vinculação das lajes.....	57
Figura 25 – Reações de apoio das lajes sobre as vigas.....	63
Figura 26 – Detalhamento das armaduras positivas. ....	64
Figura 27 – Detalhamento das armaduras negativas. ....	65
Figura 29 – Grelha e diagrama de deslocamento no centro da Laje 01.....	71
Figura 28 – Laje deformada.....	71

Figura 30 – Vigas que compõem o reator anaeróbio. ....	74
Figura 31 – Diagrama de momento fletor viga V01=V02. ....	75
Figura 32 – Diagrama de momento fletor viga V03=V04. ....	76
Figura 33 – Diagrama de momento fletor viga V03=V04 para altura de 30 cm. ....	77
Figura 34 – Detalhamento transversal V01=V02 (25x30). ....	78
Figura 35 – Detalhamento transversal V03=V04 (30x30). ....	79
Figura 36 – Diagrama de esforço cortante viga V01=V02 (25x30). ....	79
Figura 37 – Diagrama de esforço cortante viga V03=V04 (30x30). ....	80
Figura 38 – Detalhamento dos estribos. ....	82
Figura 39 – Detalhamento longitudinal viga V01=V02 (25x30). ....	83
Figura 40 – Detalhamento longitudinal viga V03=V04 (30x30). ....	84

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Vida Útil de Projeto.....	38
Tabela 02 – Classe de agressividade ambiental (CAA). ....	39
Tabela 03 – Requisitos para concreto em condições especiais de exposição.....	39
Tabela 04 – Requisitos para concreto exposto a soluções contendo sulfatos.....	40
Tabela 05 – Classe de Agressividade ambiental (COPASA).....	41
Tabela 06 – Qualidade do Concreto (COPASA).....	41
Tabela 07 – Consumo mínimo de cimento.....	41
Tabela 08 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm.....	42
Tabela 09 – Cobrimento da Armadura (COPASA).....	43
Tabela 10 – Limites de fissuração em função da classe de agressividade. ....	43
Tabela 11 – Massa específica a considerar (COPASA). ....	44
Tabela 12 – Massa de $BaSO_4$ presente na amostra.....	53
Tabela 13 – Cargas sobre as vigas.....	75
Tabela 14 – Cargas sobre as vigas para altura de 30 cm. ....	76
Tabela 15 – Dimensionamento das armaduras longitudinais viga V01=V02 (25x30). ....	78
Tabela 16 – Dimensionamento das armaduras longitudinais viga V03=V04 (30x30).....	78
Tabela 17 – Dimensionamento de estribos viga V01=V02 (25x30). ....	80
Tabela 18 – Dimensionamento de estribos viga V03=V04 (30x30). ....	81
Tabela 19 – Consumo de materiais dos elementos estruturais. ....	85

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
<b>1.1</b>	<b>Considerações gerais e justificativa do trabalho .....</b>	<b>15</b>
<b>1.2</b>	<b>Objetivo geral .....</b>	<b>15</b>
<b>1.3</b>	<b>Objetivos específicos.....</b>	<b>16</b>
<b>1.4</b>	<b>Metodologia.....</b>	<b>16</b>
<b>2</b>	<b>MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO CONCRETO ARMADO.....</b>	<b>17</b>
<b>2.1</b>	<b>Generalidades sobre durabilidade, vida útil e desempenho .....</b>	<b>17</b>
<b>2.2</b>	<b>Causas da deterioração das estruturas.....</b>	<b>19</b>
2.2.1	Causas mecânicas .....	19
2.2.2	Causas físicas .....	20
2.2.2.1	Ciclos de gelo-degelo .....	20
2.2.2.2	Tensões de origem térmicas .....	21
2.2.2.3	Retração .....	22
2.2.2.4	Abrasão, erosão e cavitação .....	23
2.2.2.5	Ação do fogo .....	25
2.2.3	Causas químicas .....	26
2.2.3.1	Ataque de sulfatos .....	27
2.2.3.2	Reação álcali-agregado.....	28
2.2.3.3	Ataque por água pura .....	29
2.2.3.4	Ataque por ácidos.....	30
2.2.3.5	Carbonatação .....	30
2.2.3.6	Cloretos .....	31
2.2.4	Causas biológicas .....	32
2.2.5	Causas eletroquímicas .....	33
<b>2.3</b>	<b>Levantamento de dados de estruturas deterioradas .....</b>	<b>34</b>
<b>2.4</b>	<b>Recuperação e reforço em estruturas de saneamento.....</b>	<b>36</b>

<b>2.5</b>	<b>Unidades de Saneamento – aspectos de projeto .....</b>	<b>37</b>
2.5.1	Parâmetros de dimensionamento.....	38
2.5.1.1	Concreto – Agressividade e Qualidade .....	38
2.5.1.2	Cobrimento da armadura .....	42
2.5.1.3	Limites de fissuração.....	43
2.5.1.4	Ações e cargas a considerar.....	44
<b>3</b>	<b>MATERIAL E MÉTODO .....</b>	<b>45</b>
<b>4</b>	<b>ESTUDO DE CASO.....</b>	<b>46</b>
<b>4.1</b>	<b>Identificação do local.....</b>	<b>46</b>
<b>4.2</b>	<b>Classificação do ambiente.....</b>	<b>48</b>
<b>4.3</b>	<b>Levantamento visual da estrutura deteriorada .....</b>	<b>48</b>
<b>4.4</b>	<b>Estimativa das possíveis consequências dos danos.....</b>	<b>49</b>
<b>4.5</b>	<b>Levantamento dos sintomas patológicos .....</b>	<b>50</b>
<b>4.6</b>	<b>Identificação de anomalias quanto a concepção da estrutura.....</b>	<b>50</b>
<b>4.7</b>	<b>Determinação do teor de sulfatos.....</b>	<b>51</b>
4.7.1	Preparação da amostra.....	51
4.7.2	Solubilização do sulfato .....	51
4.7.3	Verificação da presença de sulfato .....	52
4.7.4	Filtragem, secagem e pesagem .....	53
<b>4.8</b>	<b>Resultados .....</b>	<b>53</b>
<b>5</b>	<b>INDICATIVO DE SOLUÇÃO.....</b>	<b>54</b>
<b>6</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DAS LAJES E VIGAS.....</b>	<b>55</b>
<b>6.1</b>	<b>Dados iniciais .....</b>	<b>55</b>
<b>6.2</b>	<b>Lajes.....</b>	<b>56</b>
6.2.1	Vinculação.....	56
6.2.2	Pré-dimensionamento da altura das lajes .....	57
6.2.3	Cálculo das cargas atuantes .....	58

6.2.4	Cálculo dos momentos .....	59
6.2.5	Determinação das armaduras longitudinais.....	60
6.2.6	Reação das lajes nas vigas.....	62
6.2.7	Detalhamento da armadura longitudinal .....	63
6.2.8	Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento e da diagonal comprimida .. .....	66
6.2.9	Verificação de formação de fissuras (ELS-F).....	68
6.2.10	Flecha imediata.....	68
6.2.11	Flecha total .....	69
6.2.12	Calculo da flecha por analogia de grelha equivalente.....	70
6.2.13	Verificação da abertura de fissuras .....	72
<b>6.3</b>	<b>Vigas .....</b>	<b>74</b>
6.3.1	Pré-dimensionamento .....	75
6.3.1.1	Verificação da altura mínima .....	75
6.3.2	Dimensionamento da armadura longitudinal .....	77
6.3.3	Dimensionamento da armadura transversal .....	79
6.3.4	Detalhamento longitudinal .....	82
<b>6.4</b>	<b>Consumo de materiais.....</b>	<b>85</b>
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>86</b>
<b>8</b>	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>88</b>
	<b>ANEXO A – Tabela de peso específico dos materiais de construção.....</b>	<b>90</b>
	<b>ANEXO B – Tabela de ações de uso .....</b>	<b>92</b>
	<b>ANEXO C – Coeficiente <math>\alpha</math> para o cálculo da flecha elástica nas lajes maciças.....</b>	<b>94</b>
	<b>ANEXO D – Coeficientes <math>\mu_x, \mu_y, \mu_x', \mu_y'</math> para o cálculo de momentos máximos nas lajes maciças .....</b>	<b>96</b>
	<b>ANEXO E – KMD, <math>K_x</math> e <math>K_z</math> para o cálculo da armadura longitudinal da laje maciça .....</b>	<b>100</b>

<b>ANEXO F – Coeficientes <math>k_x, k_y, k_x', k_y'</math> para o cálculos das reações de apoio nas lajes maciças .....</b>	<b>104</b>
<b>ANEXO G – Coeficientes de majoração das ações.....</b>	<b>108</b>

# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 Considerações gerais e justificativa do trabalho**

O concreto armado é um material bastante utilizado nas estruturas de edificações em geral. Apresenta propriedades físico-químicas semelhantes às de rochas naturais, o que o faz um material de grande durabilidade (FUSCO, 2008). Portanto devido a vários fatores como meio ambiente, acidentes, uso de materiais fora das especificações, execução inadequada, falta de manutenção e até mesmo por questões econômicas, as estruturas executadas em concreto armado tem perdido sua durabilidade, não alcançando o tempo de vida útil pela qual foi projetada, gerando o que é chamado de deterioração estrutural (SOUZA & RIPPER, 1998). Devido a estas deteriorações e deficiências causadas nas estruturas surge a Patologia das Estruturas, definida por Souza e Ripper (1998) como “campo da engenharia que se aplica ao estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas.” Este campo se encontra em permanente desenvolvimento.

Conhecer as origens e causas de deterioração do concreto é um passo fundamental para se avaliar a real situação a qual a estrutura se encontra e propor a melhor solução para a mesma, seja recuperar a estrutura danificada para suas condições originais, promover reforço para atender suas condições de uso ou até mesmo demolir a estrutura e executar um novo projeto (REIS, 2001).

Com este trabalho, procura-se agregar um melhor conhecimento e entendimento para os profissionais da área de engenharia e arquitetura, sobre as causas e origens dos fenômenos patológicos que agem sobre as estruturas de concreto armado. Nos dias atuais é de grande importância que os profissionais tenham um bom conhecimento sobre o então assunto, para que as edificações possam ser construídas visando maior durabilidade, segurança e máxima vida útil possível.

## **1.2 Objetivo geral**

O presente trabalho tem por objetivo expor um estudo, através da revisão da literatura, sobre as principais causas de deterioração de estruturas de concreto armado, e também apresentar um estudo de caso sobre uma estrutura deteriorada a fim de determinar suas reais condições, e posteriormente apresentar um indicativo de solução.

### **1.3 Objetivos específicos**

Este trabalho tem como objetivos específicos os seguintes itens:

- Descrever as principais causas de deterioração de estruturas de concreto armado relacionadas a sua natureza mecânica, física, química, biológica e eletroquímica;
- Apresentar os principais parâmetros de dimensionamento a serem obedecidos em projetos de unidades de saneamento.
- Apresentar um estudo de caso de parte da estrutura (vigas e laje) de uma Estação de Tratamento de Esgoto deteriorada, com intuito de determinar a real condição da estrutura;
- Realizar um novo dimensionamento de lajes e vigas para o local onde foi deteriorado.

### **1.4 Metodologia**

Com o intuito de agregar conhecimentos sobre as principais causas de deterioração em estruturas de concreto armado, será realizado primeiramente uma pesquisa bibliográfica em livros, artigos, dissertações e teses, os quais possuem subsídios teóricos necessários para fundamentação da pesquisa. Posteriormente, será realizado um estudo de caso sobre uma manifestação patológica detectada sobre parte da estrutura (lajes e vigas) de um reator anaeróbio da Estação de Tratamento de Esgoto Santana, situada no município de Varginha/MG. Com a análise do estudo de caso, será realizado um novo dimensionamento das lajes e vigas obedecendo todos os parâmetros normativos em função do tipo de exposição em que a estrutura se encontra.

## **2 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO CONCRETO ARMADO**

### **2.1 Generalidades sobre durabilidade, vida útil e desempenho**

A NBR 6118 item 5.1.2.3 (ABNT, 2014) define durabilidade como “[...] capacidade de a estrutura resistir as influencias ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.”

Assim, Aguiar (2006) complementa esta definição dizendo que durabilidade é a capacidade do concreto de resistir as intempéries e aos demais processos de degradação.

Portanto, diante das definições supracitadas pode-se presumir que um dos principais fatores que influenciam na durabilidade de uma estrutura é a agressividade do local onde ela se encontra. Além deste fator, há uma série de outros fatores que influenciam na durabilidade de uma estrutura, desde a fase de projeto até sua utilização, como por exemplo, cobrimento das armaduras, classe de resistência do concreto, tipo de material, fator água/cimento, método de cura, etc. (SOUZA & RIPPER, 1998). Pode-se concluir então, que uma estrutura durável é aquela que se mantém em serviço e em segurança independentemente do meio onde se encontra, durante seu período de vida útil.

Outro importante conceito relacionado a durabilidade é a “vida útil” da estrutura, definida por Monteiro (2002) como “período no qual a estrutura é capaz de desempenhar as funções para as quais foi projetada.”. Para Helene (1993) “Por vida útil entende-se o período de tempo no qual a estrutura pode cumprir a função para qual foi projetada sem custos importantes de manutenção, ou seja, deverá estar sob manutenção preventiva mas não poderá sofrer qualquer tipo de manutenção corretiva, nesse período.”. Outra definição é dada pela NBR 6118 item 6.2.1 (ABNT, 2014) “Por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor [...]”.

Portanto, com relação a durabilidade e vida útil, são conceitos que estão interligados, pois presume-se que vida útil é o período de tempo que uma estrutura alcança até sua durabilidade ser alterada ou até mesmo comprometida necessitando-se de intervenção técnica, seja por envelhecimento natural da estrutura ou por agentes deteriorantes (HELENE, 1993).

O desempenho das estruturas é outro conceito de grande importância neste estudo, definido claramente por Souza e Ripper como “comportamento em serviço de cada produto, ao longo da vida útil”. A NBR 6118 item 5.1.2.2 (ABNT, 2014) complementa esta definição dizendo que desempenho em serviço “Consiste na capacidade da estrutura manter-se em

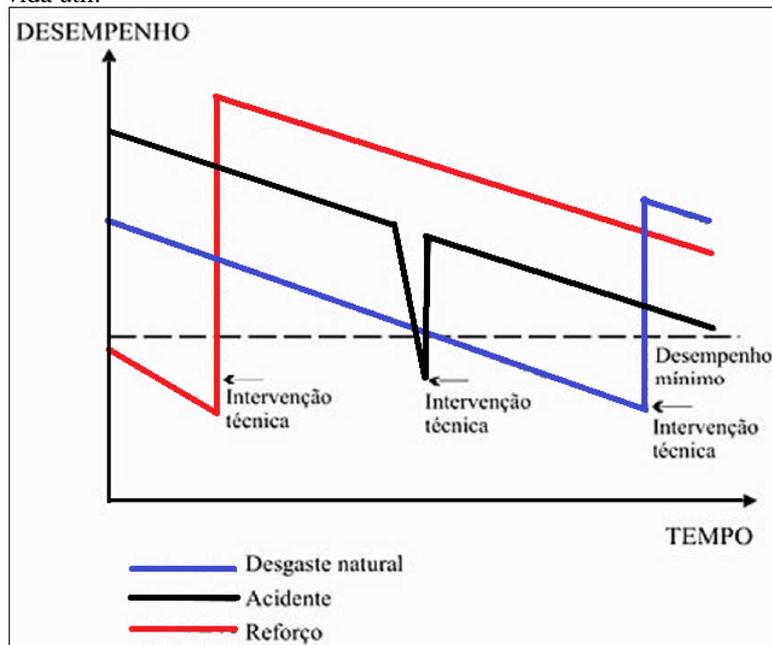
condições plenas de utilização durante sua vida útil, não podendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada”.

Nota-se, nesta última definição de desempenho, a expressão “utilização”. Assim pode-se presumir que desempenho é o comportamento da estrutura durante sua utilização, ou seja, durante o uso pela qual foi projetada. Geralmente as estruturas apresentam desempenho insatisfatórios a partir do momento em que a mesma sofre um processo de deterioração, porém não implica dizer que ela esteja comprometida (SOUZA & RIPPER, 1998).

Algumas estruturas iniciam-se suas vidas apresentando desempenho insatisfatórios, geralmente por falhas de projetos ou execução, já outras atingem o final de suas vidas úteis estabelecidas em projeto, apresentando ainda um bom desempenho (SOUZA & RIPPER, 1998).

A figura 01 apresenta três diferentes visões de desempenho estruturais, ao longo de suas respectivas vidas úteis, em função de diferentes tipos de patologias.

Figura 01 – Diferentes desempenhos de uma estrutura ao longo de sua vida útil.



Fonte: (Adaptado de SOUZA & RIPPER, 1998, p. 18).

No primeiro caso, representado pela linha de cor azul, trata-se de uma estrutura que sofreu desgaste natural, necessitando de intervenção técnica com maior tempo de vida útil.

No segundo caso, representado pela linha de cor preta, a estrutura sofreu um grave problema, como um acidente, por exemplo, necessitando então de intervenção imediata para

voltar a se comportar satisfatoriamente.

No terceiro caso, representado pela linha de cor vermelha, a estrutura ainda no início de sua vida útil já apresentava desempenho insatisfatório, devido a falha no projeto ou execução, por exemplo, necessitando de intervenção corretiva a um pequeno espaço de tempo.

Portanto, para um bom desempenho e durabilidade da estrutura, é de grande importância que os profissionais responsáveis tenham conhecimento amplo sobre os materiais a serem utilizados, dos sistemas estruturais, dos processos construtivos, técnicas de manutenção e das causas de deterioração de uma estrutura.

## **2.2 Causas da deterioração das estruturas**

São cinco principais processos que causam deterioração no concreto armado, classificados de acordo com sua natureza, em mecânicos, físicos, químicos, biológicos e eletroquímicos (AGUIAR, 2006).

### **2.2.1 Causas mecânicas**

Colisões de veículos automotores contra pilares principalmente em garagens; guarda-rodas em rodovias, viadutos, etc.; os deslocamentos verticais em uma edificação (recalque de fundação); ações imprevisíveis como acidentes, abalos sísmicos, inundações, incêndios, etc.; são considerados causas mecânicas de deterioração, provocando a ruína parcial ou total das estruturas (SOUZA & RIPPER, 1998).

Quando ocorrem colisões de veículos contra uma peça estrutural de concreto armado e sua armadura e concreto ficam expostos, facilitam a entrada de outros agentes agressores podendo desencadear em outro tipo de deterioração, além da colisão afetar a própria resistência da peça (ANDRADE, 2005 apud SANTOS, 2012, p. 11).

Figura 02 – Guarda-rodas rompido por batida de veículos.



Fonte: (Adaptado de SANTOS, 2012, p. 11).

## 2.2.2 Causas físicas

### 2.2.2.1 Ciclos de gelo-degelo

Este fenômeno é de grande importância em locais de baixa temperatura, o que não é muito comum no Brasil. Quando em locais de baixa temperatura, ocorre o congelamento da água no concreto aumentando significativamente seu volume. Apesar do concreto ser um material poroso, quando este não for capaz de acomodar o aumento de volume, ocorre a consequente fissuração do concreto (FUSCO, 2008).

O processo de hidratação do concreto é suspenso quando este sofre congelamento logo no início de sua hidratação, ou seja, antes do seu endurecimento. O concreto volta ao seu processo de hidratação logo ao iniciar o descongelamento ou degelo da água, sem haver consideráveis perdas de resistência, apesar do aumento do volume de vazios devido à expansão da água. Se o congelamento ocorrer após o endurecimento do concreto, antes de atingir a máxima resistência pela qual foi projetado, a expansão decorrente do congelamento resultará em consideráveis perdas de resistência (FERREIRA, 2000).

### 2.2.2.2 Tensões de origem térmicas

O processo de cura do concreto é um processo exotérmico, ou seja, ocorre liberação de calor devido as reações dos componentes do cimento quando em contato com a água. Quando a concretagem é feita em peças de grandes dimensões como barragens, portos, fundações, etc., este calor liberado provoca aquecimento e dilatação da massa, com a continuidade deste processo e o natural esfriamento do concreto, gera um gradiente térmico, situação que pode ocasionar a fissuração interna do concreto (SOUZA & RIPPER, 1998).

As fissurações podem ocorrer também por gradientes térmicos naturais causados pelo ambiente. Geralmente as fissurações ocorrem devido a tensões causadas por contração (dilatação térmica), que por sua vez são superiores a capacidade de deformação das peças. As lajes (peças horizontais) especialmente aquelas que ficam expostas as ações do ambiente, como é o caso do último pavimento de um edifício, ficam muito mais expostas aos gradientes térmicos naturais do que as peças verticais da estrutura (pilares), isto implica em movimentos diferenciados, gerando fissuração agravada (SOUZA & RIPPER, 1998).

Um exemplo bastante comum é o destacamento do concreto, que é provocado por choques térmicos devido a gradientes de temperatura muito acentuados que ocorre em superfície muito quentes e interior frio (FERREIRA, 2000).

Figura 03 – Topo da chaminé de uma siderúrgica, deteriorado pela variação brusca de temperatura.



Fonte: (AGUIAR, 2006, p. 27).

### 2.2.2.3 Retração

Segundo Aguiar (2006, p. 29) “O fenômeno da retração está ligado a deformações em pastas de cimento, argamassas e concretos, independentemente do carregamento, sendo sua principal causa a perda da água da pasta de cimento.”

A retração do concreto geram fendas ou fissuras, que possuem espessuras que variam de micro milímetros até alguns milímetros. São cinco principais tipos de retração que produzem fissuras: retração plástica, térmica, autógena, por secagem e por carbonatação (FERREIRA, 2000). As fissuras causadas por retração autógena, por secagem e por carbonatação, ocorrem no concreto já endurecido, enquanto as demais (plástica e térmica) ocorrem no estado plástico (AGUIAR, 2006).

A retração plástica ocorre devido à perda de água do concreto quando este está exposto a ações de intempéries como alta temperatura, vento, baixa umidade do ar, etc. (AGUIAR, 2006). Quando ocorre a exsudação do concreto, e este processo se dá mais rapidamente que a evaporação da água superficial, a perda de água por evaporação é compensada, podendo minimizar as fissurações (FERREIRA, 2000).

A retração térmica é aquela causada no interior do concreto por processo exotérmico, conforme descrito no item anterior (2.2.2.2). Estas deformações são mais comuns em concretos com elevadas dosagens de cimento e em peças de grandes dimensões onde a dissipação do calor é lenta (FERREIRA, 2000).

A água é de grande importância no interior do concreto, pois esta é consumida pelo processo de hidratação deste. Portanto deve haver troca de umidade do exterior com o interior da pasta para que não ocorra a retração. Por isso é muito comum nas construções a constante adição de água tempo após o início da pega do concreto. Esta retração designada também por auto dessecação, ocorre, conforme Ferreira (2000, p. 3.10), em concretos com relações água/cimento inferiores a 0,5, sendo que a umidade relativa interna nos capilares desce abaixo do valor mínimo necessário para ocorrer a hidratação, ou seja, 80%. A retração ocorrida devido a este fenômeno é chamada de retração autógena (FERREIRA, 2000).

Segundo Aguiar (2006, p. 31) a retração por secagem é definida como “[...] a diminuição do volume da peça de concreto devido a remoção da água da pasta endurecida de cimento, quando o concreto “seca” pelo contato com o ar.”. O autor ainda comenta que a principal consequência deste fenômeno é hidratação dos compostos anidros do cimento Portland.

Figura 04 – Fissuras causadas por retração do concreto.



Fonte: (SANTOS, 2012, p. 21).

A carbonatação é um fenômeno químico que será abordado posteriormente, porém a retração devido a este fenômeno é provocada pela reação do gás carbônico ( $\text{CO}_2$ ) com os produtos hidratados, fazendo com que a massa do cimento aumente, e conseqüentemente ocorra um significativo aumento também no concreto (AGUIAR, 2006).

#### 2.2.2.4 Abrasão, erosão e cavitação

Abrasão, erosão e cavitação, são fenômenos físicos que deterioram a superfície do concreto (REIS, 2001).

A abrasão é definida como um processo que causa desgaste superficial no concreto por esfregamento, ou melhor dizendo por atrito com partes sólidas deslizando por sua superfície, como exemplo o tráfego de veículos em uma pista de rolamento (FUSCO, 2008).

Figura 05 – Desgaste superficial por abrasão em pavimento de concreto.



Fonte: (AGUIAR, 2006, p. 34).

Já a erosão geralmente ocorre pelo carregamento de partículas pela água ou ar quando em movimento. A intensidade da erosão, depende diretamente da forma, tamanho, dureza e velocidade das partículas carregadas pela água ou ar, assim como também da qualidade da superfície atacada (SOUZA & RIPPER, 1998).

Figura 06 – Erosão em galeria de água pluvial em região de degrau.



Fonte: (AGUIAR, 2006, p. 35).

Quanto a cavitação, esta é provocada pela implosão de bolhas de vapor da água junto a superfície da estrutura, quando ocorre mudança brusca de direção ou velocidade de escoamento do fluido (AGUIAR, 2006).

#### 2.2.2.5 Ação do fogo

Quando uma estrutura de concreto armado é atingida pela ação do fogo por um dado período de tempo, ocorre significativa perda de resistência, devido à expansão térmica do concreto causado pela absorção de calor do fogo (SOUZA & RIPPER, 1998). Esta expansão é diferenciada, pois os agregados não tem todos os mesmos coeficientes de dilatação térmica, se expandindo com diferentes intensidades provocando tensões internas que começam a desagregar o concreto, expondo as armaduras diretamente a ação do fogo (AGUIAR, 2006). Uma vez exposta a armadura acelera a degradação do concreto devido a sua alta condução térmica (FERREIRA, 2000).

O efeito de um incêndio no concreto armado, depende de vários fatores como as temperaturas atingidas, o tempo em que a temperatura é mantida, o tipo de cimento utilizado, a relação água/cimento, o tipo de agregados, espessura do cobrimento, etc. (FERREIRA, 2000).

Os efeitos da ação do fogo no concreto é caracterizado pela mudança de cor e pela perda de resistência. Assim, de 0 a 200 °C o concreto apresenta cor cinza, sendo sua condição não afetada com 0% de perda de resistência; de 300 a 600 °C o concreto apresenta cor rosa, sendo razoavelmente boa a sua condição, com perdas de resistência iguais ou inferiores a 40 %; de 600 a 900 °C, sua coloração varia de rosa a vermelho, sua condição se apresenta friável com alta sucção de água e com perda de resistência de 70%; já de 900 a 1200 °C, sua coloração atinge um cinza avermelhado, já com 100% de perda de resistência; com temperaturas acima de 1200 °C, o concreto atinge coloração amarela, apresenta condição decomposta e perda de 100% de sua resistência (SOUZA & RIPPER, 1998).

Figura 07 – Ação destruidora do fogo em edifício na Espanha.



Fonte: (Adaptado de SANTOS, 2012, p. 29).

Portanto, conclui-se que a degradação do concreto quando submetido a ação do fogo, ocorre por volta de uma temperatura aproximada de 600 °C, onde este começa a perder sua resistência.

### 2.2.3 Causas químicas

Corrosão pode ser definido como a destruição ou deterioração de um material através de reações químicas ou eletroquímicas. O processo de corrosão no aço é predominantemente de origem eletroquímica, enquanto a do concreto é puramente química que ocorre devido a reações da pasta de cimento com determinados elementos químicos (SOUZA & RIPPER, 1998).

A intensidade da corrosão no concreto armado está diretamente ligada as propriedades do meio onde este se encontra, assim como as propriedades do próprio concreto. Quanto maior a permeabilidade do concreto, ou seja, quanto mais poroso, mais facilmente será atacado por agentes deteriorantes (SOUZA & RIPPER, 1998).

Dentre as causas mais comuns de corrosão, encontra-se o ataque de sulfatos, reação álcali-agregado, ataque por água pura, ataque por ácidos, carbonatação e cloretos (AGUIAR, 2006).

### 2.2.3.1 Ataque de sulfatos

Os sulfatos são encontrados geralmente em águas que contém resíduos industriais, em águas subterrâneas, na água do mar, no solo, ar, etc. (COSTA, 2004). Os principais sulfatos que deterioram o concreto são o amoníaco ( $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_2$ ), o cálcico ( $\text{CaSO}_4$ ), o de magnésio ( $\text{MgSO}_4$ ), e o de sódio ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ) (SOUZA & RIPPER, 1998).

No processo de ataque, os sulfatos reagem com a pasta de cimento hidratado, reagindo principalmente com o aluminato tricálcico ( $\text{C}_3\text{A}$ ) produzindo etringita, e também com o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) produzindo gesso (COSTA, 2004). A formação da etringita resultante da reação do sulfato com o  $\text{C}_3\text{A}$ , geralmente leva a uma expansão gerando pressão e desintegrando a pasta de cimento (AGUIAR, 2006).

A defesa contra o ataque de sulfatos consiste na adição de óxido de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), diminuindo o  $\text{C}_3\text{A}$ , produzindo então o ferro aluminato tetracálcico ( $\text{C}_4\text{AFe}$ ), que por sua vez é muito resistente ao ataque químico. O método descrito acima é a essência dos chamados cimentos resistentes a sulfatos (FUSCO, 2008).

Conforme a NBR 5737 item 3.1 (ABNT, 1992) os principais tipos de cimento considerados resistentes a sulfatos são:

- a) Os cimentos cujo teor de  $\text{C}_3\text{A}$  do clínquer seja igual ou inferior a 8% e cujo teor de adições carbonáticas seja igual ou inferior a 5% da massa do aglomerante total e/ou;
- b) Os cimentos Portland de alto-forno (CP III) cujo teor de escória granulada de alto-forno esteja entre 60% e 70% e/ou;
- c) Os cimentos Portland pozolânicos (CP IV) cujo teor de materiais pozolânicos esteja entre 25% e 40% e/ou;
- d) Os cimentos que tenham antecedentes com base em resultados de ensaios de longa duração ou referências de obras que comprovadamente indiquem resistência a sulfatos.

Fusco (2008, p. 44) descreve que “Os cimentos resistentes a sulfatos não devem, porém, eliminar totalmente o  $\text{C}_3\text{A}$ , pois o aluminato tricálcico tem efeito amortecedor sobre o ataque de íons cloreto nas armaduras de aço embutidas no concreto.”

Quando o concreto sofre ataque por sulfatos inicialmente apresenta uma coloração esbranquiçada, e geralmente em seguida, com a formação de compostos expansivos em seu

interior, apresenta fissuração externa e/ou até deslocamento, perdendo resistência a compressão (COSTA, 2004).

Figura 08 – Estrutura de concreto armado deteriorada pelo ataque de sulfatos.



Fonte: (Adaptado de SANTOS, 2012, p. 39).

A NBR 7211 item 5.3.1 (ABNT, 2009) destaca que o teor limite estabelecido para sulfatos em todos os componentes do concreto (água, agregados, cimento, adições e aditivos químicos) não exceda 0,2 %, a não ser que fique comprovado o uso de cimento Portland resistente a sulfatos.

Com relação a ensaio para determinação do teor de sulfatos solúveis em agregados, A NBR 9917 (ABNT, 2009) apud Kulisch (2011, p. 52), especifica um método onde, a solução é preparada adicionando agregados secos à uma solução de água com ácido clorídrico (HCl), a uma temperatura de  $80 \pm 5^{\circ}\text{C}$ , com posterior agitação e filtração, após esse procedimento, adiciona-se, dentre outros reagentes, cloreto de bário, que reage e forma sulfato de bário, podendo ser pesado no final.

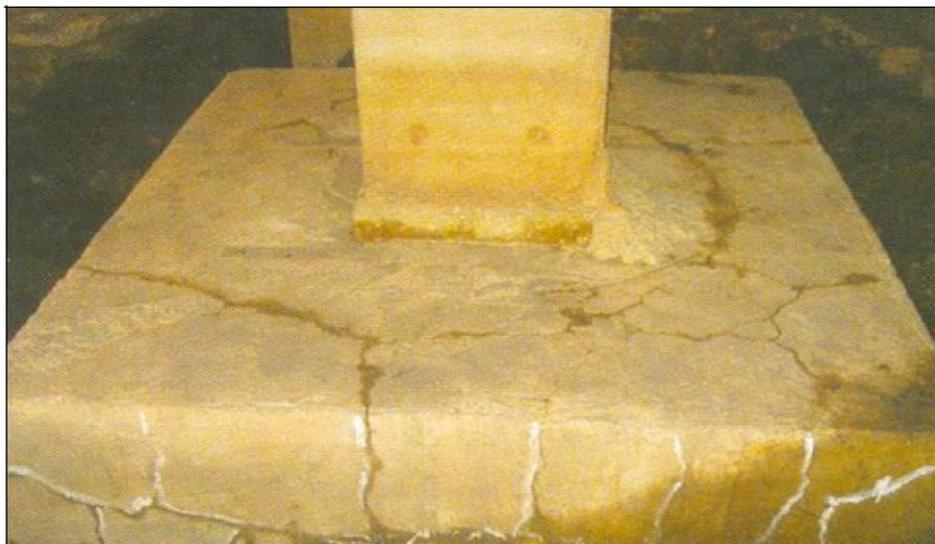
#### 2.2.3.2 Reação álcali-agregado

Como o próprio nome já diz a reação álcali-agregado, é a reação dos álcali liberados no cimento hidratado com os agregados. Esta reação na maioria das vezes produz um fenômeno expansivo, gerando fissuras nas estruturas de concreto (FERREIRA, 2000).

Alguns tipos de minerais utilizados como agregados possuem sílica reativa que reagem com álcali liberados no cimento hidratado, tais como o potássio, sódio e hidróxido de

cálcio. A reação entre eles produzem um gel em volta dos agregados reativos que quando exposto a umidade se expande gerando tensões internas, causando fissuras de espessuras entre 0,1 mm até 10 mm, conforme mostrado na figura 09 (ANDRADE, 2005 apud AGUIAR, 2006, p. 43).

Figura 09 – Mapeamento de fissuras em bloco de fundação devido a reação álcali-agregado.



Fonte: (AGUIAR, 2006, p. 43).

A reação expansiva do gel geralmente ocorre quando o teor de álcalis presente no cimento esteja acima de 0,6% do seu peso, portanto quando inferior a esta percentagem a reação expansiva é impedida, seja qual for o tipo de agregado utilizado (FUSCO, 2008).

#### 2.2.3.3 Ataque por água pura

A água é um dos principais fatores responsáveis pela deterioração de estruturas de concreto armado. Águas puras de condensação de neblina ou vapor, água de chuva (exceto chuva ácida) podem conter íons de cálcio, que quando em contato com a pasta de cimento, elas tendem a dissolver os componentes do cimento endurecido que contém cálcio, sendo o principal o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) (AGUIAR, 2006). Esta dissolução é também chamada de lixiviação, que além de diminuir o potencial de hidrogênio (PH) no interior do concreto, tem como resultado as formações do tipo estalactites e estalagmites (REIS, 2001).

#### 2.2.3.4 Ataque por ácidos

A agressão por ácidos consiste na transformação dos compostos existentes no concreto hidratado ( $\text{Ca(OH)}_2$ ,  $\text{C}_3\text{S}$ ,  $\text{C}_2\text{S}$ ,  $\text{C}_3\text{A}$ ) em sais solúveis em água (FUSCO, 2008). Os ácidos mais agressivos para o concreto se dividem em inorgânicos (ácido clorídrico, sulfídrico, nítrico, carbônico, etc.) e orgânicos (acético, lático, esteárico, etc.) (SOUZA & RIPPER, 1998). A agressão somente ocorre quando há percolação de água através da massa de concreto, portanto se o sal produzido na reação for insolúvel em água, após o primeiro ataque a reação agressiva é interrompida, devido a impermeabilização propiciada por estes sais que se formaram (FUSCO, 2008).

#### 2.2.3.5 Carbonatação

Entende-se por carbonatação, o processo de reação do dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) proveniente da atmosfera com os minerais do cimento hidratado, principalmente com hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), produzindo o carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) (FERREIRA, 2000).

Vale ressaltar que o processo de corrosão das armaduras, está diretamente ligado ao processo de carbonatação, pois através da reação do  $\text{CO}_2$  com o  $\text{Ca(OH)}_2$ , este último deixa de existir sendo transformado em  $\text{CaCO}_3$ , diminuindo o pH do concreto de 12,5 para 9,4 (AGUIAR, 2006).

Figura 10 – Pilar com corrosão nas armaduras devido a carbonatação.



Fonte: (AGUIAR, 2006, p. 49).

A carbonatação inicia-se na superfície do concreto caminhando lentamente para seu interior. A velocidade do processo de carbonatação varia em função de vários fatores como a umidade relativa, tempo, relação água/cimento, permeabilidade do concreto, etc. Portanto se o concreto estiver saturado, ou seja, todos os seus poros cheios de água, não há penetração de gás carbônico, por outro lado, se o concreto estiver seco, o gás carbônico não pode ionizar-se, caso ocorra o processo será muito lento (AGUIAR, 2006).

#### 2.2.3.6 Cloretos

O ataque de cloretos se diferenciam dos outros tipos de ataques químicos que deterioram o concreto, pois o principal objetivo é a corrosão do aço, sendo esta uma das principais causas de deterioração do concreto armado (FERREIRA, 2000).

Os cloretos podem ser adicionados de várias formas no concreto, tais como na utilização de aditivos aceleradores de pega, impureza na água de amassamento, agregados, água do mar, processos industriais ou a partir de tratamentos de limpeza realizados com ácido muriático (SOUZA & RIPPER, 1998). Por outro lado, os cloretos podem penetrar no concreto através de seus poros, principalmente quando este é de má qualidade (AGUIAR, 2006).

É de conhecimento geral que os íons cloretos tem alta capacidade de romper a camada óxida protetora da armadura, provocando a corrosão sempre que houver umidade e oxigênio (SOUZA & RIPPER, 1998).

Figura 11 – Pilar deteriorado devido aos efeitos da interação da carbonatação com íons e cloretos.



Fonte: (AGUIAR, 2006, p. 53).

De acordo com Monteiro (2002, p.16) Os íons cloretos podem estar presentes no concreto de duas formas:

- a) Fixos, quimicamente combinados com as fases alumino-ferríticas para formar os cloro aluminatos, ou absorvidos as paredes dos poros na estrutura espacial do silicato de cálcio hidratado;
- b) Livres, precipitados ou dissolvidos na fase aquosa do concreto.

Os cloretos livres são os principais responsáveis pela destruição da camada passiva na superfície da armadura de aço e início da corrosão através das reações agressivas com o aço, enquanto os íons cloretos fixos são considerados inofensivos para a armadura, descreve Ferreira (2000, p. 3.30).

#### 2.2.4 Causas biológicas

A deterioração biológica no concreto ocorre devido a ação de micro-organismos como algas, fungos, bactérias, líquens e protozoários (SHIRAKAWA, 1994).

Uma das formas mais comuns de ataque biológico ocorre em esgotos. Em seu interior (região anaeróbia) as bactérias redutoras de sulfato produzem o gás sulfídrico, quando este escapa do interior do esgoto para o ar, é transformado em ácido sulfúrico pela ação de bactérias aeróbicas (*Thiobacillus*) que habitam na superfície livre do esgoto, provocando então a decomposição da pasta de cimento endurecida (SHIRAKAWA, 1994).

O crescimento de raízes de plantas, algas e líquens no concreto por fissuras ou zonas muito porosas, é outra forma comum de ataque biológico que deterioram o concreto gerando tensões internas expansivas, onde na maioria das vezes influenciam o transporte de outros agentes agressivos para seu interior (AGUIAR, 2006).

Figura 12 – Crescimento de raízes de plantas em fendas do concreto.



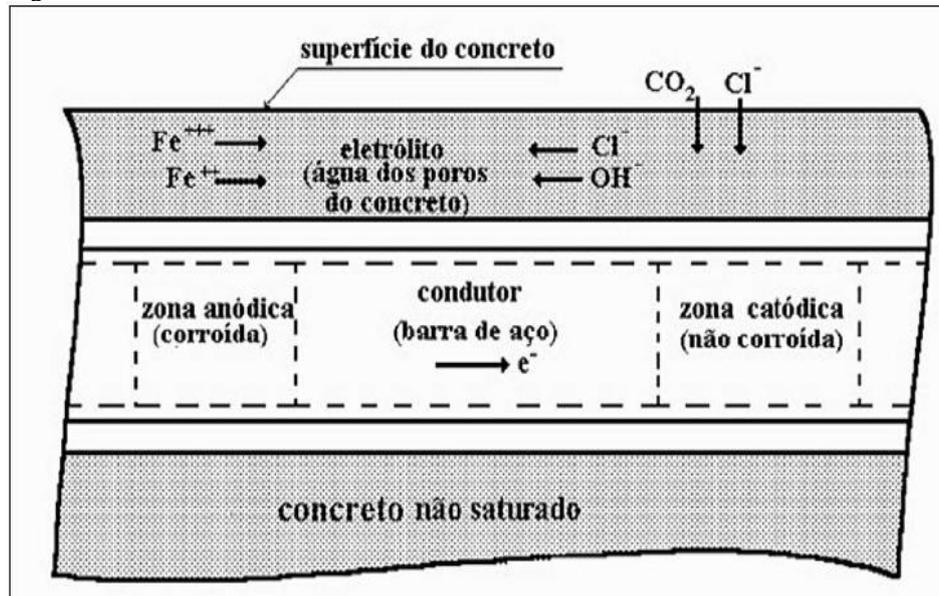
Fonte: (AGUIAR, 2006, p. 59).

#### 2.2.5 Causas eletroquímicas

Conforme descrito no item 2.2.3 a corrosão se dá por reações químicas ou eletroquímicas (SOUZA & RIPPER, 1998). A corrosão eletroquímica segundo Bauer (2008, p. 600) “Consiste num movimento de eletricidade entre áreas de potencial elétrico diferente, sempre que exista um meio condutor externo e um contato (curto-circuito) interno.”. No caso do concreto armado, o meio condutor externo seria a própria solução aquosa existente no concreto (eletrólito) e o aço o condutor metálico interno (SOUZA & RIPPER, 1998).

Quando o átomo de ferro entra em contato com a superfície aquosa, este perde elétrons transformando-se em cátions ferro ( $\text{Fe}^{++}$ ), como a umidade varia em toda extensão de uma peça de concreto armado, forma-se então uma diferença de potencial, provocando então um efeito semelhante ao que ocorre em uma pilha, ou seja, é gerado uma corrente elétrica dirigida do ânodo (região corroída) para o cátodo (região não corroída) através de um condutor elétrico (barra de aço) e do cátodo para o ânodo através da diferença de potencial (SOUZA & RIPPER, 1998).

Figura 13 – Célula de corrosão no meio concreto armado.



Fonte: (SOUZA & RIPPER, 1998, p. 67).

Na região anódica, o ferro perde elétrons ocasionando em sua oxidação ( $2\text{Fe} \rightarrow 2\text{Fe}^{2+} + 4\text{e}^-$ ), enquanto na região catódica ocorre a redução de oxigênio ( $2\text{H}_2\text{O} + \text{O}_2 + 4\text{e}^- \rightarrow 4\text{OH}^-$ ), na região do eletrólito ocorre então a formação da ferrugem ( $2\text{Fe}^{2+} + 4\text{OH}^- \rightarrow 2\text{Fe}(\text{OH})_2$ ), como produto da corrosão (HELENE, 1993).

### 2.3 Levantamento de dados de estruturas deterioradas

Quando uma estrutura de concreto armado apresenta patologias, esta deve ser analisada procurando-se entender a principal causa desta ocorrência, para que a estrutura possa ser recuperada, reforçada ou até mesmo demolida (SOUZA & RIPPER, 1998). Portanto, primeiramente deve ser feito um levantamento de dados da estrutura, para posteriormente fazer a análise.

Souza e Ripper (1998, p. 79) apresenta os seguintes passos para o levantamento de dados:

- a) Classificação analítica do meio ambiente, em particular da agressividade a estrutura em questão;

- b) Levantamento visual e medições expeditas da estrutura – consiste na observação normal, com anotações, e medições nos principais elementos;
- c) Estimativa das possíveis consequências dos danos e, caso necessário, tomada de medidas de emergências, tais como o escoamento de parte ou do todo da estrutura, alívio do carregamento, instalação de instrumentos para medidas de deformações e recalque e interdição da estrutura;
- d) Levantamento detalhado dos sintomas patológicos, inclusive com documentação fotográfica, medidas de deformações (se necessário, com aparelhos topográficos), avaliação da presença de cloretos ou de outros agentes agressores, de carbonatação, medidas de trincas e fissuras (posição, extensão, abertura), medidas de perda de seção em barras de aço, etc.;
- e) Identificação de erros quanto a concepção da estrutura (projeto), a sua execução, ou ainda quanto a sua utilização e manutenção;
- f) Análise do projeto original e dos projetos de modificações e ampliações, caso existam, de forma a se poder determinar possíveis deficiências na concepção ou no dimensionamento dos elementos estruturais danificados;
- g) Instrumentação da estrutura e realização de ensaios especiais, inclusive em laboratório, compreendendo:
  - Tipologia e intensidade dos sistemas de deterioração e dos agentes agressores;
  - Medições: geometria, nível, prumo e excentricidades; mapeamento das fissuras; determinação das flechas residuais; evolução da abertura de fissuras e de deformações, etc.;
  - Estudos e ensaios: verificação dimensional dos elementos (seção transversal do concreto: armaduras; cobrimento, etc.); investigação geotécnica; avaliação da resistência do concreto e das características do aço; etc.

Após a análise dos dados encontrados, pode-se então chegar a uma conclusão das possíveis causas da patologia e apresentar a melhor solução (recuperação, reforço ou demolição) para esta.

## 2.4 Recuperação e reforço em estruturas de saneamento

Quando uma estrutura se encontra “enferma”, é necessário intervir para garantir sua integridade, através de trabalho de reparos (recuperação) ou reforço, porém as vezes esta solução se torna inviável devido ao grau em que a estrutura se encontra, implicando em sua demolição (SOUZA & RIPPER, 1998).

Conforme a profundidade dos danos, os serviços de reparo podem ser classificados em rasos, semiprofundos e profundos, sendo os reparos rasos aqueles com profundidade inferior a 2,0 cm, os reparos semiprofundos aqueles com profundidade entre 2,0 e 5,0 cm, e os reparos profundos são os que atingem profundidade maiores que 5,0 cm (SOUZA & RIPPER, 1998). Para a execução de qualquer tipo de reparo, o local onde será reparado deverá ser cuidadosamente preparado, retirando-se todo o material deteriorado até atingir o material que se encontra em boas condições, deixando a superfície áspera para que não prejudique a aderência com o material de reparo (SOUZA & RIPPER, 1998).

Como descrito no item 2.2.4, nos esgotos são produzidos o gás sulfídrico que quando em contato com o ar é transformado em ácido sulfúrico pela ação de bactérias, este último provoca decomposição da pasta de cimento endurecido. Além deste, segundo Lins (2010, p. 43), como resultado da atividade anaeróbia, nos esgotos são formados o gás metano e gás carbônico. Já em estações de tratamento de água são vários os contaminantes presentes na água que podem levar as estruturas de concreto armado à deterioração, como por exemplo os cloretos.

Portanto, os principais tipos de reparo utilizados em ambientes agressivos como por exemplo uma Estação de Tratamento de Esgoto (ETE), são reparos com argamassa e reparos com grout. Os reparos com argamassa podem ser feitos com argamassa de cimento e areia, argamassa com polímeros e argamassas epoxídicas, sendo esta última a mais indicada para reparos em unidades de saneamento, pois, segundo Souza e Ripper (1998, p. 133) as argamassas epoxídicas possuem elevadas resistência mecânica e química, apresentam excepcional aderência ao aço e ao concreto, e são recomendadas para recuperar elementos estruturais expostos a agentes agressivos. O grout é também considerado uma argamassa e pode ser a base mineral ou epóxi, obtém como principais características a grande fluidez, alta resistência em pouco tempo, não apresenta retração e é autoadensável. Além disso, o grout deve ser utilizado para reparos profundos e semiprofundos, sendo a superfície que será reparada preparada a úmido (SOUZA & RIPPER, 1998).

Com relação a reforços, estes são necessários quando ocorre falhas de projeto ou execução, mudança no uso da estrutura, ocorrência de acidentes, necessidade de aumento da capacidade resistente da estrutura devido a alguma deterioração, etc. (SOUZA & RIPPER, 1998).

As lajes, vigas e pilares são peças estruturais bastante sujeitas a deterioração principalmente quando em contato com água ou esgoto, e diante disto as vezes necessitam serem reforçadas.

As lajes recebem reforços na maioria das vezes em suas armaduras (negativas, positivas, de canto), o processo de execução se dá pela retirada do revestimento, apicoamento da face onde será reforçada, limpeza do local, posicionamento das novas armaduras e recobrimento destas com argamassa de base mineral ou grout, e ainda quando o reforço das armaduras não for suficiente, adota-se o aumento da face superior da laje por nova concretagem (SOUZA & RIPPER, 1998).

Já nas vigas o reforço se dá pelo aumento das armaduras longitudinais (positivas e/ou negativas), aumento das armaduras transversais (estribos), colagem de chapas de aço para aumentar a capacidade resistente a flexão ou cisalhamento, protensão exterior e também aumento da seção transversal de concreto (SOUZA & RIPPER, 1998). O procedimento para aumento das armaduras é semelhante ao das lajes, somente recomenda-se que no corte da viga seja deixado um espaço de 2,5 cm abaixo das armaduras existentes encontradas, e no reforço dos estribos, estes são colocados abertos, e fechados após sua amarração à armadura longitudinal. Após as armaduras posicionadas utiliza-se argamassa de base mineral ou epóxi para pequenos volumes ou concreto projetado para grandes áreas (SOUZA & RIPPER, 1998).

Nos pilares o processo não é diferente, executa-se o corte de todas as faces do pilar que se tem acesso, até que as armaduras fiquem aparentes, após isto, a limpeza da superfície cortada é essencial, posiciona-se então as novas barras, reconstitui-se a seção do concreto respeitando o cobrimento dos novos estribos. Vale ressaltar que a concretagem (quando no aumento das seções transversais) devem ser efetuadas por partes, de baixo para cima (SOUZA & RIPPER, 1998).

## **2.5 Unidades de Saneamento – aspectos de projeto**

Os projetistas, construtores e incorporadores são os principais responsáveis pelos valores teóricos de vida útil de projeto em uma estrutura, porém não podem se responsabilizar

pelo valor atingido de vida útil uma vez que este depende de fatores fora de seu controle, como alterações climáticas níveis de poluição do local, correto uso e operação do edifício, etc. (ABNT-NBR15575, 2013).

A NBR 15575 item 14.2.1 (ABNT, 2013) apresenta conforme a Tabela 01, os valores mínimos teóricos de vida útil que um projeto deve especificar.

Tabela 01 – Vida Útil de Projeto.

<b>Sistema</b>	<b>VUP mínima (anos)</b>
Estrutura	$\geq 50$
Pisos internos	$\geq 13$
Vedação vertical externa	$\geq 40$
Vedação vertical interna	$\geq 20$
Cobertura	$\geq 20$
Hidrossanitário	$\geq 20$

Fonte: (Adaptado de ABNT-NBR15575, 2013).

A NBR 15575 item 14.2.1 (ABNT, 2013) ainda classifica que o projeto “[...] deve ser elaborado para que os sistemas tenham uma durabilidade potencial compatível com a Vida Útil de Projeto (VUP).”

Devido as condições de exposição que se encontram unidades operacionais de saneamento como em Estações de Tratamento de Esgoto (ETE) e Estações de Tratamento de Água (ETA), deve-se adotar, nos projetos estruturais, parâmetros favoráveis para melhor durabilidade e vida útil dessas estruturas, além de atender as normas vigentes pela NBR 6118:2014 com relação aos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço da edificação.

## 2.5.1 Parâmetros de dimensionamento

### 2.5.1.1 Concreto – Agressividade e Qualidade

A NBR 6118 item 6.4.2 (ABNT, 2014) apresenta quatro classificações de agressividade ambiental que pode ser avaliada segundo as condições de exposição da estrutura, conforme mostrado na Tabela 02.

Tabela 02 – Classe de agressividade ambiental (CAA).

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

<sup>a</sup> 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 ambientais com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>b</sup> 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 ou menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: (Adaptado de ABNT-NBR6118, 2014).

Vale ressaltar que poderá ser considerada classes mais agressivas do que as apresentadas na Tabela 02 (ABNT-NBR6118, 2014).

Com relação a resistência do concreto a compressão e fator água/cimento, a NBR 12655 item 5.2.2.2 (ABNT, 2015) apresenta de acordo com a Tabela 03, a máxima relação água/cimento e a mínima resistência característica a compressão para condições especiais de exposição.

Tabela 03 – Requisitos para concreto em condições especiais de exposição.

Condições de exposição	Máxima relação água/cimento, em massa, para concreto com agregado normal	Mínimo valor de $f_{ck}$ (para concreto com agregado normal ou leve) Mpa
Condições em que é necessário um concreto de baixa permeabilidade a água, por exemplo, em caixas d'água.	0,50	35
Exposição a processos de congelamento e descongelamento em condições de umidade ou a agentes químicos de degelo.	0,45	40

Exposição a cloretos provenientes de agentes químicos de degelo, sais, água salgada, água do mar, ou respingos ou borrifação desses agentes.	0,45	40
--	------	----

Fonte: (Adaptado de ABNT-NBR12655, 2015).

A NBR 12655 item 5.2.2.3 (ABNT, 2015) ainda destaca que os concretos expostos a soluções contendo sulfatos devem ser preparados com cimento resistente a sulfato (conforme descrito no item 2.2.3.1) e atender os requisitos referentes a relação água/cimento e a mínima resistência característica a compressão conforme Tabela 04.

Tabela 04 – Requisitos para concreto exposto a soluções contendo sulfatos.

Condições de exposição em função da agressividade	Máxima relação água/cimento, em massa, para concreto com agregado normal <sup>a</sup>	Mínimo $f_{ck}$ (para concreto com agregado normal ou leve) Mpa
Fraca	Tabela 2 (NBR12655)	Tabela 2 (NBR12655)
Moderada <sup>b</sup>	0,50	35
Severa <sup>c</sup>	0,45	40

<sup>a</sup> Baixa relação água/cimento ou elevada resistência podem ser necessárias para a obtenção de baixa permeabilidade do concreto ou proteção contra a corrosão da armadura ou proteção a processos de congelamento e degelo.

<sup>b</sup> A água do mar é considerada para efeito do ataque de sulfatos como condição de agressividade moderada, embora o seu conteúdo de  $SO_4$  seja acima de 1500 ppm, devido ao fato de que a etringita é solubilizada na presença de cloretos.

<sup>c</sup> Para condições severas de agressividade, devem ser obrigatoriamente usados cimentos resistentes a sulfatos.

Fonte: (Adaptado de ABNT-NBR12655, 2015).

Algumas concessionárias como a Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA), que além de atender as normas vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), atende também a uma norma interna de sua autoria identificada T175 – Norma para Projeto e Execução de Estruturas de Concreto para Obras de Saneamento. Esta última apresenta a classe de agressividade ambiental de acordo com a Tabela 05.

Tabela 05 – Classe de Agressividade ambiental (COPASA).

	<b>Grau</b>	<b>Tipo de Estrutura</b>
<b>Classe de agressividade</b>	<b>I</b>	Edificações em áreas rurais, blocos de ancoragem e estruturas de fundação Mediante avaliação caso a caso, os elementos em contato como solo poderão ser enquadrados em outra CAA.
	<b>II</b>	Edificações em áreas urbanas.
	<b>III</b>	Unidades para tratamento e armazenamento de <b>água</b> .
	<b>IV</b>	Unidades para tratamento de <b>esgoto</b> .

Fonte: (Adaptado de COPASA-T.175/2, 2014, p. 11).

Nos projetos estruturais desenvolvidos para as unidades de saneamento em concreto armado da COPASA, devem ser adotados os parâmetros apresentados na Tabela 06 com relação água/cimento e resistência característica a compressão do concreto. Além destes parâmetros, o agregado graúdo a ser utilizado na produção do concreto deve ser de preferência brita calcária, para estruturas em contato com esgoto, e granito ou gnaisse para estruturas em contato com água (COPASA, 2014).

Tabela 06 – Qualidade do Concreto (COPASA).

<b>Parâmetros</b>	<b>Tipo</b>	<b>Classe III</b>	<b>Classe IV</b>
		<b>Unid. para Tratam. Água</b>	<b>Unid. para Tratam. Esgoto</b>
Relação a/c	CA ou CP	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de Concreto ( $f_{ck}$ )	CA ou CP	$\geq C35$	$\geq C40$
		CA – Concreto Armado	CP – Concreto Protendido

Fonte: (Adaptado de COPASA-T.175/2, 2014, p. 11).

O consumo mínimo de cimento por metro cúbico de concreto em correspondência com a classe de agressividade em que a estrutura se encontra, está apresentado na Tabela 07. (ABNT-NBR12655, 2015).

Tabela 07 – Consumo mínimo de cimento.

<b>Consumo de cimento por metro cúbico de concreto (<math>Kg/m^3</math>)</b>	<b>Tipo</b>	<b>Classe de agressividade</b>			
		<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>
	CA ou CP	$\geq 260$	$\geq 280$	$\geq 320$	$\geq 360$
		CA – Concreto Armado	CP – Concreto Protendido		

Fonte: (Adaptado de ABNT-NBR12655, 2015).

### 2.5.1.2 Cobrimento da armadura

O cobrimento da armadura, quando bem executado com um concreto de alta compactidade, teor adequado de argamassa e homogêneo, este pode proteger a armadura contra a corrosão, proteção esta que baseia no impedimento do progresso da corrosão através de uma barreira física e uma proteção de natureza química (HELENE, 1993).

A NBR 6118 item 7.4.7.6 (ABNT, 2014) apresenta a correspondência entre o cobrimento nominal para  $\Delta c$  (tolerância de execução) = 10 mm em estruturas de concreto armado e protendido, conforme Tabela 08.

Tabela 08 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm.

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

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

<sup>b</sup> 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 elevados desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5 da NBR 6118 (2014), respeitando um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> 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 químicos e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: (Adaptado de ABNT-NBR6118, 2014).

Vale ressaltar, que em elementos estruturais pré-fabricados, os valores de cobrimento dispostos na Tabela 08, devem seguir o disposto na ABNT NBR 9062 (ABNT-NBR6118, 2014).

Algumas exigências devem ser respeitadas quando se tratar de unidades de saneamento dimensionadas para COPASA, onde esta estabelece que os valores de cobrimento

das armaduras devam ser informados em todos os desenhos de armação e devem atender os valores especificados na Tabela 09.

Tabela 09 – Cobrimento da Armadura (COPASA).

<b>Estrutura</b>	<b>Componente ou elemento</b>	<b>Cobrimento Nominal</b>
Classe III – Unidade para Tratam. <b>Água</b>	Laje de Fundo	3,5 cm
	Paredes, vigas e pilares	4,0 cm
	Vigas superiores e face inferior da laje de cobertura	4,5 cm
Classe IV – Unidade para Tratam <b>Esgoto</b>	Laje	4,5 cm
	Paredes, vigas e pilares	5,0 cm

Fonte: (Adaptado de COPASA-T.175/2, 2014, p. 12).

### 2.5.1.3 Limites de fissuração

A NBR 6118 item 13.4 (ABNT, 2014) destaca que “A fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração [...]”. Portanto, a fissuração é fator de extrema importância em uma estrutura, tanto para a proteção das armaduras contra a corrosão, como para a proteção do concreto ao ataque de agentes agressores.

Visando garantir proteção adequada das armaduras contra corrosão, a NBR 6118 item 13.4.2 (ABNT, 2014), apresenta algumas exigências relativas à fissuração em função da classe de agressividade, conforme Tabela 10.

Tabela 10 – Limites de fissuração em função da classe de agressividade.

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

<sup>a</sup> A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com  $a_p = 50$  mm

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se no item 3.2 da 6118, 2014.

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

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

Fonte: (Adaptado de ABNT-NBR6118, 2014).

#### 2.5.1.4 Ações e cargas a considerar

A NBR 6120 (ABNT, 1980) tem como objetivo fixar “[...] as condições exigíveis para determinação dos valores de cargas que devem ser consideradas no projeto de estrutura de edificações, qualquer que seja sua classe e destino [...]”. Portanto, além das condições específicas de cargas apresentadas na NBR 6120 que devem ser levadas em conta, a COPASA apresenta alguns valores de massa específica apresentados na Tabela 11, que devem ser utilizadas no projeto de suas unidades de saneamento.

Tabela 11 – Massa específica a considerar (COPASA).

<b>Descrição</b>	<b>Massa específica (t/m<sup>3</sup>)</b>
Água, esgoto bruto	1,00
Lodo digerido, aeróbio	1,05
Lodo digerido, anaeróbio	1,15
Lodo de filtro a vácuo	1,20

Fonte: (Adaptado de COPASA-T.175/2, 2014, p. 12).

Todas as especificações de carga e massas específicas deverão ser registradas em desenho.

### 3 MATERIAL E MÉTODO

Neste capítulo, apresenta-se o material e procedimentos realizados para o levantamento de dados do estudo de caso realizado na Estação de Tratamento de Esgoto Santana, situada no Município de Varginha/MG. O então estudo foi realizado no período de 20/04/2016 a 10/05/2016.

Inicialmente foi feito a identificação do local, onde retirou-se dados apresentados na Licença de Operação Corretiva da ETE Santana.

Posteriormente foi feito a classificação ambiental do local, de acordo com revisão da literatura apresentada no item 2.5.1.1 deste conteúdo.

Para estimativa das possíveis consequências e levantamento dos sintomas patológicos, foi feita visita no local, realizando levantamento visual e fotográfico da estrutura deteriorada, medições das vigas e armaduras, e ainda foi coletado uma amostra de concreto da peça deteriorada para análise em laboratório químico, afim de determinar o teor de sulfatos presente na amostra.

O método utilizado no laboratório foi baseado ao método descrito no item 2.2.3.1 deste conteúdo, e os principais equipamentos e reagentes utilizados foram: balança de precisão, agitador, aparelho de filtração a vácuo, phmetro de bancada, estufa, béquer 400 ml, proveta 100 ml, pipeta volumétrica, bastão de vidro, funil, cadinho de porcelana, tubo de ensaio, água destilada, ácido clorídrico (HCl), cloreto de bário ( $\text{BaCl}_2$ ), nitrato de prata ( $\text{AgNO}_3$ ).

## 4 ESTUDO DE CASO

### 4.1 Identificação do local

O estudo de caso foi realizado na Estação de tratamento de Esgoto Santana, localizado na Rua Zeca Ponciano, s/n, Bairro Jardim Resende, em Varginha/MG. A ETE Santana obteve-se sua licença de operação em 2001, e possui capacidade de tratamento de 249,51<sup>1</sup> litros por segundo, podendo atender uma população de 105257 habitantes. O empreendimento é composto por quatro reatores anaeróbios de fluxo ascendente e manta de lodo, onde um deles apresenta-se em processo de deterioração na laje de cobertura que foi implantada com o intuito de minimizar a exalação de maus odores.

Figura 14 – Lajes ETE Santana.



Fonte: o autor.

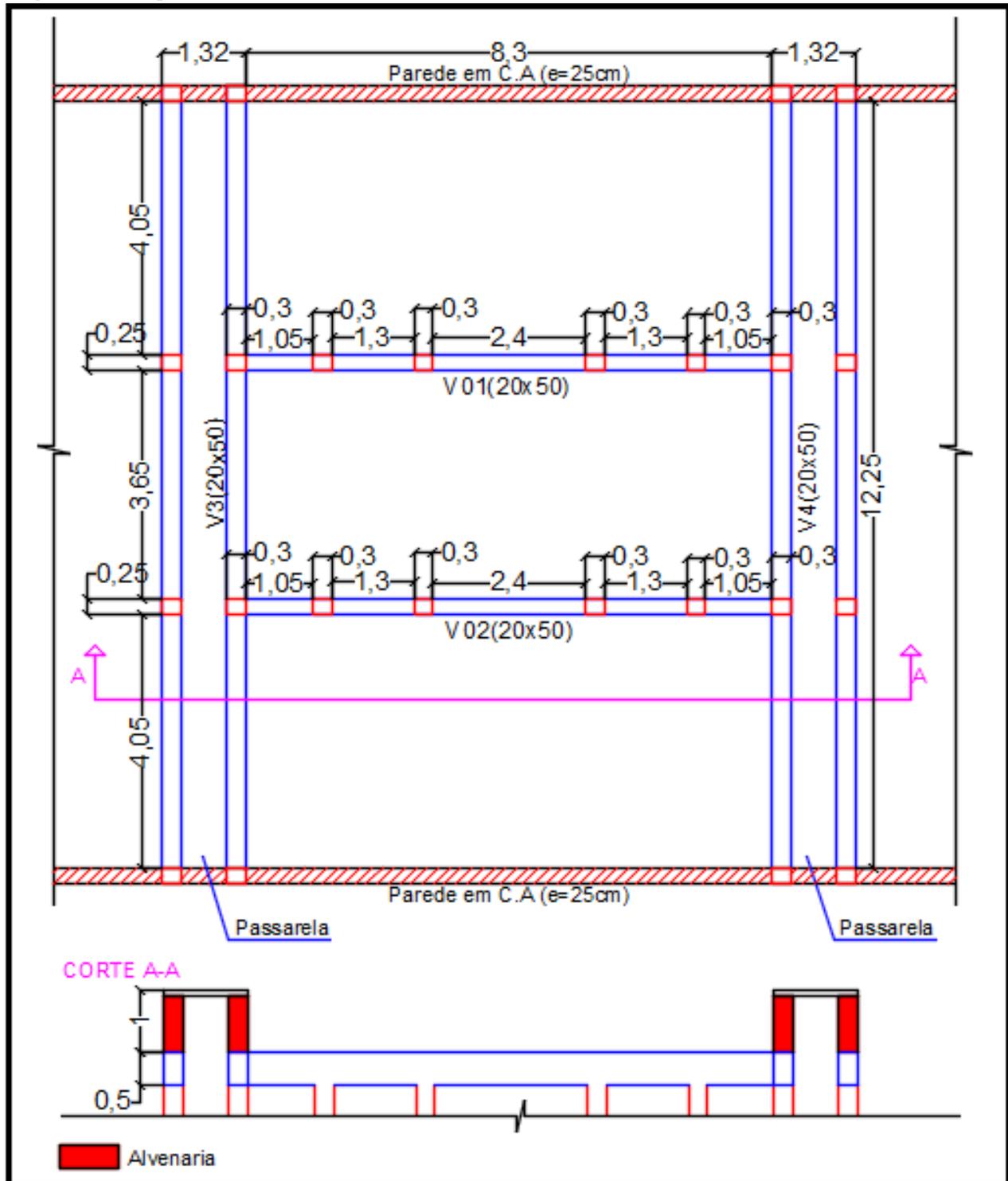
A laje em questão possui vão interno de 8,30 x 12,25 m, apoia-se sobre vigas e paredes em concreto armado, conforme apresentado na Figura 15.

As vigas deterioradas (viga 01, 02, 03 e 04) possuem atualmente seção transversal de aproximadamente 20x50 cm e se apoiam em pilares de seção transversal 30x25 cm.

---

<sup>1</sup> Dado encontrado na LO (Licença de Operação) da ETE Santana.

Figura 15 – Croqui da estrutura.



Fonte: o autor.

## 4.2 Classificação do ambiente

Por se tratar de uma Estação de Tratamento de Esgoto, o ambiente se caracteriza com agressividade muito forte devido aos gases produzidos pela ação de bactérias aeróbicas que habitam na superfície do esgoto, portanto, o ambiente se encaixa na classe de agressividade IV apresentada na Tabela 01 do item 2.5.1.1.

## 4.3 Levantamento visual da estrutura deteriorada

Com a simples observação da estrutura deteriorada, pôde-se notar claramente com relação a laje afetada, que a mesma se encontrava em estado de desmoronamento devido ao avançado grau de deterioração, necessitando rapidamente ser demolida.

Figura 16 – Laje deteriorada de reator anaeróbio da ETE Santana.



Fonte: o autor.

Após a demolição da laje foi possível observar claramente as vigas de sustentação, e pôde-se notar que devido ao deslocamento do concreto causado pela deterioração, as vigas perderam todo o cobrimento das armaduras, os estribos foram corroídos restando apenas armaduras longitudinais, porém com grande perda de seção transversal.

Figura 17 – Vigas deterioradas de reator anaeróbio da ETE Santana.



Fonte: o autor.

#### 4.4 Estimativa das possíveis consequências dos danos

Com o levantamento visual da estrutura, pôde-se perceber que a deterioração se alastrou na parte interna do reator, ou seja, da face inferior da laje, pois na face superior da laje não apresentava nenhum tipo de fissuração ou desgaste. Diante destas observações, entende-se que o agente agressor é proveniente do esgoto, pois este alcança um nível bastante próximo à estrutura em questão, conforme apresentado na Figura 18.

Figura 18 – Reator anaeróbio em funcionamento.



Fonte: o autor.

#### 4.5 Levantamento dos sintomas patológicos

Analisando a estrutura deteriorada, pode-se notar que esta apresentava um sintoma típico de agressão por sulfatos, visto que apresentava uma coloração esbranquiçada e forte deslocamento de concreto, causado pela reação do sulfato com os componentes do concreto gerando expansão, e conseqüentemente pressão interna, conforme descrito no item 2.2.3.1 deste conteúdo.

A pressão interna gerada no interior do concreto, faz com que ocorra um aumento nas aberturas das fissuras, o que facilita a entrada de  $\text{CO}_2$ , desencadeando também um processo de carbonatação, e com presença de umidade provoca corrosão das armaduras.

Figura 19 – Viga deteriorada na ETE Santana.



Fonte: o autor.

#### 4.6 Identificação de anomalias quanto a concepção da estrutura

Por questões internas da COPASA, não foi disponibilizado nenhum projeto referente à estrutura estudada, porém, no processo de demolição da laje pode-se notar que esta foi do tipo pré-moldada e o elemento de enchimento utilizado foi isopor, sendo inviável esse tipo de estrutura devido à alta agressividade do ambiente.

Com relação às vigas, não foi possível observar se o cobrimento das armaduras obedeceu aos valores apresentados na Tabela 08 do item 2.5.1.2 deste conteúdo, pois com o deslocamento do concreto as armaduras ficaram totalmente expostas.

#### 4.7 Determinação do teor de sulfatos

Foi realizado um ensaio em laboratório, para identificar em uma amostra de concreto retirada da viga deteriorada, se continha a presença de sulfatos proveniente do esgoto, e se a quantidade presente se encontrava dentro do limite estabelecido pela NBR 7211, conforme descrito no item 2.2.3.1 deste conteúdo.

##### 4.7.1 Preparação da amostra

Primeiramente foi feita uma análise qualitativa, a amostra de concreto foi triturada manualmente e peneirada. Após este procedimento, retirou-se uma amostra de finos passantes pela peneira de 300 microns e pesou-se 50 gramas para realização da análise.

Figura 20 – Pesagem da amostra.

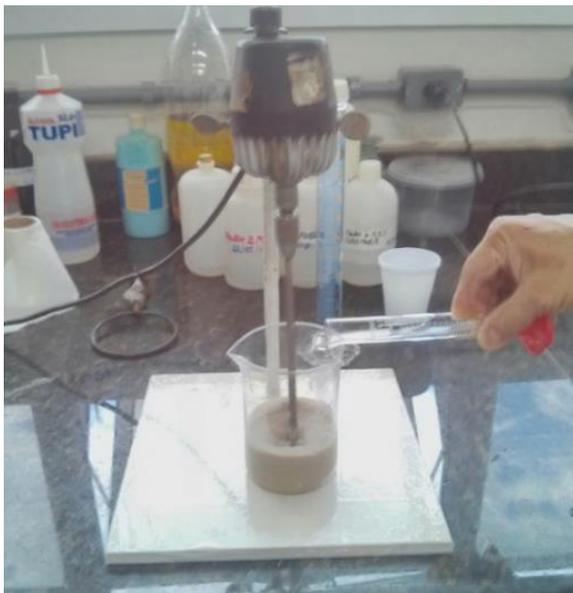


Fonte: o autor.

##### 4.7.2 Solubilização do sulfato

O próximo passo, foi adicionar na amostra uma solução de água com ácido clorídrico (HCl), sendo 75 ml de água destilada e 25 ml de ácido clorídrico (HCl). Deixou-se misturando no agitador por aproximadamente 1 hora, com o intuito de solubilizar o sulfato presente na amostra.

Figura 21 – Agitação da amostra.



Fonte: o autor.

Após a agitação, foi realizada a filtração no aparelho de filtração a vácuo, obtendo então a amostra solubilizada.

#### 4.7.3 Verificação da presença de sulfato

Com a amostra solubilizada, o próximo passo foi adicionar 2,5 ml de cloreto de bário ( $\text{BaCl}_2$ ) em 25 ml da amostra e agitar a uma temperatura de aproximadamente  $80^\circ\text{C}$ , por aproximadamente 1 hora, com o intuito de verificar se realmente havia a presença de sulfato na amostra, finalizando a análise qualitativa.

Figura 22 – Análise da presença de sulfato na amostra.



Fonte: o autor

#### 4.7.4 Filtragem, secagem e pesagem

Neste procedimento iniciou-se a análise quantitativa, a amostra foi filtrada em cadinho de porcelana com o aparelho de filtração a vácuo, após este processo adicionou-se duas gotas de nitrato de prata ( $\text{AgNO}_3$ ) para verificar se havia a presença de cloretos. Pela turbidez apresentada, percebeu-se a presença de cloretos, portanto repetiu-se a filtração até não apresentar mais turbidez na amostra.

Após a filtragem, levou-se o cadinho em estufa para secagem por um tempo de aproximadamente 1 hora.

Antes e após a filtragem, o cadinho foi pesado para determinar a massa de sulfato de bário ( $\text{BaSO}_4$ ), finalizando a análise quantitativa.

#### 4.8 Resultados

Ao adicionar os 25 ml de ácido clorídrico ( $\text{HCl}$ ) na amostra, observou-se a liberação de dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) e também notou-se a presença de gás sulfídrico, devido ao mau odor liberado, significando inicialmente a presença de sulfato.

Na verificação, após adicionar o cloreto de bário ( $\text{BaCl}_2$ ), pôde-se observar com clareza pela turbidez apresentada na mistura, que continha a presença de sulfato. Com a decantação do sulfato de bário ( $\text{BaSO}_4$ ) resultante da reação, obteve-se então através do processo de filtragem, secagem e pesagem, a massa de sulfato de bário presente na amostra conforme apresentado na Tabela 12.

Tabela 12 – Massa de  $\text{BaSO}_4$  presente na amostra.

	Antes filtragem (g)	Após filtragem (g)	$\text{BaSO}_4$ (g)
<b>Cadinho</b>	25,5560	26,0399	0,4839

Fonte: o autor.

Com os seguinte cálculo foi possível determinar a massa pura de sulfato presente na amostra.

- Massa molecular do Bário ( $\text{Ba}$ ) = 137,32
- Massa molecular do Sulfato ( $\text{SO}_4$ ) = 96,08
- Massa molecular do sulfato de bário ( $\text{BaSO}_4$ ) = 233,40

$$\therefore 233,40 = 100 \%$$

$$96,08 = X$$

$$\therefore X = 41,16 \%$$

Amostra (50 g) =  $0,4839\text{g} \times 4 \times 0,4116 = 0,79670$  g de sulfato puro.

Com as análises dos dados levantados no estudo de caso, obteve-se como resultado principal, que o agente agressor foi o sulfato proveniente do esgoto, que apresentou na amostra, um teor maior que 0,2 %, acima do limite normativo conforme descrito no item 2.2.3.1 deste conteúdo.

## **5 INDICATIVO DE SOLUÇÃO**

Com relação à estrutura, as vigas se encontram em estado de colapso, não sendo viável sua recuperação. Diante das condições da estrutura, a solução mais viável é retirar as vigas deterioradas e executar um novo projeto de vigas e laje, sendo esta última do tipo maciça, obedecendo todos os parâmetros de dimensionamento exigíveis pelas normas vigentes, e pela própria Concessionária COPASA.

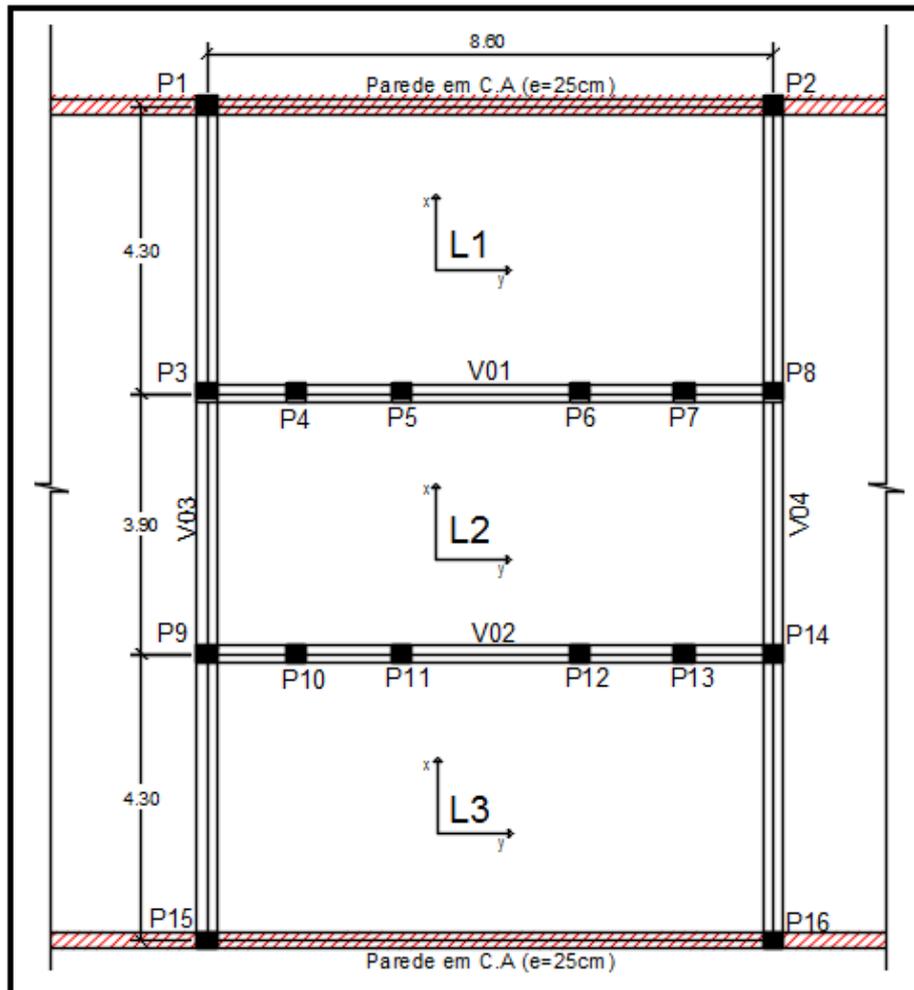
## 6 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES E VIGAS

### 6.1 Dados iniciais

A forma das lajes, com todas as dimensões necessárias, encontra-se na Figura 23. Os parâmetros utilizados para dimensionamento foram:

- Classe de agressividade ambiental IV (conforme tabela 02 e tabela 05 do item 2.5.1.1 deste conteúdo);
- Relação água/cimento = 0,45 (conforme Tabela 04 e Tabela 06 do item 2.5.1.1 deste conteúdo);
- $f_{ck} = 40$  MPa (conforme Tabela 04 e Tabela 06 do item 2.5.1.1 deste conteúdo);
- Dimensão máxima do agregado graúdo = 19 mm (brita calcária);
- Aço CA-50 e/ou aço CA-60;
- Tipo de cimento = Cimento Portland de alto-forno (CPIII);
- Consumo de cimento  $\geq 360$  kg/m<sup>3</sup> (conforme Tabela 07 do item 2.5.1.1 deste conteúdo);
- Cobrimento nominal das armaduras da laje = 45 mm (conforme Tabela 08 e Tabela 09 do item 2.5.1.2 deste conteúdo);
- Cobrimento nominal das armaduras das vigas = 50 mm (conforme Tabela 08 e Tabela 09 do item 2.5.1.2 deste conteúdo);
- Fissuração máxima = 0,2 mm - combinação frequente (conforme Tabela 10 do item 2.5.1.3 deste conteúdo).

Figura 23 – Planta de forma.



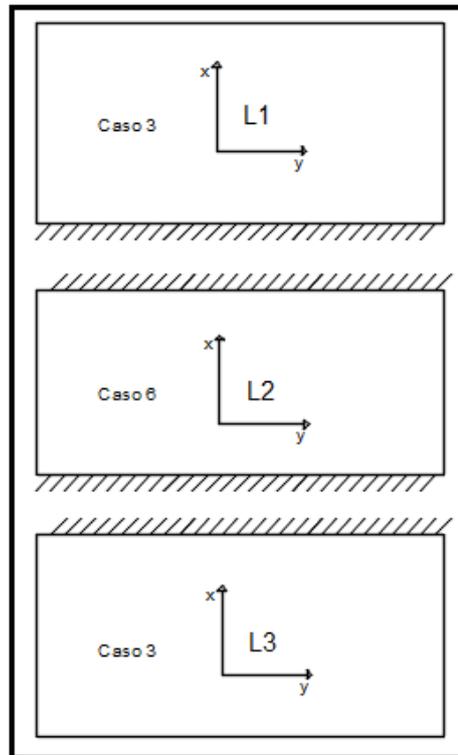
Fonte: o autor.

## 6.2 Lajes

### 6.2.1 Vinculação

As lajes L1, L2 e L3 do reator foram consideradas isoladas conforme o esquema estrutural apresentado na Figura 24. As lajes L1 e L3, com uma borda engastada e as demais simplesmente apoiadas, são do tipo 3, enquanto a laje L2, com duas bordas engastadas e as demais simplesmente apoiadas, são do tipo 6, conforme descrito por Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 300).

Figura 24 – Vinculação das lajes.



Fonte: o autor.

### 6.2.2 Pré-dimensionamento da altura das lajes

Para o pré-dimensionamento da altura das lajes foi utilizado a expressão 6.1.

$$d \cong (2,5 - 0,1 \cdot n)l^* \quad (6.1)$$

Em que:

$d$  – altura útil da laje (cm);

$n$  – número de bordas engastadas da laje;

$l^*$  - dimensão da laje assumida da seguinte forma:

$$l^* \leq \begin{cases} l_x \\ 0,7l_y \end{cases}$$

Com  $l_x \leq l_y$  e  $l^*, l_x$  e  $l_y$  em metro.

Assim:

$$d_{L1=L3} \cong (2,5 - 0,1 \times 1,0) \times 4,30$$

$$d_{L1=L3} \cong 10,32 \therefore 10,50 \text{ cm}$$

$$d_{L2} \cong (2,5 - 0,1 \times 2,0) \times 3,94$$

$$d_{L2} \cong 9,06 \therefore 9,0 \text{ cm}$$

Portanto, considerando inicialmente barras de  $\varnothing$  10,0 mm, foi possível determinar a altura  $h$  da laje, somando-se a altura útil  $d$  encontrada, o cobrimento (4,5 cm) mais uma vez e meia o diâmetro da barra longitudinal, resultando:

$$h_{L1=L3} = 10,5 + 4,5 + (1,5 \times 1,0) = 16,50 \text{ cm}$$

$$h_{L2} = 9,0 + 4,5 + (1,5 \times 1,0) = 15,00 \text{ cm}$$

Foi adotado para todas as lajes o valor de 15,0 cm.

### 6.2.3 Cálculo das cargas atuantes

Foram considerados os seguintes dados para cálculo das cargas atuantes nas lajes:

- $\gamma_{conc. armado} = 25 \text{ kN/m}^3$  (ABNT-NBR6120, 1980, p. 2);
- $\gamma_{argam. regul} = 21 \text{ kN/m}^3$  (ABNT-NBR6120, 1980, p. 2);
- $\gamma_{argam. revest.} = 19 \text{ kN/m}^3$  (ABNT-NBR6120, 1980, p. 2);
- Espessura da argamassa de regularização = 1,5 cm;
- Espessura da argamassa de revestimento = 1,5 cm;
- Carga acidental: Terraços sem acesso ao público (ABNT-NBR6120, 1980, p. 4):  $q = 2,0 \text{ KN/m}^2$ .

Assim:

$$g_1 = h \cdot \gamma_{conc} = 0,15 \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

$$g_2 = (e_{arg_{reg}} \cdot \gamma_{arg_{reg}}) + (e_{arg_{rev}} \cdot \gamma_{arg_{rev}})$$

$$g_2 = (0,015 \cdot 21) + (0,015 \cdot 19) = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{total} = g_1 + g_2 + q = 3,75 + 0,60 + 2,00 = 6,35 \text{ kN/m}^2$$

### 6.2.4 Cálculo dos momentos

Os momentos fletores máximos foram determinados pelas expressões 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5.

a) Momentos fletores máximos positivos, nas direções x e y:

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (6.2)$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (6.3)$$

b) Momentos fletores máximos negativos, nas direções x e y:

$$x_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (6.4)$$

$$x_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (6.5)$$

Em que:

$l_x$  – menor vão da laje (placa);

$\mu_x, \mu_y, \mu'_x, \mu'_y$  - coeficientes fornecidos nas tabelas 01, 02 e 03 do anexo D deste conteúdo.

Assim:

$$m_{x,L1=L3} = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 6,51 \cdot \frac{6,35 \cdot 4,30^2}{100} = 7,6435 \text{ kN.m/m} = 764,35 \text{ kN.cm/m}$$

$$m_{y,L1=L3} = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 1,48 \cdot \frac{6,35 \cdot 4,30^2}{100} = 1,7377 \text{ kN.m/m} = 173,77 \text{ kN.cm/m}$$

$$x_{x,L1=L3} = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 12,34 \cdot \frac{6,35 \cdot 4,30^2}{100} = 14,4885 \text{ kN.m/m} = 1448,85 \text{ kN.cm/m}$$

$$m_{x,L2} = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 4,18 \cdot \frac{6,35 \cdot 3,90^2}{100} = 4,0372 \text{ kN.m/m} = 403,72 \text{ kN.cm/m}$$

$$m_{y,L2} = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 0,97 \cdot \frac{6,35 \cdot 3,90^2}{100} = 0,9368 \text{ kN.m/m} = 93,68 \text{ kN.cm/m}$$

$$x_{x,L2} = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 8,33 \cdot \frac{6,35 \cdot 3,90^2}{100} = 8,0454 \text{ kN} \cdot \text{m/m} = 804,54 \text{ kN} \cdot \text{cm/m}$$

### 6.2.5 Determinação das armaduras longitudinais

As armaduras longitudinais foram determinadas considerando uma faixa de laje com largura de 1,0 m, utilizando as expressões 6.6 e 6.7.

$$Kmd = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (6.6)$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (6.7)$$

Em que:

$M_d = M \cdot \gamma_f \rightarrow \gamma_f = 1,4$  – Momento fletor solicitante de cálculo;

$K_z$  - valor adimensional que pode ser encontrado na tabela 01 do anexo E;

$d$  – altura útil;

$M$  - Momento fletor atuante;

$b_w$  – largura da seção transversal considerada;

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \rightarrow \gamma_s = 1,15$  - tensão (resistência) de escoamento de cálculo do aço;

$f_{yk}$  - resistência característica do aço à tração.

Assim:

$$kmd_{mx,L1=L3} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 764,35}{100 \cdot (15 - 6)^2 \cdot 4/1,4} = 0,046 \rightarrow \begin{cases} k_x = 0,070 - ok \\ k_z = 0,972 \end{cases}$$

$$kmd_{my,L1=L3} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 173,77}{100 \cdot (15 - 6)^2 \cdot 4/1,4} = 0,010 \rightarrow \begin{cases} k_x = 0,016 - ok \\ k_z = 0,994 \end{cases}$$

$$kmd_{xx,L1=L3} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 1448,85}{100 \cdot (15 - 6)^2 \cdot 4/1,4} = 0,087 \rightarrow \begin{cases} k_x = 0,136 - ok \\ k_z = 0,945 \end{cases}$$

$$kmd_{mx,L2} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 403,72}{100 \cdot (15 - 6)^2 \cdot 4/1,4} = 0,024 \rightarrow \begin{cases} k_x = 0,036 - ok \\ k_z = 0,985 \end{cases}$$

$$kmd_{my,L2} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 93,68}{100 \cdot (15 - 6)^2 \cdot 4/1,4} = 0,0057 \rightarrow \begin{cases} k_x = 0,008 - ok \\ k_z = 0,997 \end{cases}$$

$$kmd_{xx,L2} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 804,54}{100 \cdot (15 - 6)^2 \cdot 4/1,4} = 0,048 \rightarrow \begin{cases} k_x = 0,074 - ok \\ k_z = 0,971 \end{cases}$$

OBS:  $k_{x,limite} = 0,45$  (ABNT NBR 6118, 2014, p. 91).

$$A_{s,mx,L1=L3} = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 764,35}{0,972 \cdot (15 - 6) \cdot 50/1,15} = 2,81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,my,L1=L3} = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 173,77}{0,994 \cdot (15 - 6) \cdot 50/1,15} = 0,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,xx,L1=L3} = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 1448,85}{0,945 \cdot (15 - 6) \cdot 50/1,15} = 5,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,mx,L2} = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 403,72}{0,985 \cdot (15 - 6) \cdot 50/1,15} = 1,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,my,L2} = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 93,68}{0,997 \cdot (15 - 6) \cdot 50/1,15} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,xx,L2} = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 804,54}{0,971 \cdot (15 - 6) \cdot 50/1,15} = 2,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área de aço mínima para concreto com  $f_{ck} = 40$  MPa e uma faixa de laje de 1,0 m, segundo a ABNT NBR 6118 (2014) deve ser:

$$A_{s,m,mínima} = 0,67 \cdot 0,179 \cdot h = 0,67 \cdot 0,179 \cdot 15 = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,x,mínima} = 0,179 \cdot h = 0,179 \cdot 15 = 2,69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Dessa forma, a armadura final para cada momento será:

$$A_{s,mx,L1=L3} = 2,81 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Ø}8,0 \text{ mm } c/18$$

$$A_{s,my,L1=L3} = 1,80 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Ø}6,3 \text{ mm } c/17$$

$$A_{s,xx,L1=L3} = 5,48 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Ø}10,0 \text{ mm } c/15$$

$$A_{s,mx,L2} = 1,80 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{Ø}6,3 \text{ mm } c/17$$

$$A_{s,my,L2} = 1,80 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \emptyset 6,3 \text{ mm } c / 17$$

$$A_{s,xx,L2} = 2,96 \frac{cm^2}{m} \rightarrow \emptyset 8,0 \text{ mm } c / 17$$

### 6.2.6 Reação das lajes nas vigas

O cálculo das reações foi feito através das expressões (6.8), (6.9), (6.10) e (6.11) onde  $K_x$  e  $K_y$ , que são coeficientes para o cálculo das reações, foram definidos de acordo com o tipo de apoio das lajes e fator  $\lambda$ , dados na Tabela 01, 02 e 03 do Anexo F, conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p.344).

$$q_x = k_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (6.8)$$

$$q_y = k_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (6.9)$$

$$q'_x = k'_x \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (6.10)$$

$$q'_y = k'_y \cdot p \cdot \frac{l_x}{10} \quad (6.11)$$

Assim, como representado na figura 25:

$$q_{x,L1=L3} = 2,99 \cdot 6,35 \cdot \frac{4,30}{10} = 8,16 \text{ KN/m}$$

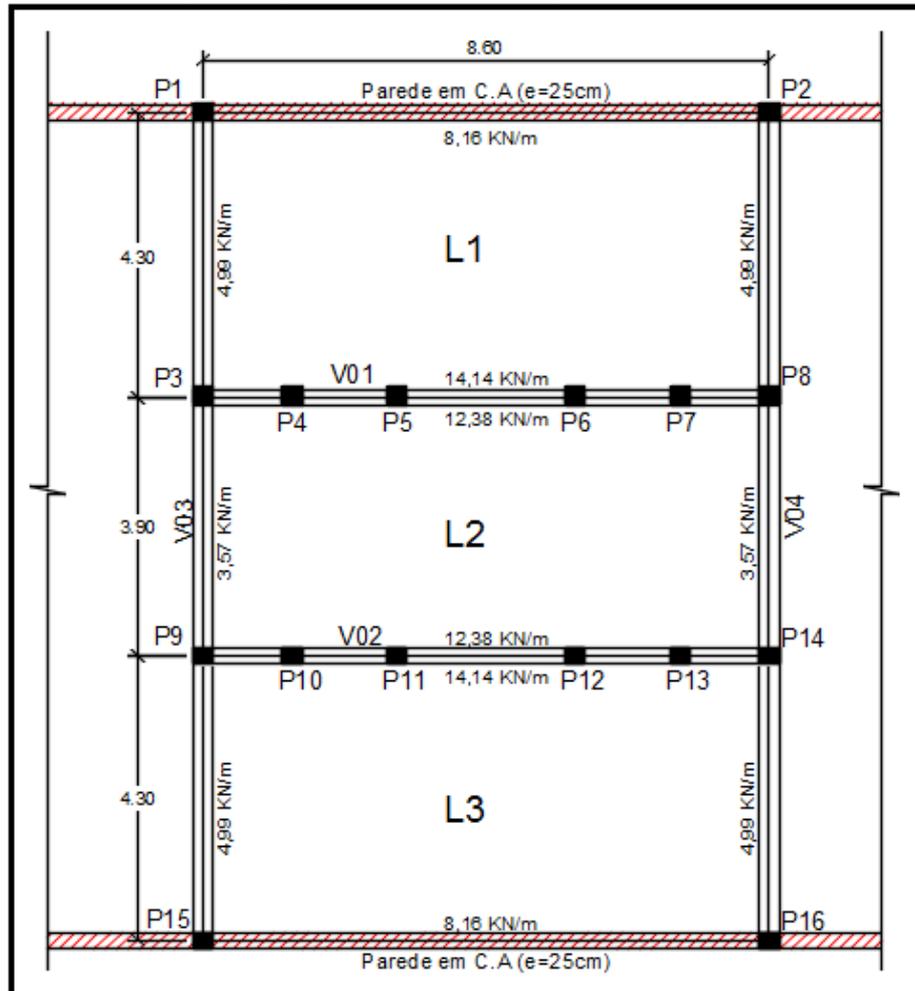
$$q_{y,L1=L3} = 1,83 \cdot 6,35 \cdot \frac{4,30}{10} = 4,99 \text{ KN/m}$$

$$q'_{x,L1=L3} = 5,18 \cdot 6,35 \cdot \frac{4,30}{10} = 14,14 \text{ KN/m}$$

$$q'_{x,L2} = 5,00 \cdot 6,35 \cdot \frac{3,90}{10} = 12,38 \text{ KN/m}$$

$$q_{y,L2} = 1,44 \cdot 6,35 \cdot \frac{3,90}{10} = 3,57 \text{ KN/m}$$

Figura 25 – Reações de apoio das lajes sobre as vigas.



Fonte: o autor.

### 6.2.7 Detalhamento da armadura longitudinal

Nas Figuras 26 e 27 estão os detalhamentos das armaduras longitudinais das lajes 01,02 e 03, assim como, armadura construtiva de borda para evitar o aparecimento de fissuras, posicionadas onde as lajes são simplesmente apoiadas e tem ligação com o apoio. A armadura construtiva de borda foi calculada conforme apresentado na Tabela 19.1 do item 19.3.3.2 da NBR6118 (ABNT, 2014, p. 158). Assim:

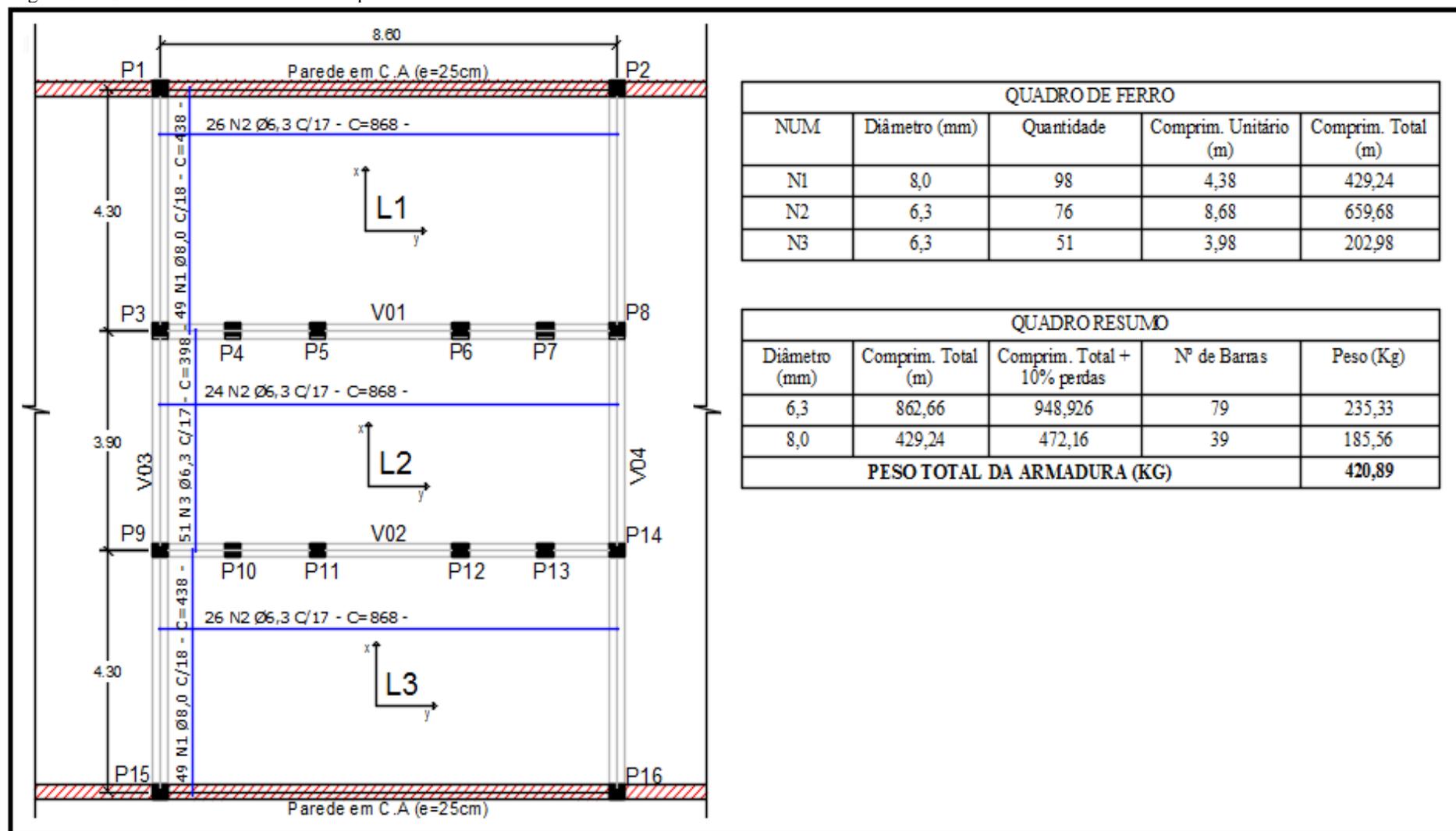
$$A_{s, const.} \geq 0,67 \cdot 0,179 \cdot h = 0,67 \cdot 0,179 \cdot 15 = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Ø}6,3 \text{ mm} \rightarrow A_s = 0,312 \text{ cm}^2$$

$$\therefore N_{barras} = \frac{1,80}{0,312} = 5,77 \text{ barras} \cong 6 \text{ barras/m}$$

$$\therefore \text{Ø}6,3 \text{ mm c/17}$$

Figura 26 – Detalhamento das armaduras positivas.



Fonte: o autor.



### 6.2.8 Verificação da necessidade de armadura de cisalhamento e da diagonal comprimida

Para verificar se havia necessidade de armadura de cisalhamento foi comparada a força cortante solicitante de cálculo ( $V_{sd}$ ) com a força resistente de projeto ( $V_{rd1}$ ). Para que não haja necessidade,  $V_{sd}$  (expressão 6.12) deve ser menor que  $V_{rd1}$  (expressão 6.13).

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V_S \quad (6.12)$$

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (6.13)$$

Em que:

$\gamma_f$  - é o coeficiente de ponderação das ações;

$V_S$  - é a máxima força cortante atuante sobre a laje;

$\tau_{rd}$  - é a tensão resistente de cálculo ao cisalhamento;

$k$  - é um coeficiente cujo valor é a diferença de 1,6 com a altura útil da laje ( $h_{laje} - d'$ );

$\rho_1$  - é a taxa geométrica de armadura longitudinal;

$\sigma_{cp}$  - é a tensão do concreto, igual a 0 pois não há força de compressão longitudinal na seção;

$b_w$  - é a largura da alma, no caso da laje maciça é de 100 cm, para que o cálculo seja feito por metro;

$d$  - é a altura útil da laje.

Para o cálculo da força cortante solicitante de cálculo ( $V_{sd}$ ), foi utilizado a máxima força cortante atuante sobre a laje igual a 14,14 KN/m, conforme apresentado no item 6.2.6 deste conteúdo. Assim:

$$V_{sd} = 1,4 \cdot 14,14 = 19,80 \text{ KN/m}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ck,inf}}{1,4} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4} = \frac{2,46}{1,4} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 1,75 = 0,44 \text{ MPa} = 0,044 \text{ KN/cm}^2$$

$$k = (1,6 - d) = (1,6 - 0,09) = 1,51 \geq 1$$

Para a laje modelo, a armadura longitudinal inferior é composta de barras de  $\varnothing 8,0$  mm ( $0,502 \text{ cm}^2$ ) a cada 18 cm, resultando em 6 barras por metro.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{6 \cdot 0,502}{100 \cdot 9} = 0,00335 \leq 0,02$$

Não há força de compressão longitudinal na seção, dessa forma:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = 0$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd1} = [0,044 \cdot 1,51 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00335) + 0,15 \cdot 0] \cdot 100 \cdot 9 = 79,77 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 19,80 \text{ KN} < V_{Rd1} = 79,77 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!}$$

Já para a verificação da biela de compressão, é comparada a força cortante solicitante de cálculo ( $V_{sd}$ ) com a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto ( $V_{rd2}$ ), onde  $V_{sd}$  deve ser inferior a  $V_{rd2}$  (expressão 6.14).

$$V_{rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \quad (6.14)$$

Em que:

$\alpha_{v1}$  - é definido pela expressão 6.15, e deve ser inferior ou igual a 0,5, caso seja superior deve ser adotado como igual a 0,5;

$f_{cd}$  - é a resistência de cálculo à compressão do concreto.

$$\alpha_{v1} = \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200}\right) \quad (6.15)$$

Assim:

$$\alpha_{v1} = \left(0,7 - \frac{40}{200}\right) = 0,5$$

$$V_{rd2} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{4,0}{1,4}\right) \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 9 = 578,57 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 19,80 < V_{rd2} = 578,57 \rightarrow OK!$$

### 6.2.9 Verificação de formação de fissuras (ELS-F)

A verificação da existência de fissuras foi feita comparando o maior momento fletor, em serviço, para combinação rara ( $m_{rara} = X_{x,L1=L3} = 1448,85 \text{ KN.cm}$ ), com o momento de fissuração  $M_r$ , dado pela expressão 6.16. (ABNT-NBR6118, 2014, p. 124, item 17.3.1.).

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (6.16)$$

Em que:

$\alpha$  – fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta = 1,5 para seções retangulares;

$f_{ct}$  – resistência a tração direta do concreto =  $f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ ;

$I_c$  = momento de inércia da seção bruta de concreto;

$y_t$  = distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

Assim:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot 40^{2/3} = 3,5088 \text{ MPa} = 0,351 \text{ KN/cm}^2$$

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$y_t = h - x = h - \frac{h}{2} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,351 \cdot 28125}{7,5} = 1974,38 \text{ KN.cm}$$

Como  $m_{rara} < M_r$ , não há fissuras, portanto a flecha poderá ser calculada com o momento de inércia  $I_c$  da seção bruta, sem considerar a presença de armadura. Se  $m_{rara} > M_r$ , a flecha deveria ser calculada com o momento de inércia equivalente, conforme ABNT-NBR6118, 2014, p. 126, item 17.3.2.1.1.

### 6.2.10 Flecha imediata

A flecha imediata foi determinada pela expressão 6.17 de acordo com suas condições de contorno e coeficientes da Tabela 01 apresentados no Anexo C deste conteúdo.

$$a = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \cdot l^4}{E_{cs} \cdot I} \quad (6.17)$$

Em que:

$p$  – carregamento uniformemente distribuído sobre a placa para combinação quase permanente;

$\alpha$  – coeficiente que depende da condição estática do sistema considerado;

$l$  – menor vão da laje (placa);

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80};$$

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}};$$

$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$  - Módulo de elasticidade do concreto;

$f_{ck}$  - resistência à compressão característica do concreto;

$I$  = momento de inércia do concreto.

Assim:

$$p = g_1 + g_2 + \Psi_2 \cdot q = 3,75 + 0,60 + 0,3 \cdot 2,00 = 4,95 \text{ KN/m}^2 = 4,95 \cdot 10^{-4} \text{ KN/cm}^2$$

$$\alpha = 5,66 \text{ (laje tipo 3, } \lambda = 2,00)$$

$$l = 430 \text{ cm}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{40}{80} = 0,90$$

$$E_{ci} = 0,90 \cdot 5600 \sqrt{40} = 31875,76 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 0,90 \cdot 31875,76 = 28688,18 \text{ MPa} = 2868,818 \text{ KN/cm}^2$$

$$I = I_c = 28125 \text{ cm}^4$$

Resulta:

$$a = \frac{5,66}{100} \cdot \frac{100}{12} \cdot \frac{4,95 \cdot 10^{-4} \cdot 430^4}{2868,818 \cdot 28125} = 0,099 \text{ cm}$$

### 6.2.11 Flecha total

A flecha total é dada pelo resultado da soma da flecha inicial mais a flecha diferida. A flecha diferida foi obtida multiplicando-se a flecha imediata pelo coeficiente  $\alpha_f$ , com  $\alpha_f$

calculado conforme apresentado na ABNT-NBR6118, 2014, p. 126, item 17.3.2.1.2, com a expressão 6.18.

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad (6.18)$$

Em que:

$$\rho' = \frac{As'}{bd};$$

$\xi$  = coeficiente função do tempo calculado pelas expressões seguintes:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0);$$

$$\xi(t) = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses};$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t > 70 \text{ meses};$$

sendo:

$t$  = o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

$t_0$  = a idade em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração.

Assim, para um tempo  $t > 70$  meses e carregamento aplicado em  $t_0 = 1$  mês (tabela 17.1 da NBR6118, 2014, p. 127), temos:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) = 2 - 0,68 = 1,32$$

$$\rho' = 0 \text{ (taxa de armadura de compressão)}$$

$$\alpha_f = 1,32$$

$$\text{flecha total (a}_t\text{)} = a_i \cdot (1 + \alpha_f)$$

$$a_t = 0,099 \cdot (1 + 1,32) = 0,23 \text{ cm}$$

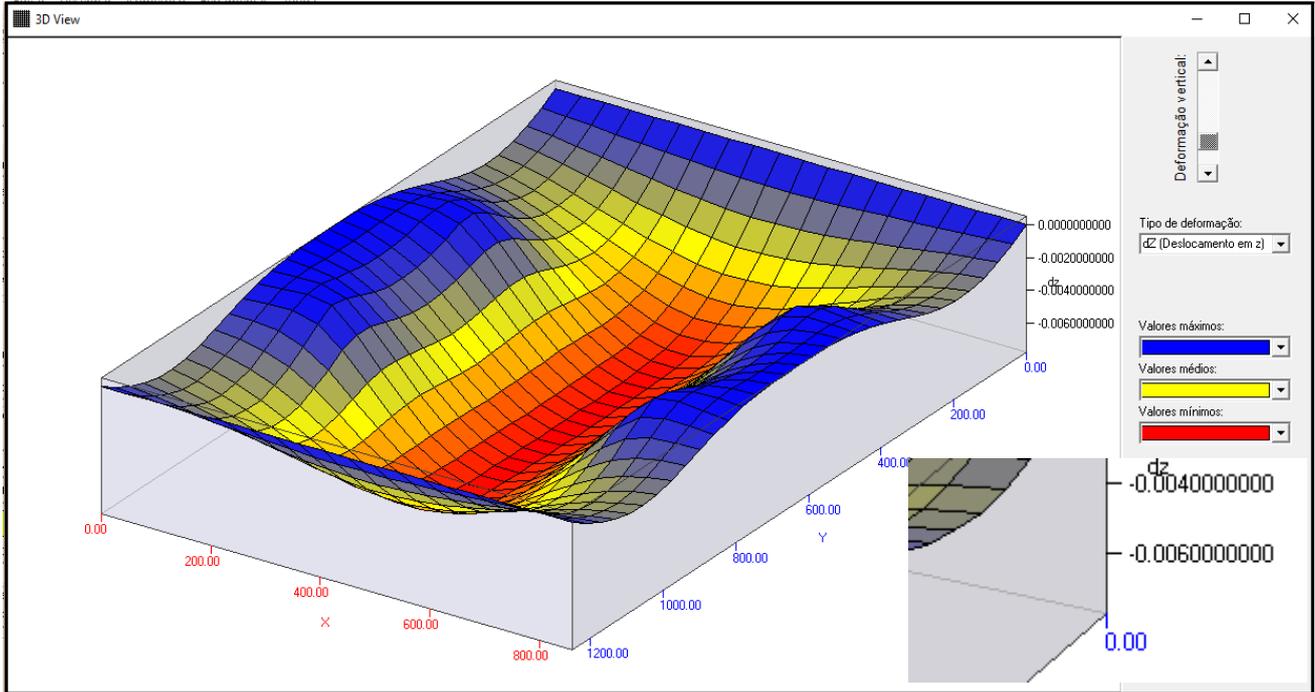
$$f_{\text{limite}, L1=L3} = \frac{l_x}{250} = \frac{430}{250} = 1,72 \text{ cm}$$

$$\text{Como } a_t = 0,23 \text{ cm} < f_{\text{limite}} = 1,72 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

## 6.2.12 Cálculo da flecha por analogia de grelha equivalente

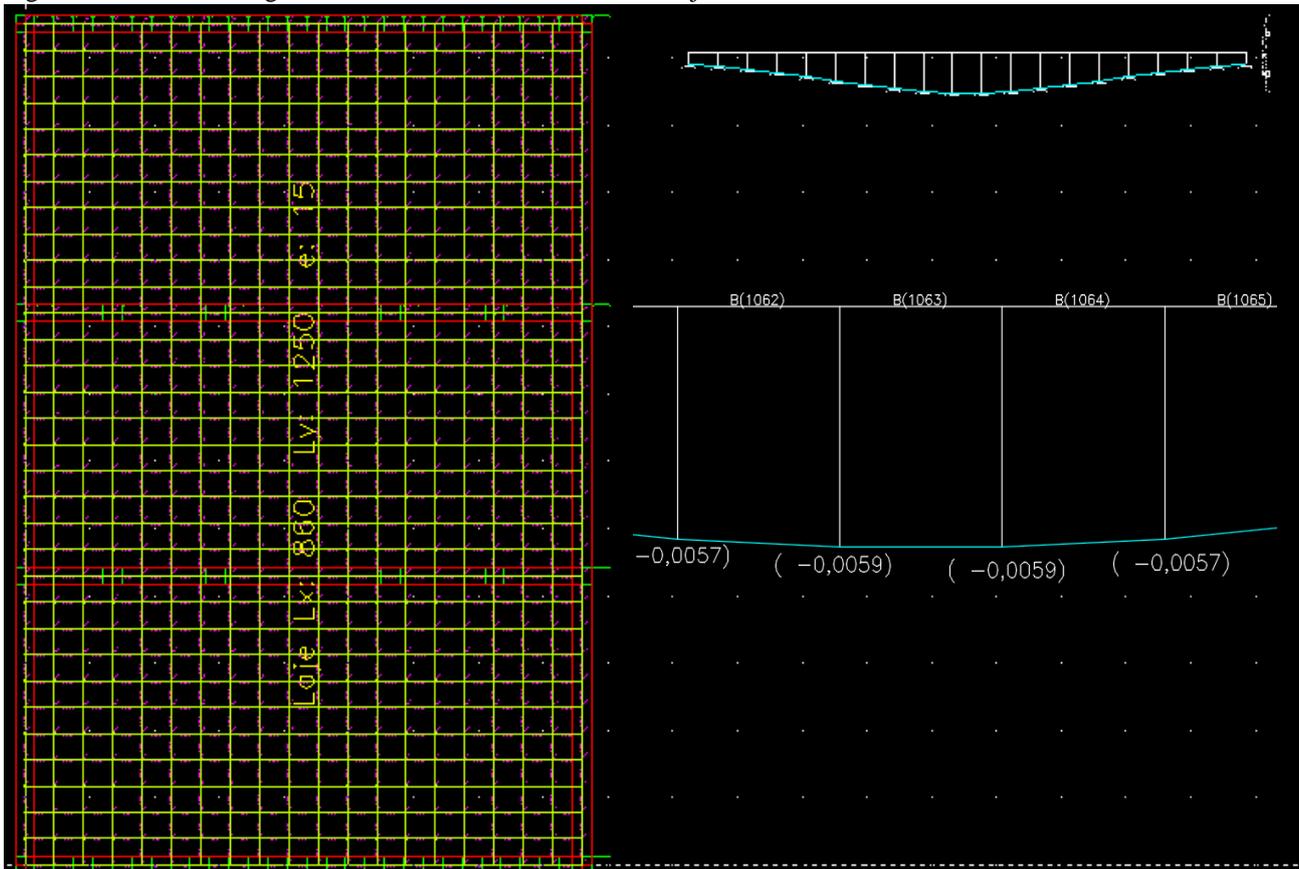
O cálculo da flecha foi feito considerando a laje como uma grelha, utilizando o software Programa de Análise de Grelha Equivalente (2015), cujos resultados podem ser observados nas Figuras 28 e 29.

Figura 28 – Laje deformada.



Fonte: o autor.

Figura 29 – Grelha e diagrama de deslocamento no centro da Laje 01.



Fonte: o autor.

Para as vigas na posição horizontal, foi considerado uma seção transversal de 25x30 cm e as vigas na posição vertical 30x30 cm. Já os pilares, a seção transversal foi de 30x25 com altura de 3,00 m.

Como representado nas Figuras 28 e 29, o máximo deslocamento no eixo z foi de 0,0060 cm, sendo menor que o valor calculado para a flecha imediata no item 6.2.10.

### 6.2.13 Verificação da abertura de fissuras

O valor característico da abertura de fissuras  $w_k$ , é calculado pelas expressões 6.19 e 6.20 sendo o menor valor obtido por elas.

$$w_k = \frac{\emptyset_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (6.19)$$

$$w_k = \frac{\emptyset_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (6.20)$$

Em que:

$\sigma_{si}$  – é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II;

$\emptyset_i$  – é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

$E_{si}$  – é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro  $\emptyset_i$ ;

$\rho_{ri}$  – é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente em relação à área da região de envolvimento ( $A_{cri}$ );

$A_{cri}$  – é a área da região de envolvimento protegida pela barra  $\emptyset_i$ ;

$\eta_1$  – é o coeficiente de conformação superficial da armadura considerada = 2,25 para barras nervuradas CA-50.

Assim:

$$\sigma_{si} = \alpha_e \cdot \frac{m_{CF} \cdot (d - x_{II})}{I_{II}}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{28688,18} = 7,32$$

A verificação da abertura de fissuras foi feita utilizando o maior momento fletor em serviço para combinação frequente, assim:

$$p = g_1 + g_2 + \Psi_1 \cdot q = 3,75 + 0,60 + 0,4 \cdot 2,00 = 5,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu'_x = 12,34 \text{ (laje tipo 3, } \lambda = 2,00)$$

$$l = 430 \text{ cm}$$

$$m_{CF, L1=L3} = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} = 12,34 \cdot \frac{5,15 \cdot 4,30^2}{100} = 11,75 \text{ kN.m/m} = 1175 \text{ kN.cm/m}$$

Determinação da posição da LN no estágio II.

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1}$$

$$a_1 = \frac{b_w}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$a_2 = h_f \cdot (b_f - b_w) + (\alpha_e - 1) \cdot A'_s + \alpha_e \cdot A_s = 7,32 \cdot 5,48 = 40,11 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -d' \cdot (\alpha_e - 1) \cdot A'_s - d \cdot \alpha_e \cdot A_s - \frac{h_f^2}{2} \cdot (b_f - b_w) = -9,0 \cdot 7,32 \cdot 5,48 = -361,02 \text{ cm}^3$$

$$x_{II} = \frac{-40,11 \pm \sqrt{40,11^2 - 4 \cdot 50 \cdot (-361,02)}}{2 \cdot 50} = 2,31 \text{ cm}$$

Determinação da inércia no estágio II.

$$I_{x,II} = \frac{b_f \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x_{II} - d)^2 = \frac{100 \cdot 2,31^3}{3} + 7,32 \cdot 5,48 \cdot (2,31 - 9,0)^2 = 2206,21 \text{ cm}^4$$

Cálculo da tensão de tração  $\sigma_{si}$ .

$$\sigma_{si} = \alpha_e \cdot \frac{m_{CF} \cdot (d - x_{II})}{I_{II}} = 7,32 \cdot \frac{1175 \cdot (9,0 - 2,31)}{2206,21} = 26,08 \text{ KN/cm}^2$$

Cálculo da área crítica  $A_{cri.}$

$$A_{cri.} = b_w \cdot (d' + 7,5 \cdot \phi_l) = 100 \cdot (6,0 + 7,5 \cdot 1,0) = 1350 \text{ cm}^2$$

Cálculo da taxa de armadura passiva  $\rho_{ri}$ .

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cri.}} = \frac{5,48}{1350} = 0,0040 = 0,40 \%$$

Determinação da abertura de fissuras  $w_k$ .

$$w_k = \frac{\sigma_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} = \frac{10,0}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{260,80}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 260,80}{3,51} = 0,098 \text{ mm}$$

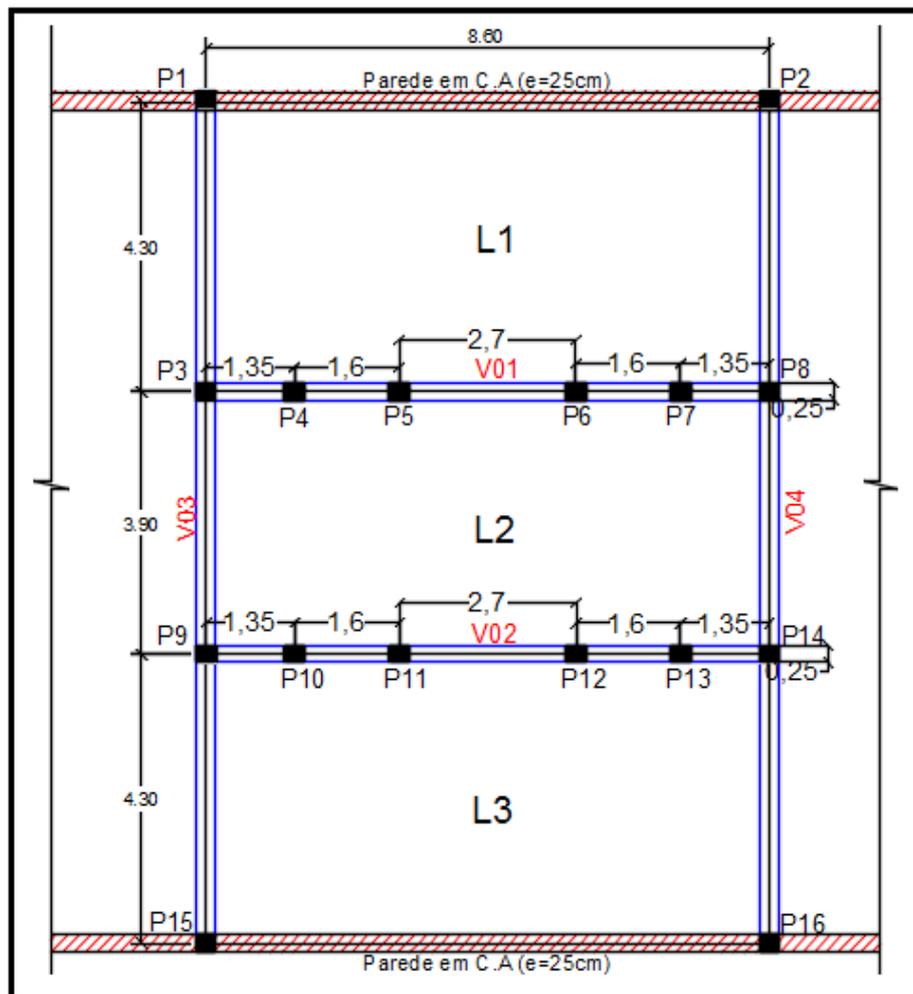
$$w_k = \frac{\sigma_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{10,0}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{260,80}{210000} \cdot \left( \frac{4}{0,0040} + 45 \right) = 0,46 \text{ mm}$$

Como  $w_k = 0,098 \text{ mm} < w_{k,limite} = 0,2 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$

### 6.3 Vigas

As vigas a serem dimensionadas são: V01, V02, V03 e V04 conforme apresentado na Figura 30.

Figura 30 – Vigas que compõem o reator anaeróbio.



Fonte: o autor.

### 6.3.1 Pré-dimensionamento

Foi inicialmente definido para as vigas, as larguras de 25cm para V01=V02, e 30cm para V03=V04, seguindo as dimensões dos pilares (30x25) em que as mesmas serão apoiadas. Já as alturas foram definidas sendo 8% do comprimento do maior vão entre pilares que a viga cobre, portanto, para as vigas V01=V02 a altura será 30cm, e para as vigas V03=V04, 40cm.

O carregamento nas vigas V01=V02 serão os seus respectivos peso próprio mais a reação das lajes, já as vigas V03=V04 serão o peso próprio, as reações das lajes e mais uma carga referente a uma passarela que será apoiada sobre ela, conforme apresentado na Figura 15 do item 4.1.1 deste trabalho. As cargas sobre as vigas estão representadas na Tabela 13.

Tabela 13 – Cargas sobre as vigas.

Viga	Peso próprio (KN/m)	Reação das lajes (KN/m)	Outras (KN/m)	Total (KN/m)
V1=V2	1,875	26,52	0,00	28,39
V3=V4 (Tramo 1e3)	3,00	4,99	5,25	13,24
V3=V4 (Tramo 2)	3,00	3,57	5,25	11,82

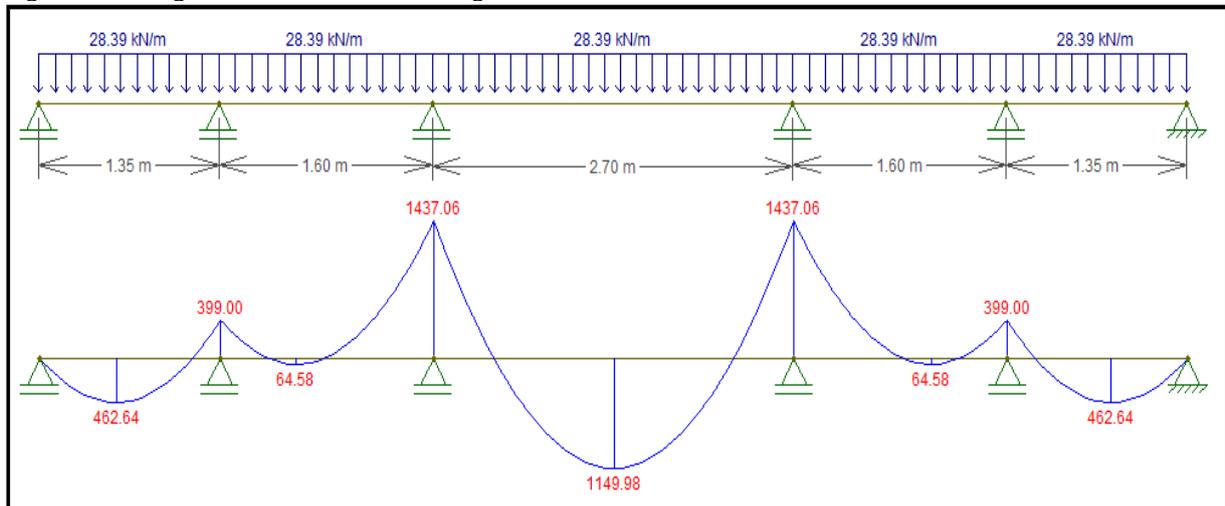
Fonte: o autor.

#### 6.3.1.1 Verificação da altura mínima

Com as dimensões das vigas pré-dimensionadas, utilizando o software Ftool (2012), pode-se obter o máximo momento fletor atuante de 1437,06 KN.cm para V01=V02, e 2159,88 KN.cm para V03=V04 como representado na figura 31 e 32.

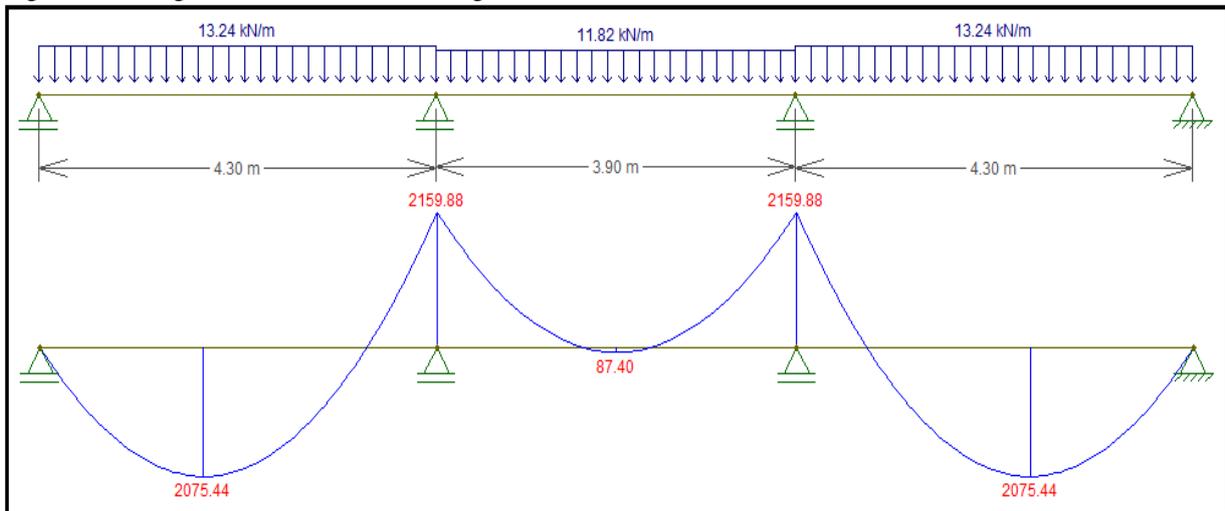
O  $Kx_{lim}$  determinado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) é de 0,45, e conseqüentemente o  $Kmd_{lim}$  é de 0,251. Com esses valores foi possível verificar a altura mínima exigida para essa viga, através da expressão 6.21.

Figura 31 – Diagrama de momento fletor viga V01=V02.



Fonte: o autor.

Figura 32 – Diagrama de momento fletor viga V03=V04.



Fonte: o autor.

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{\frac{M_d}{K m d_{\text{lim}} \cdot b_w \cdot f_{cd}}} \quad (6.21)$$

Assim:

$$d_{\text{mín},V01=V02} = \sqrt{\frac{1,4 \cdot 1437,06}{0,251 \cdot 25 \cdot 4,0 / 1,4}} = 10,59 \text{ cm}$$

$$d_{\text{mín},V03=V04} = \sqrt{\frac{1,4 \cdot 2159,88}{0,251 \cdot 30 \cdot 4,0 / 1,4}} = 11,85 \text{ cm}$$

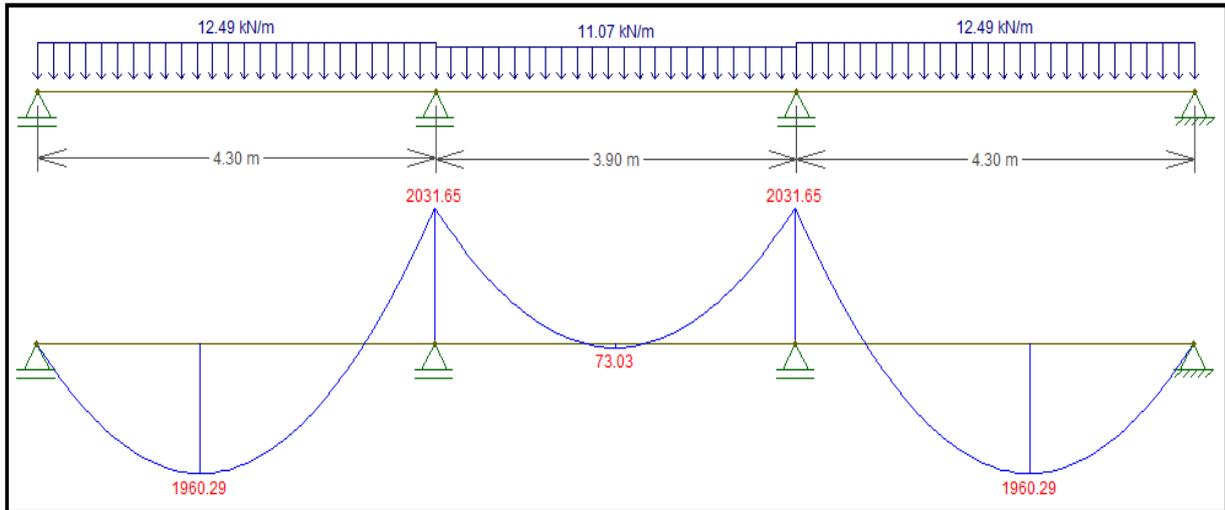
Considerando  $d'$  igual a 6,5 cm, o  $h_{\text{mín}}$  seria de 17,09 cm para  $V01=V02$ , e 18,35 cm para  $V03=V04$ . Diante disso, a altura mínima para as vigas seria de 20 cm, porém, por questões de execução será considerado altura de 30 cm. Na Tabela 14 estão os valores das cargas atuantes sobre as vigas recalculados para a nova dimensão, e como as dimensões das vigas  $V01=V02$  não foram alteradas, na Figuras 33 apresenta somente o diagrama de momento fletor das vigas  $V03=V04$ .

Tabela 14 – Cargas sobre as vigas para altura de 30 cm.

Viga	Peso próprio (KN/m)	Reação das lajes (KN/m)	Outras (KN/m)	Total (KN/m)
V1=V2	1,875	26,52	0,00	28,39
V3=V4 (Tramo 1e3)	2,25	4,99	5,25	12,49
V3=V4 (Tramo 2)	2,25	3,57	5,25	11,07

Fonte: o autor.

Figura 33 – Diagrama de momento fletor viga V03=V04 para altura de 30 cm.



Fonte: o autor.

Com a nova altura, foi necessário conferir novamente o  $d_{\text{mín}}$ , para o máximo momento fletor atuante de 2031,65 kN.cm para V03=V04.

Assim:

$$d_{\text{mín},V3=V4} = \sqrt{\frac{1,4 \cdot 2031,65}{0,251 \cdot 30 \cdot 4,0 / 1,4}} = 11,50 \text{ cm}$$

Considerando ainda  $d'$  igual a 6,5 cm, o  $h_{\text{mín}}$  seria de 18,00 cm para V03=V04. Como  $h_{\text{mín}} < h_{\text{adotado}}$ , a verificação está ok. Portanto as vigas V01=V02 ficaram com dimensões de 25x30 cm e V03=V04 30x30 cm.

### 6.3.2 Dimensionamento da armadura longitudinal

Foi realizado o dimensionamento e detalhamento das armaduras longitudinais das vigas VI=V2 (25x30) e V3=V4 (30x30), cujos resultados estão descritos nas tabelas 15 e 16. Para tal dimensionamento foi estimado um estribo de 5 mm de diâmetro, e como o edifício é da classe de agressividade CAA-IV, o cobrimento foi de 5 cm. Nestas tabelas  $M$  é o momento fletor atuante,  $A_{S\text{mín}}$  é a área de aço mínima,  $A_{S\text{calc}}$  é a área de aço calculada;  $A_{S\text{efet}}$  é a área de aço efetiva;  $a_{h\text{mín}}$  é a distância horizontal mínima entre as barras de aço;  $a_{v\text{mín}}$  é a distância vertical mínima entre as barras de aço.

Tabela 15 – Dimensionamento das armaduras longitudinais viga V01=V02 (25x30).

M (KN.cm)	A <sub>s-cálc.</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s-mín.</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armadura adotada	A <sub>s-efet.</sub> (cm <sup>2</sup> )	ah <sub>mín.</sub> (cm)	Nº barras por camada	av <sub>mín.</sub> (cm)	d'efet. (cm)
462,64	0,64	1,34	2 Ø 8,0 + 1 Ø 6,3	1,32	2,28	4	2,00	5,88
-399,00	0,55	1,34	2 Ø 8,0 + 1 Ø 6,3	1,32	2,28	4	2,00	5,88
64,58	0,09	1,34	2 Ø 8,0 + 1 Ø 6,3	1,32	2,28	4	2,00	5,88
-1437,06	2,03	1,34	4 Ø 8,0	2,01	2,28	4	2,00	5,90
1149,98	1,62	1,34	2 Ø 10,0	1,60	2,28	3	2,00	6,00

Fonte: o autor.

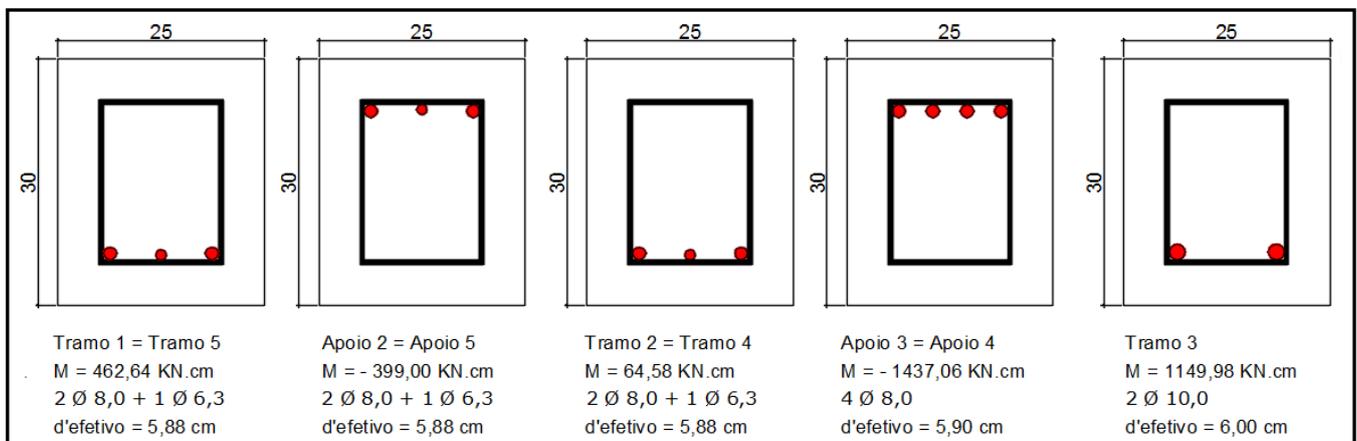
Tabela 16 – Dimensionamento das armaduras longitudinais viga V03=V04 (30x30).

M (KN.cm)	A <sub>s-cálc.</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s-mín.</sub> (cm <sup>2</sup> )	Armadura adotada	A <sub>s-efet.</sub> (cm <sup>2</sup> )	ah <sub>mín.</sub> (cm)	Nº barras por camada	av <sub>mín.</sub> (cm)	d'efet. (cm)
1960,29	2,78	1,61	3 Ø 10,0 + 1 Ø 6,3	2,71	2,28	5	2,00	5,98
-2031,65	2,89	1,61	2 Ø 12,5 + 1 Ø 8,0	3,00	2,28	5	2,00	6,08
73,03	0,10	1,61	2 Ø 10,0	1,60	2,28	5	2,00	6,00

Fonte: o autor.

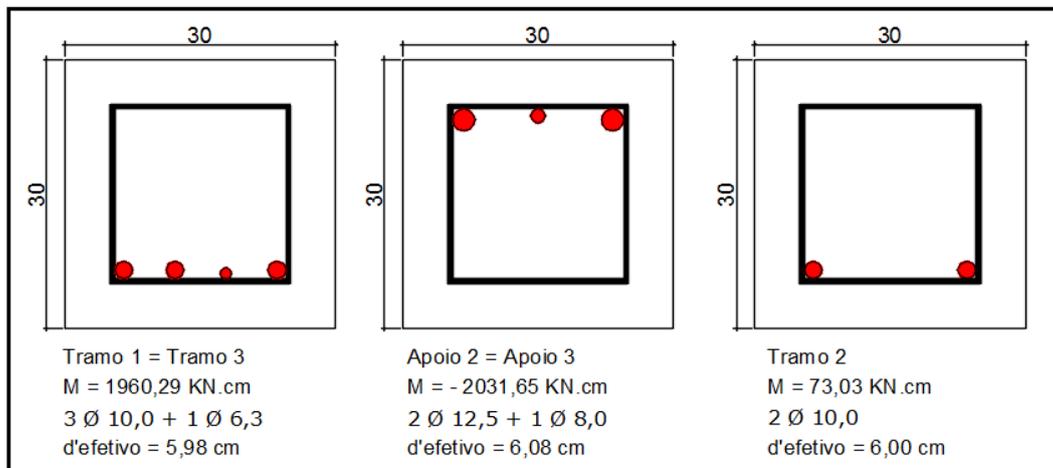
Assim, está representado na figura 34 e 35 o detalhamento das seções transversais das vigas V01=V02 (25x30) e V03=V04 (30x30).

Figura 34 – Detalhamento transversal V01=V02 (25x30).



Fonte: o autor.

Figura 35 – Detalhamento transversal V03=V04 (30x30).

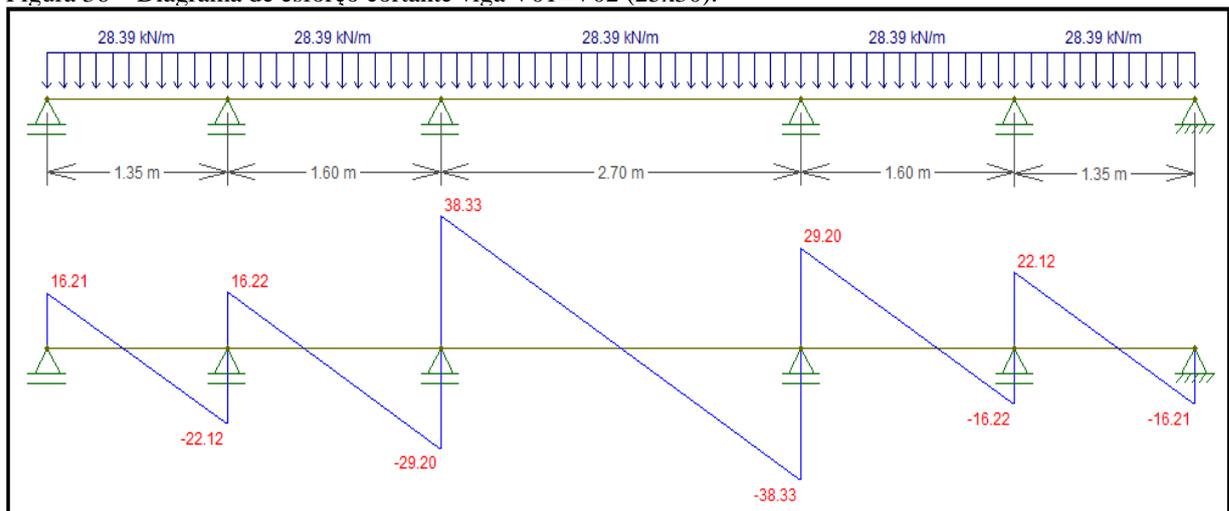


Fonte: o autor.

### 6.3.3 Dimensionamento da armadura transversal

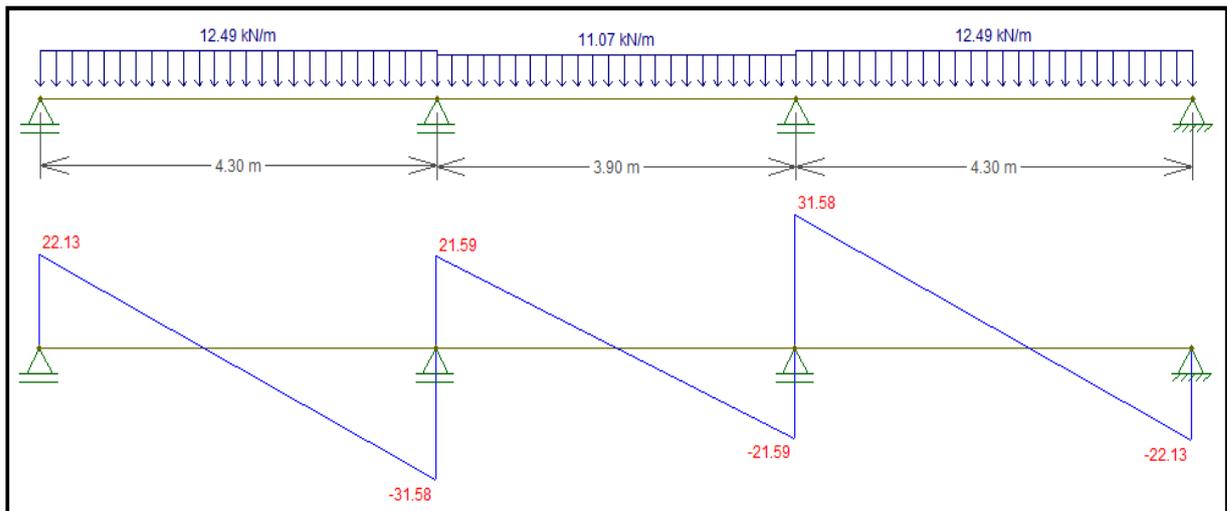
Foi realizado o dimensionamento da armadura transversal (estribos) das vigas V01=V02 (25x30) e V03=V04 (30x30), cujos resultados estão descritos nas Tabelas 17 e 18. Para o dimensionamento desta armadura foi utilizado o software Ftool (2012), onde pôde-se obter os diagramas de esforço cortante das respectivas vigas, conforme apresentado nas Figuras 36 e 37.

Figura 36 – Diagrama de esforço cortante viga V01=V02 (25x30).



Fonte: o autor.

Figura 37 – Diagrama de esforço cortante viga V03=V04 (30x30).



Fonte: o autor.

Tabela 17 – Dimensionamento de estribos viga V01=V02 (25x30).

Tramo	V (KN)	q (KN/m)	V <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>Rd2</sub> (KN)	Verif. V <sub>sd</sub> <V <sub>rd2</sub>	V <sub>c</sub> = V <sub>co</sub> (KN)	V <sub>s,RED.</sub> (KN)	V <sub>sw</sub> (KN)
1=5 esq.	16,21	28,39	22,69	388,80	ok	63,16	9,25	-50,20
1=5 dir.	22,12	28,39	30,97	388,80	ok	63,16	15,16	-41,93
2=4 esq.	16,22	28,39	22,71	388,80	ok	63,16	9,26	-50,19
2=4 dir.	29,20	28,39	40,88	388,80	ok	63,16	22,24	-32,02
3 esq.	38,33	28,39	53,66	388,80	ok	63,16	31,37	-19,23
3 dir.	38,33	28,39	53,66	388,80	ok	63,16	31,37	-19,23

Tabela 17 – Continuação...

Tramo	A <sub>sw/s</sub> (cm <sup>2</sup> /cm)	A <sub>sw/s</sub> mínimo CA-50 (cm <sup>2</sup> /cm)	A <sub>sw/s</sub> mínimo CA-60 (cm <sup>2</sup> /cm)	V <sub>s,min.</sub> CA-50 (KN)	V <sub>s,min.</sub> CA-60 (KN)	S (φ 5,0) (cm)	S <sub>min.</sub> (φ 5,0) (cm)
1=5 esq.	-0,053	0,0351	0,0292	68,65	68,65	-7,35	13,43
1=5 dir.	-0,045	0,0351	0,0292	68,65	68,65	-8,80	13,43
2=4 esq.	-0,053	0,0351	0,0292	68,65	68,65	-7,35	13,43
2=4 dir.	-0,034	0,0351	0,0292	68,65	68,65	-11,52	13,43
3 esq.	0,020	0,0351	0,0292	68,65	68,65	-19,17	13,43
3 dir.	0,020	0,0351	0,0292	68,65	68,65	-19,17	13,43

Fonte: o autor.

Tabela 18 – Dimensionamento de estribos viga V03=V04 (30x30).

Tramo	V (KN)	q (KN/m)	V <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>Rd2</sub> (KN)	Verif. V <sub>sd</sub> <V <sub>rd2</sub>	V <sub>c</sub> = V <sub>co</sub> (KN)	V <sub>s,RED.</sub> (KN)	V <sub>sw</sub> (KN)
1=3 esq.	22,13	12,49	30,98	465,00	ok	75,54	18,76	-49,27
1=3 dir.	31,58	12,49	44,21	465,00	ok	75,54	28,21	-36,04
2 esq.	21,59	11,07	30,23	465,00	ok	75,54	18,61	-49,49
2 dir.	21,59	11,07	30,23	465,00	ok	75,54	18,61	-49,49

Tabela 18 – Continuação...

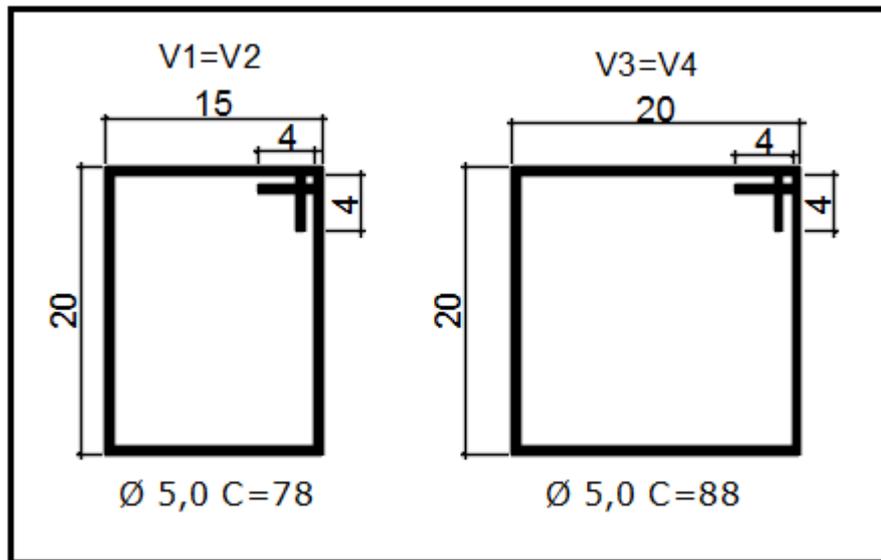
Tramo	A <sub>sw/s</sub> (cm <sup>2</sup> /cm)	A <sub>sw/s</sub> mínimo CA-50 (cm <sup>2</sup> /cm)	A <sub>sw/s</sub> mínimo CA-60 (cm <sup>2</sup> /cm)	V <sub>s,mín.</sub> CA-50 (KN)	V <sub>s,mín.</sub> CA-60 (KN)	S (φ 5,0) (cm)	S <sub>mín.</sub> (φ 5,0) (cm)
1=3 esq.	-0,053	0,0421	0,0351	82,11	82,11	-7,46	11,19
1=3 dir.	-0,039	0,0421	0,0351	82,11	82,11	-10,20	11,19
2 esq.	-0,053	0,0421	0,0351	82,11	82,11	-7,43	11,19
2 dir.	-0,053	0,0421	0,0351	82,11	82,11	-7,43	11,19

Fonte: o autor.

Nas tabelas 17 e 18, V é a força cortante atuante; q é a carga distribuída sobre o trecho; V<sub>sd</sub> é a força cortante de cálculo; V<sub>rd2</sub> é a força cortante relativa as diagonais comprimidas; V<sub>c</sub> é a força cortante que atua no concreto; V<sub>s,RED.</sub> é a força cortante reduzida; V<sub>sw</sub> é a força cortante que atua sobre a armadura; A<sub>sw/s</sub> é a área de aço calculada; A<sub>sw/s-mín</sub> é a área de aço mínima; V<sub>s,mín.</sub> é a força cortante mínima; S espaçamento entre os estribos para Ø = 5,0mm.

A representação dos estribos se encontram na Figura 38, sendo estes posicionados em toda a extensão das vigas.

Figura 38 – Detalhamento dos estribos.

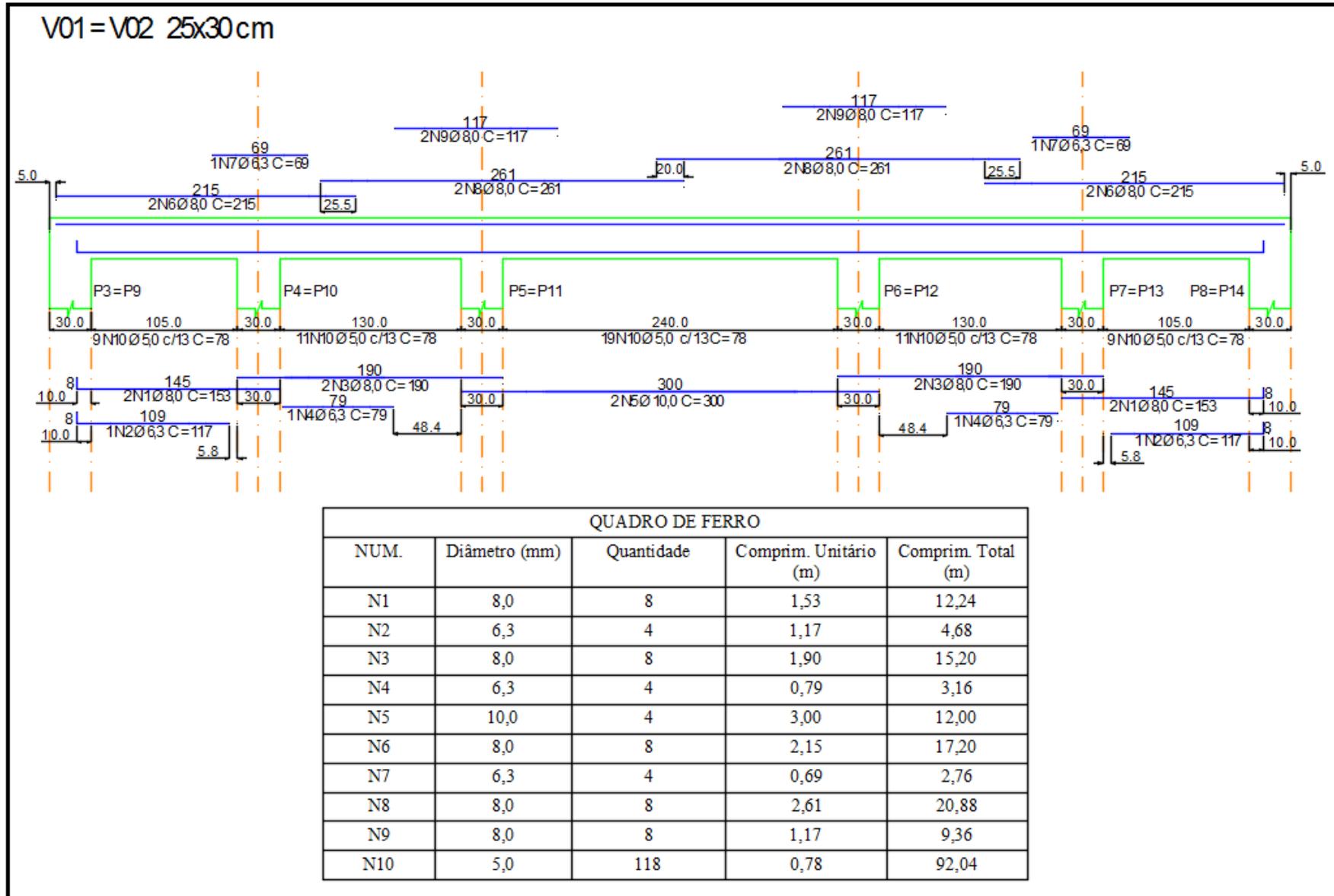


Fonte: o autor.

#### 6.3.4 Detalhamento longitudinal

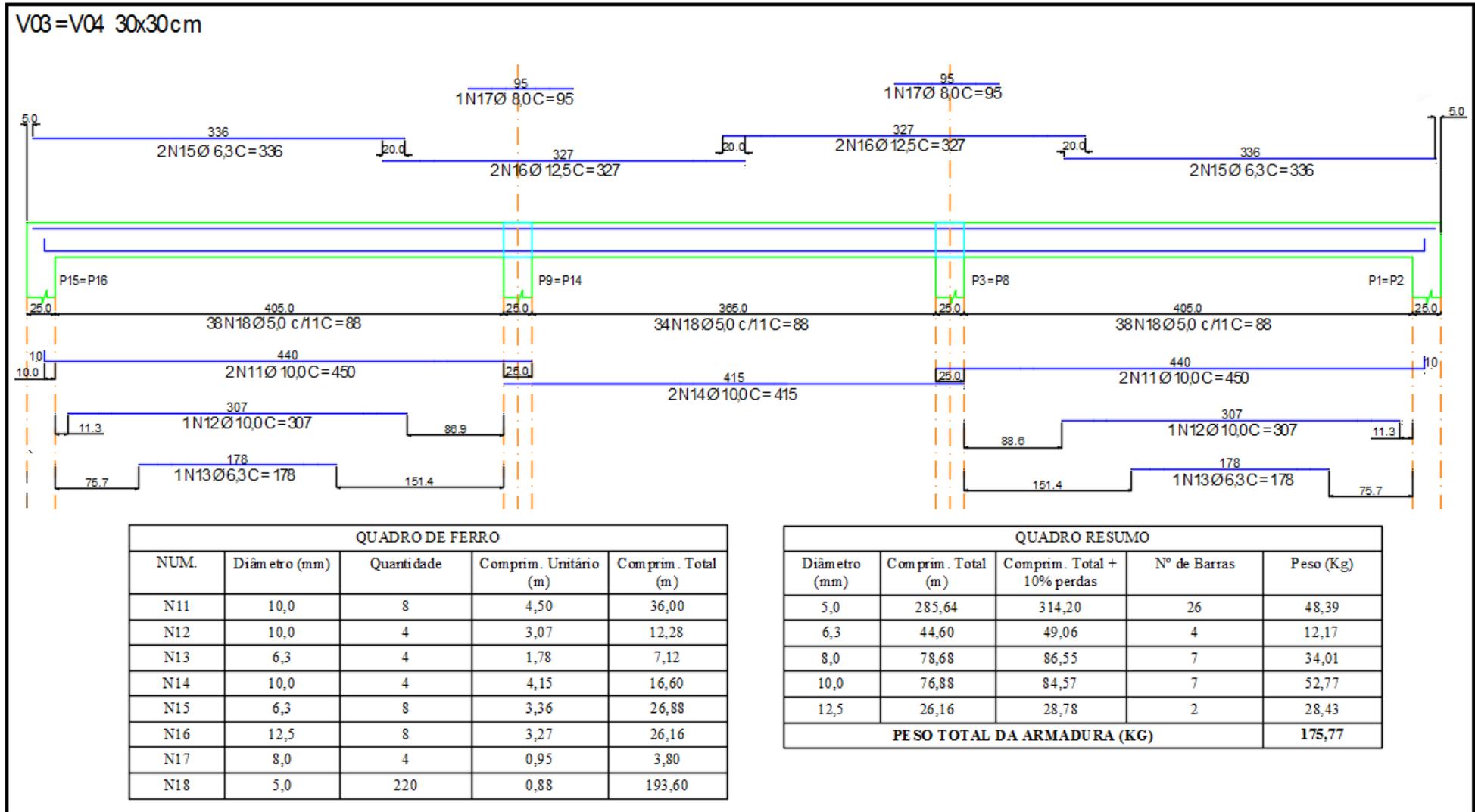
As armaduras longitudinais das vigas foram detalhadas utilizando o diagrama de momento fletor gerado no software Ftool (2012) que transportado para o software AutoCad (2016), pôde-se determinar o comprimento das barras, este comprimento somado ao deslocamento do momento fletor e o comprimento de ancoragem calculado em função de cada diâmetro das barras, obteve-se então o comprimento total. O detalhamento final das vigas, juntamente com o quantitativo de aço, estão representados na Figura 39 e 40.

Figura 39 – Detalhamento longitudinal viga V01=V02 (25x30).



Fonte: o autor.

Figura 40 – Detalhamento longitudinal viga V03=V04 (30x30).



Fonte: o autor.

#### 6.4 Consumo de materiais

Os valores referente ao consumo de materiais de cada elemento estrutural e suas respectivas taxas de armadura estão apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Consumo de materiais dos elementos estruturais.

Elemento estrutural	Aço (Kg)	Concreto (m <sup>3</sup> )	Forma (m <sup>2</sup> )	Taxa de armadura (Kg/m <sup>3</sup> )
Laje 01	247,10	6,49	34,86	38,07
Laje 02	255,70	5,73	30,30	44,65
Laje 03	247,10	6,49	34,86	38,07
Viga 01	29,55	0,73	4,90	40,24
Viga 02	29,55	0,73	4,90	40,24
Viga 03	58,34	1,26	9,68	46,22
Viga 04	58,34	1,26	9,68	46,22
<b>Total</b>	<b>925,68</b>	<b>22,69</b>	<b>129,18</b>	<b>T.A média = 41,96</b>

Fonte: o autor.

Apenas para efeito de ilustração, o Quadro 01 apresenta um comparativo entre parâmetros de dimensionamento utilizados em uma laje de forro usual, e uma laje projetada para uma Estação de tratamento de esgoto, conforme foi realizado neste conteúdo.

Quadro 01 – Comparação de parâmetros.

Parâmetros	Laje de forro usual	Laje forro para ETE
Classe de agressividade	II (Moderada)	IV (Muito forte)
Relação água/cimento	0,5	0,45
Classe do concreto ( $f_{ck}$ )	C20/C25	≥ C40
Consumo mínimo de cimento por metro cúbico de concreto (Kg/m <sup>3</sup> )	≥ 280	≥ 360
Espessura da laje (cm)	8,0	15,0
Cobrimento mínimo da armadura (mm)	25	45
Limite de fissuração (mm)	≤ 0,3	≤ 0,2
Área de aço mínima	0,15% x (área bruta de concreto)	0,179% x (área bruta de concreto)

Fonte: o autor.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com a revisão da literatura estudada, são diversos os mecanismos que podem levar o concreto armado à um processo de deterioração, porém, a durabilidade do concreto está diretamente ligada à qualidade dos materiais e as condições de exposição da estrutura.

No dimensionamento estrutural, com relação a espessura adotada para as lajes igual 15 cm, foi notório uma considerável diferença quando comparado ao valor mínimo estipulado pela NBR6118, 2014, item 13.2.4.1 para lajes de piso não em balanço definido como sendo 8 cm. Diferença esta, dada pelo simples fato do local para onde foi projetada a laje, ser classificado com classe de agressividade IV, definindo um valor de cobrimento de 4,5 cm para lajes, já vencendo então o valor mínimo estipulado.

Vale ressaltar que a classe do concreto foi definida como sendo C-40 em função do tipo de exposição em que a estrutura será exposta, aumentando então a resistência do concreto a compressão. Ainda neste raciocínio, pôde-se notar que em função da classe do concreto vários fatores foram alterados, começando pelo pequeno aumento na porcentagem de armadura mínima passando de 15% para 17,9% da seção bruta de concreto.

Com relação a formação de fissuras na laje, foi notório que devido ao aumento da classe do concreto, o momento de fissuração não foi alcançado pelo momento máximo atuante na laje para combinação rara, podendo então executar o cálculo da flecha utilizando a inércia bruta do concreto, que por sua vez resultou em valores relativamente baixos, sendo de 0,091 cm para a flecha imediata e 0,21 cm para a flecha total. Para efeito de comparação da flecha, a laje foi calculada também, sendo analisada como uma grelha, que por sua vez alcança resultados bem mais próximo do comportamento real da estrutura. Portanto, foi encontrado o valor de 0,060 cm para a flecha imediata, diminuindo ainda mais esta deformação.

Em função do tipo de exposição em que a estrutura se encontra, foi de extrema importância a verificação da abertura de fissuras, mesmo chegando a uma estimativa preliminar de que a laje não fissura, como mencionado no parágrafo acima. Já em estruturas convencionais este fator não é tão relevante quanto neste caso, pois a laje em questão, como estudado no referencial teórico, está diretamente em contato com ácido sulfúrico, o que não é tão comum nas demais estruturas. Portanto, foi encontrado o valor de 0,095 mm, menor que o limite estabelecido no item 13.4.2 da NBR6118 (ABNT, 2014) de 0,2 mm para concreto armado em classe de agressividade IV.

Com relação ao dimensionamento das vigas, pôde-se perceber uma grande diferença na seção transversal dimensionada, quando comparada a seção transversal em que a viga se encontrava quando em processo de deterioração. A seção transversal das vigas foram de 25x20 cm e 30x20 cm para as vigas V1=V2 e V3=V4 respectivamente, enquanto que, quando iniciado a análise, estas se encontravam com seção de aproximadamente 20x50 cm, o que nos leva a uma grande questão em relação ao motivo pelo qual as vigas se deterioraram, podendo ser por exemplo: a classe do concreto, tipo de material, execução, etc. Ainda neste raciocínio, com relação ao tipo de material, vale frisar que os materiais definidos para a execução desse projeto, como por exemplo, o cimento CPIII-RS (Resistente a Sulfato), são de extrema importância, pois se tratando do cimento, além de suas propriedades resistente a sulfato, este apresenta um menor calor de hidratação quando comparado as demais, minimizando a ocorrência de tensões de origem térmica.

Sobre os valores do consumo de materiais das vigas, pôde-se notar que as taxas de armadura dos elementos estruturais foram relativamente baixas, obtendo uma média total de 41,96 Kg de aço por m<sup>3</sup> de concreto, uma vez que a taxa ideal é que esteja entre 80 e 100 Kg/m<sup>3</sup>. Portanto, poderíamos pensar em diminuir a rigidez dos elementos estruturais, como por exemplo a espessura das lajes, a altura das vigas, etc., porém não é uma alternativa viável, pois trata-se de uma condição especial de dimensionamento, uma vez que os elementos estruturais estão expostos a fortes agentes agressores.

Como observação, nota-se que será necessário projetar uma abertura, para que possam ser retiradas as fôrmas e escoramentos das lajes e vigas.

Cabe concluir que o importante nesse tipo de estrutura, ou seja, o fator determinante no dimensionamento dos elementos estruturais são as condições em serviço e não o estado limite último.

## 8 REFERÊNCIAS

- AGUIAR, José Eduardo de. **Avaliação dos ensaios de durabilidade do concreto armado a partir de estruturas duráveis**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Construção Civil - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006. Disponível em: <<http://livros01.livrosgratis.com.br/cp022906.pdf>>. Acesso em: 16 março 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5737**: Cimentos Portland resistentes a sulfatos. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9917**: Agregados para concreto - Determinação de sais, cloretos e sulfatos solúveis. Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575**: Edificações Habitacionais - Desempenho. Rio de Janeiro, 2013.
- BAUER, L. A. Falcão. **Materiais de Construção**. 5ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008.
- CARVALHO, R.C; FILHO, J.R.F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo NBR 6118/2014**. 4ed. São Carlos: EDUFSCAR, 2014.
- COPASA. **Projeto e Execução de Estruturas em Concreto para obras de Saneamento**. Norma Técnica. 2014.
- COSTA, Rodrigo Moysés. **Álise de Propriedades Mecânicas do Concreto Deteriorados pela Ação de sulfato mediante utilização de UPV**. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004. Disponível em: <<http://www.pos.dees.ufmg.br/defesas/54D.PDF>>. Acesso em: 16 março 2016.
- FERREIRA, Rui Miguel. **Avaliação dos Ensaios de Durabilidade do Betão**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia do Moinho, Guimarães, 2000. Disponível em: <[https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/40/1/Rui\\_Miguel\\_Ferreira\\_DECivil.pdf](https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/40/1/Rui_Miguel_Ferreira_DECivil.pdf)>. Acesso em: 17 março 2016.
- FUSCO, Péricles Brasiliense. **Tecnologia do Concreto Estrutural: Tópicos Aplicados**. São Paulo: Pini, 2008. Disponível em: <<https://www.passeidireto.com/arquivo/2528765/tecnologia-do-concreto-estrutural>>. Acesso em: 16 março 2016.

HELENE, Paulo Roberto do Lago. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. São Paulo, 1993. Disponível em: <<http://www.phd.eng.br/biblioteca-phd/publicacoes/teses/>>. Acesso em: 14 março 2016.

KULISCH, Daniele. **Ataque por Sulfatos em Estruturas de concreto**. Curitiba, 2011. Disponível em: <[http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/1/1e/DANIELE\\_KULISCH.pdf](http://www.dcc.ufpr.br/mediawiki/images/1/1e/DANIELE_KULISCH.pdf)>. Acesso em: 4 maio 2016.

LINS, Gustavo Aveiro. **Impactos Ambientais em Estações de Tratamento de Esgotos (ETEs)**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental - Escola Politécnica e Escola de Química da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2010. Disponível em: <<http://dissertacoes.poli.ufrj.br/dissertacoes/dissertpoli491.pdf>>. Acesso em: 21 fevereiro 2016.

MONTEIRO, Eliana Cristina Barreto. **Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão de armaduras**. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002. Disponível em: <[www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-19042007-160242/.../TeseEliana.pdf](http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-19042007-160242/.../TeseEliana.pdf)>. Acesso em: 15 março 2016.

REIS, Lília Silveira Nogueira. **Sobre a Recuperação e Reforço das Estruturas de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001. Disponível em: <[http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUDB-8AKG76/sobre\\_a\\_recupera\\_\\_o\\_e\\_refor\\_o\\_das\\_estruturas\\_do\\_concreto\\_armado.pdf?sequence=1](http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/BUDB-8AKG76/sobre_a_recupera__o_e_refor_o_das_estruturas_do_concreto_armado.pdf?sequence=1)>. Acesso em: 9 março 2016.

SANTOS, Maurício Ruas Gouthier dos. **"Deterioração das Estruturas de Concreto Armado - Estudo de Caso"**. Monografia, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012. Disponível em: <<http://pos.demc.ufmg.br/novocecc/trabalhos/pg2/88.pdf>>. Acesso em: 16 março 2016.

SHIRAKAWA, Márcia Aiko. **Estudo da Biodeterioração do concreto por Thiobacillus**. Dissertação (Mestrado), São Paulo: IPEN, 1994. Disponível em: <[http://pelicano.ipen.br/PosG30/TextoCompleto/Marcia%20Aiko%20Shirakawa\\_M.pdf](http://pelicano.ipen.br/PosG30/TextoCompleto/Marcia%20Aiko%20Shirakawa_M.pdf)>. Acesso em: 7 abril 2016.

SOUZA, V. C., RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

## ANEXO A – Tabela de peso específico dos materiais de construção

Tabela 01 – Peso específico dos materiais de construção.

Materiais	Peso específico aparente (kN/m <sup>3</sup> )	
Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gnaisse	30
	Granito	28
	Mármore e Calcário	28
Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
Madeiras	Pinho, Cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriúva, ipê róseo	10
Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74

	Latão	85
	Zinco	75
Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico	21
	Vidro plano	26

Fonte: ABNT NBR 6120 (1980, p.2).

## ANEXO B – Tabela de ações de uso

Tabela 01 – Valores mínimos das ações verticais.

Local		Ação (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Arquibancadas</b>	-	4
<b>Balcões</b>	Mesma carga da peça com a qual se comunicam e as previstas em 2.2.1.5	-
<b>Bancos</b>	Escritórios e banheiro	2
<b>Bibliotecas</b>	Salas de diretoria e de gerência	1,5
	Sala de leitura	2,5
	Sala para depósito de livros	4
	Sala com estantes de livros, a ser determinada, ou 2,5 kN/m <sup>2</sup> por metro de altura, observando, porém o valor mínimo de	6
<b>Casa de máquinas</b>	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
<b>Cinemas</b>	Plateia com assentos fixos	3
	Estúdio e plateia com assentos móveis	4
	Banheiro	2
<b>Clubes</b>	Sala de refeições e de assembleia com assentos fixos	3
	Sala de assembleia com assentos móveis	4
	Salão de danças e salão de esportes	5
	Sala de bilhar e banheiro	2
<b>Corredores</b>	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
<b>Cozinhas residenciais não</b>	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais conforme o indicado em 2.2.1.3	3
<b>Depósitos</b>	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais conforme o indicado em 2.2.1.3	-
<b>Edifícios residenciais</b>	Dormitórios, Sala, copa, cozinha e banheiro.	1,5
	Dispensa, área de serviço e lavadeira.	2
<b>Escadas</b>	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2,5
<b>Escolas</b>	Anfiteatro com assentos fixos	3

	Corredor e sala de aula	3
	outras salas	2
<b>Escritórios</b>	Salas de uso geral e banheiro	2
<b>Forros</b>	Sem acesso a pessoas	0,5
<b>Galerias de arte</b>	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
<b>Galerias de lojas</b>	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3

Fonte: ABNT NBR 6120 (1980, p.3-4)

Tabela 01 – Valores mínimos das ações verticais (continuação...).

	<b>Local</b>	<b>Ação (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Garagens e estacionamentos</b>	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo, valores de $\phi$ indicados em 2.2.1.6	3
<b>Ginásios de esportes</b>	-	5
<b>Hospitais</b>	Dormitórios, enfermarias, salas de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro	2
	Corredor	3
<b>Laboratórios</b>	Incluindo equipamentos, a ser determinada, porém com o mínimo de	3
<b>Lavadeiras</b>	Incluindo equipamentos	3
<b>Lojas</b>	-	4
<b>Restaurantes</b>	-	3
<b>Teatros</b>	Palco	5
	Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	-
<b>Terraços</b>	Sem acesso ao público	2
	Com acesso ao público	3
	Inacessível a pessoas	0,5
	Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do ministério da aeronáutica	-
<b>Vestíbulo</b>	Sem acesso ao público	1,5
	Com acesso ao público	3

Fonte: ABNT NBR 6120 (1980, p.3-4).

### ANEXO C – Coeficiente $\alpha$ para o cálculo da flecha elástica nas lajes maciças

A tabela 01 apresenta os coeficientes  $\alpha$  para o cálculo de flechas elásticas. Para encontrar o coeficiente correto, de acordo com Carvalho (2014, p.331) deve-se calcular o parâmetro  $\lambda$ , dado por:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

Em que:

$l_y$  – maior dimensão da superfície da placa;

$l_x$  – menor dimensão da superfície da placa.

Tabela 01 - Coeficientes  $\alpha$  para o cálculo de flechas elásticas em lajes retangulares submetidas a carregamento uniformemente distribuído.

$\lambda$	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
<b>1,00</b>	4,67	3,20	3,20	2,42	2,21	2,21	1,84	1,81	1,46
<b>1,05</b>	5,17	6,61	3,42	2,67	2,55	2,31	2,04	1,92	1,60
<b>1,10</b>	5,64	4,04	3,63	2,91	2,92	2,41	2,27	2,04	1,74
<b>1,15</b>	6,09	4,47	3,82	3,12	3,29	2,48	2,49	2,14	1,87
<b>1,20</b>	6,52	4,91	4,02	3,34	3,67	2,56	2,72	2,24	1,98
<b>1,25</b>	6,95	5,34	4,18	3,55	4,07	2,63	2,95	2,33	2,10
<b>1,30</b>	7,36	5,77	4,35	3,73	4,48	2,69	3,16	2,42	2,20
<b>1,35</b>	7,76	6,21	4,50	3,92	4,92	2,72	3,36	2,48	2,30
<b>1,40</b>	8,14	6,62	4,65	4,08	5,31	2,75	3,56	2,56	2,37
<b>1,45</b>	8,51	7,02	4,78	4,23	5,73	2,80	3,73	2,62	2,45
<b>1,50</b>	8,87	7,41	4,20	4,38	6,14	2,84	3,91	2,68	2,51
<b>1,55</b>	9,22	7,81	5,00	4,53	6,54	2,86	4,07	2,53	2,57
<b>1,60</b>	9,54	8,17	5,09	4,65	6,93	2,87	4,22	2,87	2,63
<b>1,65</b>	9,86	8,52	5,13	4,77	7,33	2,87	4,37	2,78	2,68
<b>1,70</b>	10,15	8,87	5,17	4,88	7,70	2,88	4,51	2,79	2,72
<b>1,75</b>	10,45	9,19	5,26	4,97	8,06	2,88	4,63	2,81	2,76
<b>1,80</b>	10,71	9,52	5,36	5,07	8,43	2,89	4,75	2,83	2,80
<b>1,85</b>	10,96	9,82	5,43	5,16	8,77	2,89	4,87	2,85	2,83
<b>1,90</b>	11,21	10,11	5,50	5,23	9,08	2,90	4,98	2,87	2,85

<b>1,95</b>	11,44	10,39	5,58	5,31	9,41	2,90	5,08	2,89	2,88
<b>2,00</b>	11,68	10,68	5,66	5,39	9,72	2,91	5,19	2,91	2,91
$\infty$	15,35	15,35	6,38	6,38	15,35	3,07	6,38	3,07	3,07

Fonte: (CARVALHO, 2014, p. 332).

**ANEXO D – Coeficientes  $\mu_x, \mu_y, \mu'_x, \mu'_y$  para o cálculo de momentos máximos nas lajes maciças**

Para encontra o coeficiente correto deve-se utilizar o parâmetro  $\lambda$ , dado por:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

Em que:

$l_y$  – maior dimensão da superfície da placa;

$l_x$ -menor dimensão da superfície da placa.

Tabela 01 - Coeficientes  $\mu_x, \mu_y, \mu'_x, \mu'_y$  para o cálculo dos momentos máximos em lajes retangulares uniformemente carregadas. (Casos 1,2 e 3).

$\lambda$	Caso 1		Caso 2			Caso 3		
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_{y'}$	$\mu_x$	$\mu_{x'}$	$\mu_y$
<b>1,00</b>	4,41	4,41	3,07	3,94	8,52	3,94	8,52	3,07
<b>1,05</b>	4,80	0,45	3,42	3,78	8,79	4,19	8,91	2,84
<b>1,10</b>	5,18	4,49	3,77	3,90	9,18	4,43	9,30	2,76
<b>1,15</b>	5,56	4,49	4,14	3,97	9,53	4,64	9,63	2,68
<b>1,20</b>	5,90	0,48	4,51	4,05	9,88	4,85	9,95	2,59
<b>1,25</b>	6,27	4,45	4,88	4,10	10,16	5,03	10,22	2,51
<b>1,30</b>	6,60	4,42	5,25	4,15	10,41	5,20	10,48	2,42
<b>1,35</b>	6,93	4,37	5,60	4,18	10,64	5,36	10,71	2,34
<b>1,40</b>	7,25	4,33	5,95	4,21	10,86	5,51	10,92	2,25
<b>1,45</b>	7,55	4,30	6,27	4,19	11,05	5,64	11,10	2,19
<b>1,50</b>	7,86	4,25	6,60	4,18	11,23	5,77	11,27	2,12
<b>1,55</b>	8,12	4,20	6,90	4,18	11,39	5,87	11,42	2,04
<b>1,60</b>	8,34	3,14	7,21	4,14	11,55	5,98	11,55	1,95
<b>1,65</b>	8,62	4,07	7,42	4,12	11,67	6,07	11,67	1,87
<b>1,70</b>	8,86	4,00	7,62	4,09	11,79	6,16	11,80	1,79
<b>1,75</b>	9,06	3,96	7,66	4,05	11,88	6,24	11,92	1,74
<b>1,80</b>	9,27	3,91	7,69	3,99	11,96	6,31	12,04	1,68

<b>1,85</b>	9,45	3,83	8,22	3,97	12,03	6,38	12,14	1,64
<b>1,90</b>	9,63	3,75	8,74	3,94	12,14	6,43	12,24	1,59
<b>1,95</b>	9,77	3,71	8,97	3,88	12,17	6,47	12,29	1,54
<b>2,00</b>	10,00	3,64	9,18	3,80	12,20	6,51	12,34	1,48
$\infty$	12,57	3,77	9,18	3,80	12,20	7,61	12,76	1,48

Fonte: (CARVALHO, 2014, p. 333-334).

Tabela 02 - Coeficientes  $\mu_x, \mu_y, \mu'_x, \mu'_y$  para o cálculo dos momentos máximos em lajes retangulares uniformemente carregadas. (Casos 4,5 e 6).

$\lambda$	Caso 4				Caso 5			Caso 6		
	$\mu_x$	$\mu_{x'}$	$\mu_y$	$\mu_{y'}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_{y'}$	$\mu_x$	$\mu_{x'}$	$\mu_y$
<b>1,00</b>	2,81	6,99	2,81	6,99	2,15	3,17	6,99	3,17	6,99	2,15
<b>1,05</b>	3,05	7,43	2,81	7,18	2,47	3,32	7,43	3,29	7,20	2,07
<b>1,10</b>	3,30	7,87	2,81	7,36	2,78	3,47	7,87	3,42	7,41	1,99
<b>1,15</b>	3,53	8,28	2,80	7,50	3,08	3,58	8,26	3,52	7,56	1,89
<b>1,20</b>	3,76	8,69	2,79	7,63	3,38	3,70	8,65	3,63	7,70	1,80
<b>1,25</b>	3,96	9,03	2,74	7,72	3,79	3,80	9,03	3,71	7,82	1,74
<b>1,30</b>	4,15	9,37	2,69	7,81	4,15	3,90	9,33	3,79	7,93	1,67
<b>1,35</b>	4,33	9,65	2,65	7,88	4,50	3,96	9,69	3,84	8,02	1,59
<b>1,40</b>	4,51	9,93	2,60	7,94	4,85	4,03	10,00	3,90	8,11	1,52
<b>1,45</b>	4,66	10,41	2,54	8,00	5,19	4,09	10,25	3,94	8,13	1,45
<b>1,50</b>	4,81	10,62	2,47	8,06	5,53	4,14	3,99	3,99	8,15	1,38
<b>1,55</b>	4,93	10,82	2,39	8,09	5,86	4,16	10,70	4,03	8,20	1,34
<b>1,60</b>	5,06	10,99	2,31	8,12	6,18	4,17	10,91	4,06	8,25	1,28
<b>1,65</b>	5,16	11,16	2,24	8,14	6,48	4,14	11,08	4,09	8,28	1,23
<b>1,70</b>	5,27	11,30	2,16	8,15	6,81	4,12	11,24	4,12	8,30	1,18
<b>1,75</b>	5,36	11,43	2,11	8,16	7,11	4,12	11,39	4,14	8,31	1,15
<b>1,80</b>	5,45	11,55	2,04	8,17	7,41	4,10	11,43	4,15	8,32	1,11
<b>1,85</b>	5,53	11,57	1,99	8,17	7,68	4,08	11,65	4,16	8,33	1,08
<b>1,90</b>	5,60	11,67	1,93	8,18	7,95	4,04	11,77	4,17	8,33	1,04
<b>1,95</b>	5,67	11,78	1,91	8,19	8,21	3,99	11,83	4,17	8,33	1,01
<b>2,00</b>	5,74	11,89	1,88	8,20	8,47	3,92	11,88	4,18	8,33	0,97
$\infty$	7,06	12,50	1,95	8,20	12,58	4,13	11,88	4,18	8,33	0,97

Fonte: (CARVALHO, 2014, p. 334-335).

Tabela 03 - Coeficientes  $\mu_x, \mu_y, \mu'_x, \mu'_y$  para o cálculo dos momentos máximos em lajes retangulares uniformemente carregadas. (Casos 7,8 e 9).

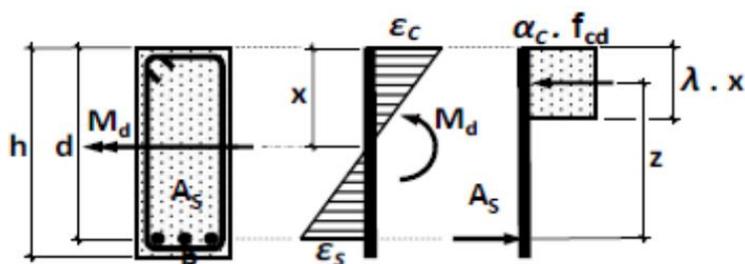
$\lambda$	Caso 7				Caso 8				Caso 9			
	$\mu_x$	$\mu_{x'}$	$\mu_y$	$\mu_{y'}$	$\mu_x$	$\mu_{x'}$	$\mu_y$	$\mu_{y'}$	$\mu_x$	$\mu_{x'}$	$\mu_y$	$\mu_{y'}$
<b>1,00</b>	2,13	5,46	2,60	6,17	2,60	6,17	2,13	5,46	2,11	5,15	2,11	5,15
<b>1,05</b>	2,38	5,98	2,66	6,45	2,78	6,47	2,09	5,56	2,31	5,50	2,10	5,29
<b>1,10</b>	2,63	6,50	2,71	6,75	2,95	6,76	2,04	5,65	2,50	5,85	2,09	5,43
<b>1,15</b>	2,87	7,11	2,75	6,97	3,09	6,99	1,98	5,70	2,73	6,14	2,06	5,51
<b>1,20</b>	3,11	7,72	2,78	7,19	3,23	7,22	1,92	5,75	2,94	6,43	2,02	5,59
<b>1,25</b>	3,43	8,81	2,79	7,36	3,34	7,40	1,85	5,75	3,04	6,67	1,97	5,64
<b>1,30</b>	3,56	8,59	2,77	7,51	3,46	7,57	1,78	5,76	3,13	6,90	1,91	5,68
<b>1,35</b>	3,76	8,74	2,74	7,63	3,55	7,70	1,72	5,75	3,25	7,09	1,86	5,69
<b>1,40</b>	3,96	8,88	2,71	7,74	3,64	7,82	1,64	5,74	3,38	7,28	1,81	5,70
<b>1,45</b>	4,15	9,16	2,67	7,83	3,71	7,91	1,59	5,73	3,48	7,43	1,73	5,71
<b>1,50</b>	4,32	9,44	2,63	7,91	3,78	8,00	1,53	5,72	3,58	7,57	1,66	5,72
<b>1,55</b>	4,48	9,68	2,60	7,98	3,84	8,07	1,47	5,69	3,66	7,68	1,60	5,72
<b>1,60</b>	4,63	9,91	2,55	8,02	3,89	8,14	1,42	5,66	3,73	7,79	1,54	5,72
<b>1,65</b>	4,78	10,13	2,50	8,03	3,94	8,20	1,37	5,62	3,80	7,88	1,47	5,72
<b>1,70</b>	4,92	10,34	2,45	8,10	3,98	8,25	1,32	5,58	3,86	7,97	1,40	5,72
<b>1,75</b>	5,04	10,53	2,39	8,13	4,01	8,30	1,27	5,56	3,91	8,05	1,36	5,72
<b>1,80</b>	5,17	10,71	2,32	8,17	4,04	8,34	1,20	5,54	3,95	8,12	1,32	5,72
<b>1,85</b>	5,26	10,88	2,27	8,16	4,07	8,38	1,17	5,55	3,98	8,18	1,26	5,72
<b>1,90</b>	2,36	11,04	2,22	8,14	4,10	8,42	1,14	5,56	4,01	8,24	1,21	5,72
<b>1,95</b>	5,45	11,20	2,14	8,13	4,11	8,45	1,11	5,60	4,04	8,29	1,19	5,72
<b>2,00</b>	5,55	11,35	2,07	8,12	4,13	8,47	1,08	5,64	4,07	8,33	1,16	5,72
$\infty$	7,07	12,50	2,05	8,12	4,18	8,33	1,09	5,64	4,19	8,33	1,17	5,72

Fonte: (CARVALHO, 2014, p. 335-336).

### ANEXO E – KMD, $K_x$ e $K_z$ para o cálculo da armadura longitudinal da laje maciça

Para encontrar o valor de  $K_z$  a ser utilizado para o cálculo da área de aço da laje maciça, deve-se encontrar o KMD e o  $K_x$  pelas fórmulas abaixo e pela figura 01.

Figura 01 - Caracterização da seção na flexão simples



Fonte: (FARIA, 2015)

a) Equação adimensional relacionada ao momento de cálculo ( $M_d$ ):

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Em que:

$M_d = M \cdot 1,4$  – Momento fletor solicitante de cálculo

$b_w$  – largura da seção transversal de vigas de seção retangular ou da nervura (parte mais estreita da seção transversal), para lajes maciças adotar 100 cm

$d$  – altura útil

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$  – Tensão de compressão no concreto de cálculo

$f_{ck}$  – Tensão de compressão característica do concreto

b) Equação adimensional relacionada ao braço de alavanca ( $K_z$ ):

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot k_x$$

c) Equação adimensional que relaciona as deformações com a altura da linha neutra ( $K_x$ ):

$$K_x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s}$$

Em que:

$\varepsilon_c$  – Deformação no concreto

$\varepsilon_s$  – Deformação no aço

A tabela 01 apresenta os valores de  $K_x$ ,  $K_z$ ,  $\varepsilon_c$  e  $\varepsilon_s$  para as variações do KMD:

Tabela 01 – Valores para o cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares para concretos até a classe C50.

<b>KMD</b>	<b><math>K_x</math></b>	<b><math>K_z</math></b>	<b><math>\varepsilon_c</math> (‰)</b>	<b><math>\varepsilon_s</math> (‰)</b>
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0837	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0996	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1402	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000

0,1350	0,2174	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2537	0,8985	3,3991	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1306
0,1850	0,3107	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793
0,2050	0,3507	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971

Fonte: (CARVALHO, 2014, p.142-143).

Tabela 01 – Valores para o cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares para concretos até a classe C50 (continuação...).

<b>KMD</b>	<b><math>K_x</math></b>	<b><math>K_z</math></b>	<b><math>\epsilon_c</math> (%)</b>	<b><math>\epsilon_s</math> (%)</b>
0,2150	0,3713	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4142	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981

0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5587	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8110
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506

Fonte: (CARVALHO, 2014, p.142-143).

**ANEXO F – Coeficientes  $k_x, k_y, k'_x, k'_y$  para o cálculos das reações de apoio nas lajes maciças**

Para encontra o coeficiente correto deve-se utilizar o parâmetro  $\lambda$ , dado por:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$$

Em que:

$l_y$  – maior dimensão da superfície da placa;

$l_x$ -menor dimensão da superfície da placa.

Tabela 01 - Coeficientes  $k_x, k_y, k'_x, k'_y$  para o cálculo das reações de apoio de lajes retangulares uniformemente carregadas. (Casos 1,2 e 3)

$\lambda$	Caso 1		Caso 2			Caso 3		
	K x	K y	K x	K y	K y'	K x	K x'	K y
<b>1,00</b>	2,50	2,50	1,83	2,32	4,02	2,32	4,02	1,83
<b>1,05</b>	2,62	2,50	1,92	2,37	4,10	2,38	4,13	1,83
<b>1,10</b>	2,73	2,50	2,01	2,41	4,17	2,44	4,23	1,83
<b>1,15</b>	2,83	2,50	2,10	2,44	4,22	2,50	4,32	1,83
<b>1,20</b>	2,92	2,50	2,20	2,46	4,27	2,54	4,41	1,83
<b>1,25</b>	3,00	2,50	2,29	2,48	4,30	2,59	4,48	1,83
<b>1,30</b>	3,08	2,50	2,38	2,49	4,32	2,63	4,55	1,83
<b>1,35</b>	3,15	2,50	2,47	2,50	4,33	2,67	4,62	1,83
<b>1,40</b>	3,21	2,50	2,56	2,50	4,33	2,70	4,68	1,83
<b>1,45</b>	3,28	2,50	2,64	2,50	4,33	2,74	4,74	1,83
<b>1,50</b>	3,33	2,50	2,72	2,50	4,33	2,77	4,79	1,83
<b>1,55</b>	3,39	2,50	2,80	2,50	4,33	2,80	4,84	1,83
<b>1,60</b>	3,44	2,50	2,87	2,50	4,33	2,82	4,89	1,83
<b>1,65</b>	3,48	2,50	2,93	2,50	4,33	2,85	4,93	1,83
<b>1,70</b>	3,53	2,50	2,99	2,50	4,33	2,87	4,97	1,83
<b>1,75</b>	3,57	2,50	3,05	2,50	4,33	2,89	5,01	1,83
<b>1,80</b>	3,61	2,50	3,10	2,50	4,33	2,92	5,05	1,83
<b>1,85</b>	3,65	2,50	3,15	2,50	4,33	2,94	5,09	1,83

<b>1,90</b>	3,68	2,50	3,20	2,50	4,33	2,96	5,12	1,83
<b>1,95</b>	3,72	2,50	3,25	2,50	4,33	2,97	5,15	1,83
<b>2,00</b>	3,75	2,50	3,29	2,50	4,33	2,99	5,18	1,83
$\infty$	5,00	2,50	5,00	2,50	4,33	3,66	6,25	1,83

Fonte: (CARVALHO, 2014, p. 344-345).

Tabela 02 - Coeficientes  $k_x, k_y, k'_x, k'_y$  para o cálculo das reações de apoio de lajes retangulares uniformemente carregadas. (Casos 4, 5 e 6).

$\lambda$	Caso 4				Caso 5		Caso 6	
	kx	k x'	k y	k y'	k x	k y'	k x'	$\mu y$
<b>1,00</b>	1,83	3,17	1,83	3,17	1,44	3,56	3,56	1,44
<b>1,05</b>	1,92	3,32	1,83	3,17	1,52	3,66	3,63	1,44
<b>1,10</b>	2,00	3,46	1,83	3,17	1,59	3,75	3,69	1,44
<b>1,15</b>	2,07	3,58	1,83	3,17	1,66	3,84	3,74	1,44
<b>1,20</b>	2,14	3,70	1,83	3,17	1,73	3,92	3,80	1,44
<b>1,25</b>	2,20	3,80	1,83	3,17	1,80	3,99	3,85	1,44
<b>1,30</b>	2,25	3,90	1,83	3,17	1,88	4,06	3,89	1,44
<b>1,35</b>	2,30	3,99	1,83	3,17	1,95	4,12	3,93	1,44
<b>1,40</b>	2,35	4,08	1,83	3,17	2,02	4,17	3,97	1,44
<b>1,45</b>	2,40	4,15	1,83	3,17	2,09	4,22	4,00	1,44
<b>1,50</b>	2,44	4,23	1,83	3,17	2,17	4,25	4,04	1,44
<b>1,55</b>	2,24	4,29	1,83	3,17	2,24	4,28	4,07	1,44
<b>1,60</b>	2,52	4,36	1,83	3,17	2,31	4,30	4,10	1,44
<b>1,65</b>	2,55	4,42	1,83	3,17	2,38	4,32	4,13	1,44
<b>1,70</b>	2,58	4,48	1,83	3,17	2,45	4,33	4,15	1,44
<b>1,75</b>	2,61	4,53	1,83	3,17	2,53	4,33	4,17	1,44
<b>1,80</b>	2,64	4,58	1,83	3,17	2,59	4,33	4,20	1,44
<b>1,85</b>	2,67	4,63	1,83	3,17	2,66	4,33	4,22	1,44
<b>1,90</b>	2,70	4,67	1,83	3,17	2,72	4,33	4,24	1,44
<b>1,95</b>	2,72	4,71	1,83	3,17	2,78	4,33	4,26	1,44
<b>2,00</b>	2,75	4,75	1,83	3,17	2,84	4,33	4,28	1,44
$\infty$	3,66	6,33	1,83	3,17	5,00	4,33	5,00	1,44

Fonte: (CARVALHO, 2014, p. 345-346).

Tabela 03 - Coeficientes  $k_x, k_y, k'_x, k'_y$  para o cálculo das reações de apoio de lajes retangulares uniformemente carregadas. (Casos 7, 8 e 9).

$\lambda$	Caso 7			Caso 8			Caso 9	
	k x	k x'	k y'	k x'	k y	k y'	k x'	k y'
<b>1,00</b>	1,44	2,50	3,03	3,03	1,44	2,50	2,50	2,50
<b>1,05</b>	1,52	2,63	3,08	3,12	1,44	2,50	2,62	2,50
<b>1,10</b>	1,59	2,75	3,11	3,21	1,44	2,50	2,73	2,50
<b>1,15</b>	1,66	2,88	3,14	3,29	1,44	2,50	2,83	2,50
<b>1,20</b>	1,73	3,00	3,16	3,36	1,44	2,50	2,92	2,50
<b>1,25</b>	1,80	3,13	3,17	3,42	1,44	2,50	3,00	2,50
<b>1,30</b>	1,88	3,25	3,17	3,48	1,44	2,50	3,08	2,50
<b>1,35</b>	1,94	3,36	3,17	3,54	1,44	2,50	3,15	2,50
<b>1,40</b>	2,00	3,47	3,17	3,59	1,44	2,50	3,21	2,50
<b>1,45</b>	2,06	3,57	3,17	3,64	1,44	2,50	3,28	2,50
<b>1,50</b>	2,11	3,66	3,17	3,69	1,44	2,50	3,33	2,50
<b>1,55</b>	2,16	3,75	3,17	3,73	1,44	2,50	3,39	2,50
<b>1,60</b>	2,21	3,83	3,17	3,77	1,44	2,50	3,44	2,50
<b>1,65</b>	2,25	3,90	3,17	3,81	1,44	2,50	3,48	2,50
<b>1,70</b>	2,30	3,98	3,17	3,84	1,44	2,50	3,53	2,50
<b>1,75</b>	2,33	4,04	3,17	3,87	1,44	2,50	3,57	2,50
<b>1,80</b>	2,37	4,11	3,17	3,90	1,44	2,50	3,61	2,50
<b>1,85</b>	2,40	4,17	3,17	3,93	1,44	2,50	3,65	2,50
<b>1,90</b>	2,44	4,21	3,17	3,96	1,44	2,50	3,68	2,50
<b>1,95</b>	2,47	4,28	3,17	3,99	1,44	2,50	3,72	2,50
<b>2,00</b>	2,50	4,33	3,17	4,04	1,44	2,50	3,75	2,50
$\infty$	3,66	6,34	3,17	5,00	1,44	2,50	5,00	2,50

Fonte: (CARVALHO, 2014, p. 346-347).

## ANEXO G – Coeficientes de majoração das ações

Tabela 01 – Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalque de apoios e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
<b>Normais</b>	1,4 a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0,0
<b>Especiais ou de construção</b>	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0,0
<b>Excepcionais</b>	1,2	1,0	1,0	0,0	1,2	0,9	0,0	0,0

Em que:

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

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

Fonte: (ABNT NBR 6118, 2014, p.65).

Tabela 02 – Coeficiente  $\gamma_2$

Ações		$\gamma_2$		
		$\psi_0$	$\psi_1^a$	$\psi_2$
<b>Cargas acidentais de edifícios</b>	Locais que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (b)	0,5	0,4	0,3
	Locas em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas (c)	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0,0
<b>Temperatura</b>	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

---

a – Para os valores de  $\Psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver seção 23.

b – Edifícios residenciais

c- Edifícios comerciais, de escritório, estações e edifícios públicos.

---

Fonte: (ABNT NBR 6118, 2014, p.65).