

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

VINÍCIUS D'ALMEIDA RODRIGUES RAMOS

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS  
EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À CORROSÃO  
POR AÇÃO DE ÍONS CLORETO**

MARINGÁ  
2024

VINÍCIUS D'ALMEIDA RODRIGUES RAMOS

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS  
EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À CORROSÃO  
POR AÇÃO DE ÍONS CLORETO**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas e Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Elyson Andrew Pozo Liberati  
Coorientador: Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein

MARINGÁ  
2024

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)

(Biblioteca Central - UEM, Maringá - PR, Brasil)

R715a

Ramos, Vinícius D'Almeida Rodrigues

Análise da capacidade resistente à punção de lajes lisas em concreto armado submetidas à corrosão por ação de íons cloreto / Vinícius D'Almeida Rodrigues Ramos. -- Maringá, PR, 2024.

174 f. : il. color., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Elyson Andrew Pozo Liberati.

Coorientador: Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2024.

1. Lajes lisas - Concreto armado - Corrosão. 2. Punção (Engenharia civil). 3. Análise numérica. I. Liberati, Elyson Andrew Pozo, orient. II. Trautwein, Leandro Mouta, coorient. III. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 23.ed. 624.1834

VINÍCIUS D'ALMEIDA RODRIGUES RAMOS

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À PUNÇÃO DE LAJES LISAS EM CONCRETO  
ARMADO SUBMETIDAS À CORROSÃO POR AÇÃO DE ÍONS CLORETO**

Dissertação de Mestrado apresentada no dia 11/09/2024, julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL e aprovada em sua forma final, como requisito parcial para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

**BANCA EXAMINADORA**



Documento assinado digitalmente

ELYSON ANDREW POZO LIBERATI

Data: 11/09/2024 17:02:15-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

**Prof. Dr. Elyson Andrew Pozo Liberati**

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Universidade Estadual de Maringá

Professor Orientador



Documento assinado digitalmente

LEANDRO MOUTA TRAUTWEIN

Data: 11/09/2024 16:31:42-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

**Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein**

Faculdade de Engenharia Civil

Universidade Estadual de Campinas

Professor Coorientador



Documento assinado digitalmente

MARILIA GONCALVES MARQUES

Data: 11/09/2024 16:15:44-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

**Profa. Dra. Marília Gonçalves Marques**

Instituto de Ciências Exatas e Tecnológicas

Universidade Federal de Viçosa - Campus Rio Paranaíba

Assinado por: ANTÓNIO MANUEL PINHO RAMOS

Num. de Identificação: 07729543

Data: 2024.09.11 17:30:44+01'00'

**Prof. Dr. António Manuel Pinho Ramos**

Faculdade de Ciências e Tecnologia

Universidade Nova de Lisboa

Dedico este trabalho à Deus, por sempre me acompanhar e iluminar em cada passo dado. Dedico à minha mãe Sônia e meu pai Domício, pelo constante amor, apoio e incentivo ao longo dessa caminhada.

# AGRADECIMENTOS

Essa dissertação de mestrado não seria possível sem o precioso apoio de algumas pessoas que fizeram parte dessa caminhada comigo. Logo, primeiramente agradeço à Deus pela coragem, força, fé e disposição para enfrentar todas as batalhas inerentes a essa etapa em minha vida.

Gostaria de agradecer aos meus pais, Domício e Sônia, por todo o amor, suporte e encorajamento, todo o esforço aqui colocado provém da força de vontade passada a mim por vocês. Agradeço imensamente à Leandra, Valter e Ana, pela estadia, pelo amor, pelo carinho, pela força e palavras de apoio desde o início dessa pesquisa, vocês foram essenciais em minha vida.

Gostaria de agradecer também, ao meu orientador Professor Doutor Elyson Andrew Pozo Liberati, e ao meu coorientador Professor Doutor Leandro Mouta Trautwein, pelo excelente apoio, paciência e empenho com o qual me orientaram neste trabalho e em todos os processos necessários para chegar até aqui. Muito obrigado por me motivar, corrigir e ensinar. Agradeço também ao Professor Doutor Leonardo Carvalho Mesquita por todo o apoio no desenvolvimento dos modelos numéricos executados nesse estudo.

Desejo igualmente agradecer à alguns colegas que fiz ao longo do Mestrado em Engenharia Civil, especialmente à Adriano Carvalho, André Benedito, Eduardo Vedovetto, Gustavo Moura e Leonardo Rossato por todo o apoio e parceria ao longo das disciplinas, seminários e desenvolvimento da pesquisa.

Por fim, agradeço aos membros que participaram das bancas de Qualificação e Defesa da dissertação de Mestrado, Profa. Dra. Marília Gonçalves Marques, Prof. Dr. Rafael Andres Sanabria Diaz e Prof. Dr. António Manuel Pinho Ramos. Pelo tempo concedido e pelo conhecimento repassado.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

*Nós somos aquilo que fazemos repetidamente.  
Excelência, portanto, não é um ato, mas sim  
um hábito.*

*Aristóteles.*

# RESUMO

A corrosão devido à ação de íons cloreto é um dos principais mecanismos de degradação das estruturas de concreto armado. Seus efeitos podem ser nocivos aos elementos estruturais no que diz respeito à redução de sua capacidade mecânica, haja vista o impacto na redução da área de seção transversal das armaduras, além das reações expansivas geradas no interior do concreto. Ainda, os efeitos gerados pela falha por punção em lajes lisas podem ser catastróficos, pois a falha de uma ligação laje-pilar pode levar a um colapso progressivo de toda estrutura. Logo, o presente estudo investigou a resistência de três lajes lisas de concreto armado, baseados em resultados experimentais de resistência à punção, sem armadura de cisalhamento e com aberturas adjacentes aos pilares, quando submetidas à 10% e 20% de corrosão, por meio da construção de modelos numéricos em elemento finitos utilizando o *software* ABAQUS. Foram aplicados métodos de modelagem para avaliar os efeitos de diferentes graus de corrosão nas propriedades geométricas e mecânicas das armaduras, no concreto e na aderência aço-concreto. Os resultados mostraram que, à medida que a corrosão aumentou, a resistência à punção das lajes diminuiu. Notou-se uma redução média de 8,74% e 23,4% para os graus de corrosão de 10% e 20%, respectivamente. A rigidez e ductilidade das lajes foram afetadas, principalmente nas que tinham aberturas adjacentes ao pilar. Após as análises carga-deslocamento, carga-deformação e fissuração das lajes, os resultados da capacidade de carga à punção foram comparados as previsões dos códigos normativos Eurocode (2004), fib Model Code (2010), ACI 318 (2019), FrpEC2 (2021) e ABNT NBR 6118 (2023). Os códigos normativos utilizados subestimaram a capacidade resistente das lajes corroídas, se mostrando conservadores, sendo o Eurocode 2 (2004), FrpEC2 (2021) e a ABNT NBR 6118 (2023) os que forneceram resultados mais precisos e menos dispersos.

**Palavras-chave:** Cloretos, Corrosão, Ligação laje-pilar, Punção.

## **ABSTRACT**

Chloride corrosion is one of the main degradation mechanisms in reinforced concrete structures. Its effects can be harmful to structural elements in terms of reducing their mechanical capacity, given the impact on the reduction of the cross-section area of the reinforcements, as well as the expansive reactions generated inside the concrete. Furthermore, the effects of punching shear failure in flat slabs can be catastrophic, as the failure of a slab-column joint can lead to the progressive collapse of the entire structure. Therefore, this study investigated the resistance of three reinforced concrete flat slabs, based on experimental results of punching shear capacity, without shear reinforcement and with openings adjacent to the columns, when subjected to 10% and 20% of corrosion degree, by finite element analysis using ABAQUS. Modeling methods were applied to assess the effects of different corrosion degrees on the geometric and mechanical properties of the reinforcement, concrete, and the bond between steel and concrete. The results showed that as corrosion increased, the punching shear capacity of the slabs decreased. An average reduction of 8.74% and 23.4% was observed for corrosion degrees of 10% and 20%, respectively. The stiffness and ductility of the slabs were affected, especially in those with openings adjacent to the column. After analyzing the load-displacement, load-strain, and cracking behavior of the slabs, the results of punching shear capacity were compared to the predictions of the Eurocode (2004), fib Model Code (2010), ACI 318 (2019), FrpEC2 (2021), and ABNT NBR 6118 (2023) design codes. The design codes used underestimated the load-bearing capacity of the corroded slabs, proving to be conservative, with Eurocode 2 (2004), FrpEC2 (2021), and ABNT NBR 6118 (2023) those that provided more accurate and less scattered results.

**Keywords:** Chlorides, Corrosion, Slab-column joint, Punching Shear.

## LISTA DE FIGURAS

### Capítulo 1 - Introdução

Figura 1.1 – Colapso progressivo ocorrido no Pipers Row Car Park, Inglaterra. .... 25

### Capítulo 2 – Revisão da literatura

Figura 2.1 – Detalhes históricos do desenvolvimento do sistema de lajes lisas por C. A. P. Turner em 1905. .... 29

Figura 2.2 - Detalhes históricos do desenvolvimento do sistema de lajes lisas por Robert Maillart em 1910. .... 30

Figura 2.3 – Modos de ruptura por punção em lajes lisas de concreto armado. .... 31

Figura 2.4 – Tipos de lajes lisas. .... 32

Figura 2.5 - Tipos de armaduras de punção. .... 36

Figura 2.6 - Perímetro de controle ( $u_1$ ). .... 39

Figura 2.7 – Perímetro de controle próximo de uma abertura. .... 40

Figura 2.8 – Perímetro básico de controle ( $b_1$ ). .... 41

Figura 2.9 – Diferença entre as alturas úteis  $d$  e  $d_v$ . .... 42

Figura 2.10 – Rotação ( $\psi$ ) da laje ao redor da região apoiada. .... 43

Figura 2.11 – Perímetro reduzido em função em função da presença de aberturas. .... 44

Figura 2.12- Perímetro crítico ( $b_0$ ). .... 45

Figura 2.13 – Perímetro reduzido em função em função da presença de aberturas. .... 46

Figura 2.14 - Perímetro crítico e distância efetiva de aberturas segundo a norma FrpEc 2 (2021).  
..... 47

Figura 2.15 - Perímetro crítico em pilares internos. .... 48

Figura 2.16 - Perímetro crítico em pilares internos. .... 49

Figura 2.17 - Perímetro crítico próximo da abertura nas lajes. .... 51

Figura 2.18 - Desenho esquemático das dimensões e cargas aplicadas nas lajes estudadas por Genikomsou e Polak (2015). .... 53

Figura 2.19 - Geometria e condições de contorno: (a) laje SB1; (b) lajes SW1 e SW5 e; (c) lajes XXX e HXXX. .... 54

Figura 2.20 – Pórtico representativo da situação estudada por Liberati (2019). .... 57

## LISTA DE FIGURAS

---

Figura 2.21 – Sistema de aplicação de carga utilizado por Liberati (2019). .....	58
Figura 2.22 – Esquema do ensaio realizado por Liberati (2019). .....	59
Figura 2.23 - Dimensões e reforço das lajes estudadas por Weng <i>et al.</i> (2022). .....	61
Figura 2.24 – Esquema do ensaio de corrosão acelerada. ....	61
Figura 2.25 – <i>Setup</i> do ensaio das lajes de Weng et al. (2022). .....	62
Figura 2.26 – Dimensões, detalhes do reforço e posição do carregamento. ....	64
Figura 2.27 - Ensaio de corrosão acelerada: esquema de projeto, fotografia da execução e condição da superfície após o ensaio. ....	66
Figura 2.28 - ConFiguração do ensaios das amostras: (a) Fotografia; (b) Esquema.....	67
Figura 2.29 – Dimensões em planta do corpo de prova em escala real: .....	69
Figura 2.30 – Esquema das dimensões e reforço dos corpos de prova. ....	70
Figura 2.31 - Método de corrosão acelerada. ....	71
Figura 2.32 - Instrumentação do ensaio experimental. ....	71

### **Capítulo 3 – Durabilidade e vida útil de estruturas em concreto armado**

Figura 3.1 - Processo de desp passivação das armaduras pela ação de íons cloreto. ....	80
Figura 3.2 - Diagrama de equilíbrio termodinâmico de Pourbaix.....	82
Figura 3.3 - Aspectos da vista lateral aumentada (em corte) de superfícies metálicas corroídas, destacando: (a) a corrosão generalizada uniforme e; (b) a corrosão generalizada não uniforme. ....	87
Figura 3.4 - Teste de carbonatação através do uso de fenolftaleína. ....	88
Figura 3.5 - Corrosão localizada. ....	88
Figura 3.6 - Corrosão sob tensão (fissuras). ....	89
Figura 3.7 - Evolução da corrosão no aço do concreto armado. ....	91
Figura 3.8 - Modelo de corrosão uniforme.....	97
Figura 3.9 - ConFiguração do pite.....	98
Figura 3.10 - Esforços envolvidos que levam à fissuração e destacamento do concreto, devidos à corrosão de armaduras. ....	101

### **Capítulo 4 – Modelagem Numérica**

Figura 4.1 – (a) Geometria das lajes, medidas em mm; (b) ConFiguração do ensaio experimental realizado por Liberati (2019). ....	104
Figura 4.2 - Comportamento do concreto quando submetido à esforços de (a) compressão; (b) tração. ....	107
Figura 4.3 - Representação do ângulo de dilatação e excentricidade.....	108

## LISTA DE FIGURAS

---

Figura 4.4 - Superfície de ruptura no plano desviatório.....	109
Figura 4.5 - Superfície de escoamento no plano de tensões.....	109
Figura 4.6 - Curvas (a) Tensão-Deformação do concreto à compressão; (b) Variável de dano à compressão-Deformação do concreto. ....	112
Figura 4.7 - Curva Tensão-Deformação para as armaduras principais. ....	112
Figura 4.8 - Curvas Tensão-Abertura de fissura do concreto à tração. ....	113
Figura 4.9 - Variável de dano-Abertura de fissura do concreto à tração.....	114
Figura 4.10 - Análise inicial da curva Carga-Deslocamento.....	117
Figura 4.11 – Geometria, condições de contorno e malha de elementos finitos das lajes estudadas. ....	118
Figura 4.12 - Resultados da variação do ângulo de dilatação dos modelos numéricos. ....	120
Figura 4.13 - Resultados da variação da viscosidade dos modelos numéricos. ....	121
Figura 4.14 - Resultados da variação da energia de fratura dos modelos numéricos.....	123
Figura 4.15 - Análise de sensibilidade de malha para os modelos.....	125
Figura 4.16 - Comparação entre as curvas Carga-Deslocamento dos modelos numéricos e resultados experimentais por Liberati (2019). ....	127
Figura 4.17 - Curvas Carga-Deformação para o concreto e para as armaduras da laje LR-FEA. ....	129
Figura 4.18 - Curvas Carga-Deformação para o concreto e para as armaduras da laje LF1-FEA. ....	130
Figura 4.19 - Curvas Carga-Deformação para o concreto e para as armaduras da laje LF2-FEA. ....	131
Figura 4.20 - Comparação da capacidade de carga entre os modelos numéricos. ....	132
Figura 4.21 - (a) Padrão de fissuração para a laje LR-FEA; (b) Comparação entre o modelo LR-FEA e os resultados experimentais da Série 1. ....	133
Figura 4.22 - (a) Padrão de fissuração para a laje LF1-FEA; (b) Comparação entre o modelo LF1-FEA e os resultados experimentais da Série 2. ....	134
Figura 4.23 - (a) Padrão de fissuração para a laje LF2-FEA; (b) Comparação entre o modelo LF2-FEA e os resultados experimentais da Série 3. ....	135

## **Capítulo 5 – Modelagem Numérica da corrosão**

Figura 5.1 - Comportamento aderência-deslizamento. ....	139
Figura 5.2 – Curva normalizada da deterioração da tensão de aderência em função do grau de corrosão e curvas para os graus de corrosão de 0%, 10% e 20% de corrosão. ....	142

## LISTA DE FIGURAS

---

Figura 5.3 – Geometria, malha, área corroída e conexões das lajes experimentais de Qian <i>et al.</i> (2022). .....	144
Figura 5.4 – Comparação entre as curvas Carga-Deslocamento experimentais e numéricas das lajes de Qian <i>et al.</i> (2022). .....	145
Figura 5.5 - Área corroída para as lajes do presente estudo.....	146
Figura 5.6 – Comparação entre as curvas Carga-Deslocamento para as lajes corroídas. ....	147
Figura 5.7 – Comparação das curvas carga-deformação entre as lajes LR-FEA, LR-10 e LR-20. ....	149
Figura 5.8 - Comparação das curvas carga-deformação entre as lajes LF1-FEA, LF1-10 e LF1-20.....	150
Figura 5.9 - Comparação das curvas carga-deformação entre as lajes LF2-FEA, LF2-10 e LF2-20.....	151
Figura 5.10 - Comparação do mapa de fissuração entre as lajes das séries (a) LR, (b) LF1 e (c) LF2. ....	152
Figura 5.11 - Padrões típicos de linha de ruptura considerados para determinação da resistência à flexão das lajes. ....	153
Figura 5.12 - Perímetros de controle e regras para detalhamentos de lajes lisas com aberturas. ....	156
Figura 5.13 - Relação entre a carga de ruptura prevista pelos códigos normativos e os resultados experimentais/numéricos.....	159

## **LISTA DE TABELAS**

### **Capítulo 1 - Introdução**

Tabela 1.1 – Gastos com manutenção em países desenvolvidos. ....	26
--	----

### **Capítulo 3 – Durabilidade e vida útil de estruturas em concreto armado**

Tabela 3.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA).....	76
Tabela 3.2 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.....	76
Tabela 3.3 – Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto. ....	77

### **Capítulo 4 – Modelagem Numérica**

Tabela 4.1 - Propriedades geométricas das lajes e propriedades mecânicas do concreto obtidas experimentalmente por Liberati (2019). ....	105
Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas do aço.....	105
Tabela 4.3 – Referências para os parâmetros utilizados no CDP.....	110
Tabela 4.4 - Elementos Finitos utilizados para a modelagem. ....	116
Tabela 4.5 - Valores do coeficiente de rigidez para as molas adotadas. ....	117
Tabela 4.6 - Valores utilizados para análise de variação da energia de fratura. ....	123
Tabela 4.7 – Propriedades utilizadas para as validações numéricas. ....	124
Tabela 4.8 - Resultados de carga e deslocamento finais para as lajes estudadas. ....	128

### **Capítulo 5 – Modelagem da corrosão**

Tabela 5.1 - Parâmetros de comportamento aderência-deslizamento. ....	140
Tabela 5.2 - Resultados carga-deslocamento para diferentes graus de corrosão. ....	148
Tabela 5.3 - Cargas e Modos de ruptura observados. ....	155
Tabela 5.4 - Previsões de capacidade resistente à punção pelos códigos normativos.....	157
Tabela 5.5 - Comparação entre a carga de punção analítica e os resultados experimentais. ...	157
Tabela 5.6 - Comparação entre a carga de punção analítica e os resultados numéricos de corrosão. ....	158

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_c$	Área de concreto na qual a força radial é aplicada.
$A_v$	Área da armadura de cisalhamento dentro do perímetro de controle.
$A_{sw}$	Área da armadura de cisalhamento em uma camada ao redor do pilar.
$b$	Largura da laje, perímetro do pilar.
$b_w$	Largura da seção transversal de concreto.
$b_0$	Perímetro de controle reduzido ( <i>fib</i> Model Code, 2010).
$b_0$	Perímetro de controle localizado a uma distância de $0,5d$ a partir da face do pilar (ACI 318, 2019).
$b_1$	Distância do centro do pilar a face da abertura mais próxima ao pilar.
$b_2$	Distância entre as faces da abertura.
$b_c$	Constante de dano que varia entre 0 e 1.
$C$	Superfície crítica de contorno do pilar ou da carga concentrada (ABNT NBR 6118, 2014).
$c_1$	Coefficiente que assume o valor de 3,0 para concretos de densidade normal.
$c_2$	Coefficiente que assume o valor de 6,93 para concreto de densidade normal.
$C_a(OH)_2$	Hidróxido de Cálcio.
$C'$	Superfície crítica de contorno afastada $2d$ do pilar ou carga concentrada.
$C''$	Superfície crítica de contorno afastada $2d$ da última camada da armadura de cisalhamento.
$d, d_y$	Altura útil da laje.
$d_g$	Diâmetro máximo do agregado.
$d_c$	Parâmetro de dano à compressão.
$d_t$	Parâmetro de dano à tração.
$d_{v, out}$	Distância entre a armadura de flexão e a extremidade inferior do ramo vertical da armadura de cisalhamento.
$d_x$	Altura útil da laje medida na direção $x$ .
$d_y$	Altura útil da laje medida na direção $y$ .
$E_c$	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto.
$E_s$	Módulo de elasticidade longitudinal do aço.

## LISTA DE SÍMBOLOS

---

$F$	Constante de Faraday.
$F_e(OH)_3$	Ferrugem superficial.
$F_{sd}$	Força ou reação concentrada de cálculo.
$F_c$	Resistência a compressão do concreto medida em corpos de prova cilíndricos.
$f_{cd}$	Resistência de cálculo do concreto à compressão.
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto.
$f_{bd}$	Resistência de aderência do concreto.
$f_{ct}$	Resistência a tração do concreto.
$f_{ctm}$	Resistência a tração média do concreto.
$f_u$	Resistência na ruptura do aço da armadura.
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço da armadura de flexão.
$f_{ywd}$	Resistência ao escoamento de projeto do aço da armadura de cisalhamento.
$f_{ywd,ef}$	Resistência efetiva ao escoamento de projeto do aço da armadura de cisalhamento.
$G_f$	Energia de fratura.
$h$	Altura total da laje.
$h_c$	Profundidade máxima da ascensão capilar.
$I$	Corrente (Amperes).
$K$	Coefficiente de efeito de tamanho; coeficiente que depende da rugosidade e diâmetro das armaduras.
$K_c$	Fator de forma do material.
$k_{dg}$	Parâmetro que depende do diâmetro máximo do agregado graúdo.
$k_e$	Coefficiente de excentricidade.
$k_{sys}$	Coefficiente que leva em conta o desempenho do sistema à punção ( $k_{sys} = 2,0$ ).
$k_{\phi}$	Parâmetro que depende da rotação da laje ao redor da área apoiada.
$m$	Massa da armadura enferrujada.
$M$	Peso atômico do metal que compõe a armadura.
$m_{sd}$	Momento solicitante médio de cálculo por unidade de comprimento.
$m_{Rd}$	Momento resistente de cálculo por unidade de comprimento.
$r_c$	Raio do capilar.
$r_s$	Distância do centroide do pilar ao ponto onde o momento é zero.
$r_l$	Raios de seção crítica de ruptura externa, situado a $1,35d$ da última camada de armadura de cisalhamento.
$s_0$	Distância radial entre a face do pilar e o primeiro elemento da armadura de cisalhamento.
$s, s_r$	Distância radial entre elementos da armadura de cisalhamento.

## LISTA DE SÍMBOLOS

---

$t$	Tempo de corrosão (s).
$u_1$	Perímetro de controle distante a $2d$ da área carregada.
$u_0$	Perímetro do pilar ou área carregada.
$u_2$	Perímetro de controle afastado das armaduras de punção.
$u_{ext}, u_{out}$	Última camada de armadura de cisalhamento.
$V_{Ed}$	Força de cisalhamento atuante.
$V_{Rd,máx}$	Força de cisalhamento máxima.
$V_{exp}$	arga de ruptura experimental.
$V_{flex}$	Resistência à flexão da laje.
$V_{mín}$	Força resistente mínima ao cisalhamento.
$V_n$	Força nominal resistente.
$V_c, V_{Rd,c}$	Força resistente à punção devido ao concreto.
$V_s, V_{Rd,s}$	Força resistente à punção devido ao aço.
$V_{Rd}, V_{Rd,cs}$	Força resistente à punção devido ao concreto e ao aço.
$V_{Rd,cs,out}$	Força resistente à punção devido ao concreto na região externa à armadura de cisalhamento.
$V_{Rd,máx}$	Força de cisalhamento máxima.
$v_{Rd1}$	Força de cisalhamento resistente na superfície crítica $C'$ .
$V_{Rd2}$	Força de cisalhamento na superfície crítica $C$ .
$V_{Rd3}$	Força de cisalhamento resistente para lajes com armadura de cisalhamento.
$V_u$	Força nominal atuante.
$w$	Grau de corrosão.
$w$	Abertura de fissuras.
$w_c$	Abertura de fissura onde a tensão é zerada.
$W_0$	Peso original da armadura.
$W$	Peso da armadura após a corrosão.
$z$	Braço de alavanca; Carga iônica.

## LETRAS GREGAS

$\alpha_v$	$(1-f_{ck}/250)$
$\alpha_1$ e $\alpha_2$	São coeficientes empíricos de valor igual a 1,24 e 0,75.
$\alpha_e$	$E_s/E_c$
$\alpha_s$	Coeficiente relacionado ao posicionamento do pilar em relação à laje.
$\beta$	Razão entre a maior e menor dimensão do pilar.

## LISTA DE SÍMBOLOS

---

$\gamma_c$	Coeficiente de redução da resistência do concreto.
$\gamma_w$	Massa específica do fluido considerado.
$\varepsilon$	Deformação normal do concreto.
$\varepsilon_{c1}$	$0,85f_c/(4250f_c^{1/2})$
$\varepsilon_0$	Valor da deformação no limite da resistência à compressão.
$\varepsilon_{cu}$	Deformação do concreto na ruptura (0,0035).
$\varepsilon_c^{pl}$	Deformação plástica para compressão.
$\varepsilon_t$	Deformação média de tração no concreto fissurado normal à direção da compressão aplicada.
$e$	Excentricidade potencial de fluxo.
$\xi$	Efeito de tamanho ( <i>size effect</i> ).
$\rho$	Taxa geométrica de armadura de flexão.
$\rho_x$	Taxa geométrica de armadura de flexão medida na direção $x$ .
$\rho_y$	Taxa geométrica de armadura de flexão medida na direção $y$ .
$\sigma$	Tensão normal.
$\sigma_c$	Tensão superficial do fluido.
$\sigma_{b0}$	Valor inicial da tensão de escoamento uniaxial.
$\sigma_{c0}$	Valor inicial da tensão de escoamento biaxial.
$\sigma_{sw}$	Tensão do aço da armadura de cisalhamento.
$\sigma_x$	Tensão normal na direção $x$ .
$\sigma_X$	Média da variável aleatória.
$\sigma_y$	Tensão normal na direção $y$ .
$\sigma_{máx}$	Tensão normal máxima.
$\tau, \tau_{sd}$	Tensão de cisalhamento.
$\tau_{Rd}$	Tensão resistente de compressão (ABNT NBR 6118, 2023).
$\mu$	Parâmetro de viscosidade.
$\psi$	Rotação da laje; Ângulo de dilatação do concreto no CDP.
$\Phi$	Fator de minoração para força nominal resistente.
$\phi$	Diâmetro das armaduras.

# SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>22</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	25
1.2 OBJETIVOS .....	27
<b>1.2.1 Objetivo geral.....</b>	<b>27</b>
<b>1.2.2 Objetivos específicos.....</b>	<b>27</b>
<b>2 REVISÃO DA LITERATURA .....</b>	<b>28</b>
2.1 HISTÓRICO SOBRE LAJES LISAS .....	28
2.2 MECANISMO DE RUPTURA EM LAJES LISAS .....	31
2.3 CRITÉRIOS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA À PUNÇÃO .....	32
<b>2.3.1 Altura útil da laje.....</b>	<b>32</b>
<b>2.3.2 <i>Size Effect</i> (Efeito de Escala).....</b>	<b>33</b>
<b>2.3.3 Aumento da resistência do concreto .....</b>	<b>33</b>
<b>2.3.4 Armaduras de flexão .....</b>	<b>34</b>
<b>2.3.5 Armadura de cisalhamento e armadura contra colapso progressivo.....</b>	<b>34</b>
2.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS DE PROJETO.....	38
<b>2.4.1 EUROCODE 2 (2004) .....</b>	<b>38</b>
<b>2.4.2 <i>fib</i> MODEL CODE (2010) .....</b>	<b>41</b>
<b>2.4.4 ACI 318 (2019) .....</b>	<b>44</b>
<b>2.4.4 FrpEc2 (2021).....</b>	<b>46</b>
<b>2.4.5 ABNT NBR 6118 (2023).....</b>	<b>48</b>
2.5 ESTUDOS REALIZADOS .....	51
<b>2.5.1 Genikomsou e Polak (2015) .....</b>	<b>51</b>
<b>2.5.2 Liberati (2019) .....</b>	<b>57</b>
<b>2.5.3 Weng <i>et al.</i> (2022) .....</b>	<b>60</b>
<b>2.5.4 Qian <i>et al.</i> (2022) .....</b>	<b>64</b>

## SUMÁRIO

---

2.5.5 Gomaa <i>et al.</i> (2023) .....	68
<b>3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO...</b>	<b>74</b>
3.1 DEFINIÇÕES .....	74
<b>3.1.1 Durabilidade</b> .....	<b>74</b>
<b>3.1.2 Vida útil</b> .....	<b>75</b>
3.2 CLASSIFICAÇÕES DE AGRESSIVIDADE DO MEIO AMBIENTE .....	75
3.3 AÇÃO DOS ÍONS CLORETO NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	78
<b>3.3.1 Corrosão</b> .....	<b>78</b>
<b>3.3.2 Despassivação das armaduras</b> .....	<b>79</b>
3.4 MECANISMOS DE TRANSPORTE DE CLORETOS NO CONCRETO .....	82
<b>3.4.1 Absorção Capilar</b> .....	<b>83</b>
<b>3.4.2 Permeabilidade</b> .....	<b>84</b>
<b>3.4.3 Difusão iônica</b> .....	<b>85</b>
3.5 TIPOS DE CORROSÃO .....	86
<b>3.5.1 Corrosão generalizada</b> .....	<b>86</b>
<b>3.5.2 Corrosão Localizada</b> .....	<b>88</b>
<b>3.5.3 Corrosão sob tensão fraturante</b> .....	<b>89</b>
3.6 MODELOS DE PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À CORROSÃO .....	90
<b>3.6.1 Modelagem da iniciação da corrosão</b> .....	<b>92</b>
<b>3.6.2 Modelagem da propagação da corrosão</b> .....	<b>94</b>
3.6.2.1 Modelagem da redução da área de aço .....	96
3.6.2.2 Modelagem da fissuração por reações expansivas no concreto .....	100
<b>4 MODELAGEM NUMÉRICA</b> .....	<b>103</b>
4.1 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS .....	103
<b>4.1.1 Concrete Damaged Plasticity (CDP)</b> .....	<b>106</b>
<b>4.1.2 Geometria, condições de contorno, <i>step</i> e malha de elementos finitos</b> .....	<b>114</b>
4.2 RESULTADOS DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA .....	119

## SUMÁRIO

---

4.2.1	Variação do ângulo de dilatação .....	119
4.2.2	Variação da viscosidade .....	120
4.2.3	Variação da energia de fratura ( $G_f$ ) .....	122
4.2.4	Sensibilidade de malha .....	124
4.3	RESULTADOS DOS MODELOS VALIDADOS .....	126
4.3.1	Análise dos deslocamentos e deformações .....	126
4.3.2	Fissuração e modos de falha .....	132
5	MODELAGEM DA CORROSÃO .....	137
5.1.	PENALIZAÇÃO DAS ARMADURAS .....	137
5.2.	PENALIZAÇÃO DO CONCRETO .....	138
5.3.	REDUÇÃO DA ADERÊNCIA ENTRE O AÇO E CONCRETO .....	139
5.4.	VALIDAÇÃO DO MÉTODO DE MODELAGEM DA CORROSÃO .....	142
5.5.	RESULTADOS DE MODELAGEM DA CORROSÃO .....	146
5.5.1	Análise dos deslocamentos e deformações das lajes corroídas .....	147
5.5.2	Análise do modo de fissuração das lajes corroídas .....	151
5.6.	COMPARAÇÕES NORMATIVAS .....	155
6	CONCLUSÕES .....	160
6.1.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	163
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	164

# 1 INTRODUÇÃO

Sabe-se que nos últimos anos os projetos de edifícios residenciais ou comerciais têm se desenvolvido por meio de concepções arquitetônicas mais ousadas, exigindo assim sistemas estruturais adequados à essa modernidade, em que a empregabilidade de elementos mais esbeltos e estruturas delgadas condiz com tais propostas de inovação. Neste contexto, destacam-se as lajes planas, também conhecidas como lajes lisas, definidas como estruturas laminares horizontais (maciças ou nervuradas) em concreto armado ou protendido, apoiadas diretamente em pilares, não possuindo vigas para transferência de esforços (ABNT NBR 6118, 2023).

Este sistema estrutural possui vantagens relevantes, como a diminuição da altura total do edifício (o que permite a redução do peso próprio e o alívio de carga para os elementos de fundação), simplificação das armaduras, formas e escoramento, além de facilitação no lançamento do concreto, o que permite a economia no consumo dos materiais. Porém, deve-se considerar algumas desvantagens, evidenciando os cuidados a serem tomados na adoção de lajes lisas, sendo estas: deslocamentos verticais maiores que os de sistemas estruturais convencionais, momentos fletores acentuados na ligação laje-pilar, menor estabilidade global devido a forças horizontais, e risco de ruptura por punção, podendo levar ao colapso progressivo na necessidade de redistribuição dos esforços após a ruptura (LIBERATI, 2019).

Logo, devido à estas desvantagens e, a depender da necessidade de armaduras de cisalhamento, as lajes lisas podem ser oneradas em situações de exposição à ambientes agressivos, haja vista a perda da rigidez do elemento estrutural, e ainda, à penalização das armaduras quando submetidas à corrosão, tornando assim essencial o conhecimento do impacto dos processos corrosivos na resistência deste sistema estrutural.

O concreto é considerado um material excelente devido a sua flexibilidade de forma e quando unido a armaduras de aço, proporciona maior resistência, segurança e economia para os elementos estruturais. Além disso, as estruturas em concreto apresentam um bom desempenho diante de diferentes condições ambientais, mesmo em contato com a água ou o solo. Porém, em alguns casos de exposição, a vida útil destas estruturas pode ser comprometida, tornando-as inadequadas ao uso, caso as medidas de prevenção e redução de riscos de deterioração não sejam tomadas.

## 1 INTRODUÇÃO

---

Logo, entre os parâmetros de segurança e funcionalidade de elementos estruturais em concreto armado, a durabilidade desempenha um papel fundamental, expressando sua importância nas fases de concepção, projeto e execução das estruturas. Assim, as normas ABNT NBR 15575 (2021) e ABNT NBR 12655 (2022) apresentam os requisitos básicos de durabilidade e desempenho para os sistemas estruturais de edificações. Como exemplo, as normas citam as características do concreto a ser utilizado em situações de exposição a soluções agressivas, limites para os estados de fissura do sistema estrutural, deslocamentos-limites para cargas permanentes e acidentais, flechas máximas para vigas e pilares, etc. Entre estes, destaca-se também o critério de vida útil mínima de projeto (VUP) em 50 anos para elementos estruturais como lajes, vigas, pilares, entre outros.

De acordo com Helene (1992), ao negligenciar os métodos corretivos aos problemas patológicos em estruturas, pode-se acarretar um elevado custo de recuperação e reparo, haja vista que devido à evolução da patologia, a estrutura estará passível ao agravamento e/ou surgimento de novos danos, resultando assim em condições precárias de uso das estruturas. Este fator pode ser explicado segundo a lei de evolução de custos, também conhecida como Lei de Sitter ou Regra dos 5. Este estudo de evolução de custos é direcionado à área de patologias nas estruturas e está diretamente relacionado à gestão de projetos, sendo assim, demonstra que em casos de negligência na adoção de ações preventivas de manutenção e reabilitação nas fases iniciais de projeto, pode-se gerar impactos econômicos significativos, na ordem de até cinco vezes o custo para intervenções corretivas após a execução, evidenciando a necessidade de verificações nas fases de projeto, ou ao menos, na fase de execução das estruturas.

Porém, na prática, diversos fatores podem influenciar na redução da durabilidade das estruturas. Conforme o estudo realizado por Cupertino e Brandstetter (2015), que teve por objetivo a validação de uma ferramenta de gestão pós-obras mediante aos registros de solicitação de assistência técnica, a origem das manifestações patológicas nas construções se dá em relação às etapas de construção. Cerca de 44% das manifestações patológicas ocorrem devido aos processos de execução das obras, enquanto 22% à escolha ou preparo do material, 10% às etapas de planejamento, projeto (9%) e uso da edificação (15%).

Compreende-se como a vida útil de um elemento estrutural o intervalo de tempo em que este permanece com suas características funcionais, proporcionando segurança, conforto e economia aos seus usuários. Em outra definição, a vida útil pode ser interpretada como o período que vai desde a execução do elemento estrutural até a sua ruptura total ou parcial, associada ao Estado Limite Último (ELU). A norma ABNT NBR 6118 (2023) aborda diferentes mecanismos

## 1 INTRODUÇÃO

---

de degradação para estruturas em concreto armado, como exemplos a expansão do material devido à ação de sulfatos, reações álcali-agregados, eflorescência por lixiviação, despassivação das armaduras devido à carbonatação ou ação de cloretos (PELLIZER, 2019).

A corrosão devido à ação de íons cloreto tem sido amplamente estudada a nível mundial, sendo assim difundida a ideia de que o ingresso de cloretos na matriz da estrutura se torna o principal mecanismo de degradação de estruturas em concreto armado, diminuindo assim a vida útil dos elementos estruturais (CASCUDO, 1997; VAL e STEWART, 2003; BOHNI, 2005; BROOMFIELD, 2007; APOSTOLOPOULOS e PAPADAKIS, 2008; ZHANG *et al.*, 2010; LIBERATI, 2014; PELLIZZER 2015; OTIENO *et al.*, 2016).

Segundo Gentil (2011), a corrosão pode ser definida como a ação de degradação do material, geralmente metálico, por meio de interações com o meio ambiente, resultando em reações químicas, físicas ou mecânicas. Além das reações de penalização das armaduras de aço, a corrosão também age como uma reação expansiva no interior do concreto armado, contribuindo assim para a propagação de fissuras e, conseqüentemente, o aumento da permeabilidade do concreto.

De acordo com Bohni (2005), considerando-se os aspectos econômicos, o custo para recuperação das estruturas de pontes deterioradas devido ao uso de sais de degelo, nos Estados Unidos, variou de US\$ 325 a US\$ 1000 milhões/ano. Conforme Gentil (2011), na ausência de dados estatísticos, estimou-se o custo de processos de manutenção e reabilitação ligados à corrosão em 3,5% do Produto Nacional Bruto, no ano de 2000. O autor cita que neste levantamento estão inclusos não somente os gastos com reposição de materiais, mas ainda, os gastos com processos de prevenção, através do emprego de materiais mais resistentes aos processos corrosivos, bem como medidas de proteção e manutenção.

Dadas as considerações, o presente trabalho visa estudar os impactos da corrosão em armaduras de lajes lisas expostas à ambientes que possuam elevada classificação de agressividade, como regiões industriais ou marítimas, utilizando-se da análise estrutural via simulação numérica auxiliada pelo *software* ABAQUS. Para a avaliação do comportamento das lajes lisas mediante à corrosão, considera-se que a formação do produto corrosivo gerará reações expansivas na matriz do concreto e, concomitantemente, a penalização das armaduras, diminuindo assim a capacidade resistente do elemento estrutural como um todo.

# 1 INTRODUÇÃO

---

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Para o bom desempenho de um sistema estrutural, deve-se garantir a segurança, economia e o conforto para seus usuários. Sendo assim, os estudos concernentes aos temas de corrosão, durabilidade e inovação de sistemas estruturais tem aumentado e tomado proporções mundiais. Porém, no que diz respeito a pesquisas de avaliação da capacidade resistente de lajes lisas submetidas à corrosão, a literatura é escassa. Assim, trata-se de um estudo cuja inter-relação dos assuntos discutidos, mesmo que individualmente significativos, é quase inexplorada.

Para evidenciar a importância do estudo em questão, cita-se o estudo de caso realizado por Wood (1997), em que é mostrado um caso de colapso progressivo ocasionado pela ruptura por punção, em que a corrosão danificou as armaduras e degradou o concreto da laje lisa próximas à um pilar. Este caso ocorreu em no edifício Pipers Row Car Park, em Wolverhampton, na Inglaterra. Sendo assim, segundo o autor, o prédio que funcionava como um estacionamento, construído em lajes lisas na década de 1960, colapsou durante a madrugada no dia 20 de março de 1997, sem a carga accidental dos veículos. A Figura (1.1) mostra o colapso progressivo que ocorreu no quarto andar do estacionamento.

Figura 1.1 – Colapso progressivo ocorrido no Pipers Row Car Park, Inglaterra.



Fonte: Wood, 1997.

## 1 INTRODUÇÃO

Além disto, segundo Helene *et al.* (2011), diversos trabalhos presentes na literatura demonstram a importância da consideração da durabilidade nas etapas de projeto e execução das obras de construção civil, haja vista o grande impacto econômico no que diz respeito à gastos significativos com manutenção e reparo de estruturas em países desenvolvidos, conforme demonstrado na Tabela (1.1).

Tabela 1.1 – Gastos com manutenção em países desenvolvidos.

<b>País</b>	<b>Gastos com construções novas</b>	<b>Gastos com manutenção e reparo</b>	<b>Gastos totais com construção</b>
França	85,6 Bilhões de Euros (52%)	79,6 Bilhões de Euros (48%)	165,2 Bilhões de Euros (100%)
Alemanha	99,7 Bilhões de Euros (50%)	99,0 Bilhões de Euros (50%)	198,7 Bilhões de Euros (100%)
Itália	58,6 Bilhões de Euros (43%)	76,8 Bilhões de Euros (57%)	135,4 Bilhões de Euros (100%)
Reino Unido	60,7 Bilhões de Euros (50%)	61,2 Bilhões de Euros (50%)	121,9 Bilhões de Euros (100%)

\*Nota: todos os dados se referem ao ano de 2004, exceto no caso da Itália que se refere ao ano de 2002.

Fonte: Ueda e Takewaka, 2007 *apud.* Helene *et al.*, 2011.

Logo, torna-se legítimo o interesse em estudar o comportamento de lajes lisas expostas à íons cloreto, haja vista que ao considerar a complexidade dos modos de falha deste tipo de laje e a sensibilidade quanto a sua composição estrutural, é de suma importância a compreensão dos efeitos da corrosão no que diz respeito a sua capacidade resistente à flexão e ao cisalhamento, auxiliando assim na previsão e verificação de ruptura em lajes lisas de concreto armado submetidas à corrosão.

Assim, este estudo poderá colaborar para a melhor compreensão do comportamento de lajes lisas quando submetidas à ambientes agressivos que podem interferir diretamente em sua durabilidade e vida útil, permitindo evitar qualquer problema proveniente do ataque de íons cloreto.

# 1 INTRODUÇÃO

---

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

Esta pesquisa tem como objetivo geral avaliar a influência da corrosão por ação de íons cloreto na resistência à punção de lajes lisas de concreto armado a partir de modelos numéricos não lineares desenvolvidos no *software* ABAQUS.

### 1.2.2 Objetivos específicos

Para atingir o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos:

- Construir e validar modelos numéricos não lineares das lajes lisas com e sem aberturas, estudadas por Liberati (2019) através do *software* ABAQUS;
- Implementar computacionalmente os modelos de corrosão para estimar a penalização das propriedades geométricas e mecânicas das armaduras e do concreto, com base em resultados experimentais encontrados na literatura;
- Investigar os efeitos da corrosão na aderência aço-concreto;
- Avaliar o comportamento das lajes quanto às deformações no concreto e nas armaduras, cargas de ruptura e padrão de fissuração;
- Realizar comparações entre os resultados obtidos neste trabalho e os resultados previstos pelos seguintes códigos normativos: EUROCODE (2004), *fib* Model Code (2010), ACI 318 (2019), FrpEC2 (2021) e ABNT NBR (6118).

# 2 REVISÃO DA LITERATURA

## 2.1 HISTÓRICO SOBRE LAJES LISAS

O estudo de lajes lisas tem se difundido nos últimos tempos, ampliando assim o acesso ao conhecimento sobre a resistência e o comportamento desse sistema estrutural. Como citado anteriormente, as lajes lisas possuem uma aparência relativamente simples, porém, apresentam em seu funcionamento certa complexidade no que diz respeito aos esforços de flexão e cisalhamento, principalmente nas regiões de ligação laje-pilar (RABELLO, 2016).

Ao consultar a literatura, observa-se a falta de consenso quanto a quem foi o responsável pela idealização do sistema estrutural em lajes lisas. Para Furst e Marti (1997), a atribuição dos créditos para este sistema é dada para o engenheiro suíço Robert Maillart, famoso por trabalhar com pontes. Para os pesquisadores, Maillart idealizou o sistema em 1900, mas somente finalizou os ensaios experimentais de sua pesquisa em 1908, em que, logo após, patenteou a ideia denominada sistema de pavimento sem vigas, em 1909 (SACRAMENTO *et al.*, 2012).

Já para Gasparini (2002), o sistema de lajes apoiadas de maneira direta em pilares surgiu inicialmente pelo engenheiro George M. Hill, que construiu entre os anos de 1899 e 1901, edifícios em lajes lisas em diferentes regiões dos Estados Unidos. Ainda, o autor ressalta que o engenheiro Claude Allen Porter Turner foi quem expressou a confiabilidade do sistema estrutural utilizando-o pela primeira vez na construção do edifício *C.A. Bovey Building*, localizado em Minnessota (EUA). Turner denominou inicialmente o sistema estrutural como lajes “cogumelo”, que apresentavam capitéis na ligação laje-pilar e utilizavam uma gaiola composta por barras de 32 mm de diâmetro, responsáveis por combater os esforços de cisalhamento. Nas Figuras (2.1) e (2.2) estão apresentados maiores detalhes do desenvolvimento do sistema estrutural em lajes lisas por cada autor.

Mesmo após as polêmicas envolvendo os novos sistemas de lajes sem vigas, devido aos modelos apresentados serem construídos de maneira empírica, já que não haviam métodos de análise eficientes disponíveis para a época, parte da comunidade técnica demonstrava aprovação aos bons resultados obtidos nos testes de carga. Porém, uma parcela da comunidade também apresentava críticas, dado que, segundo estudos apresentados por McMillan (1910) e

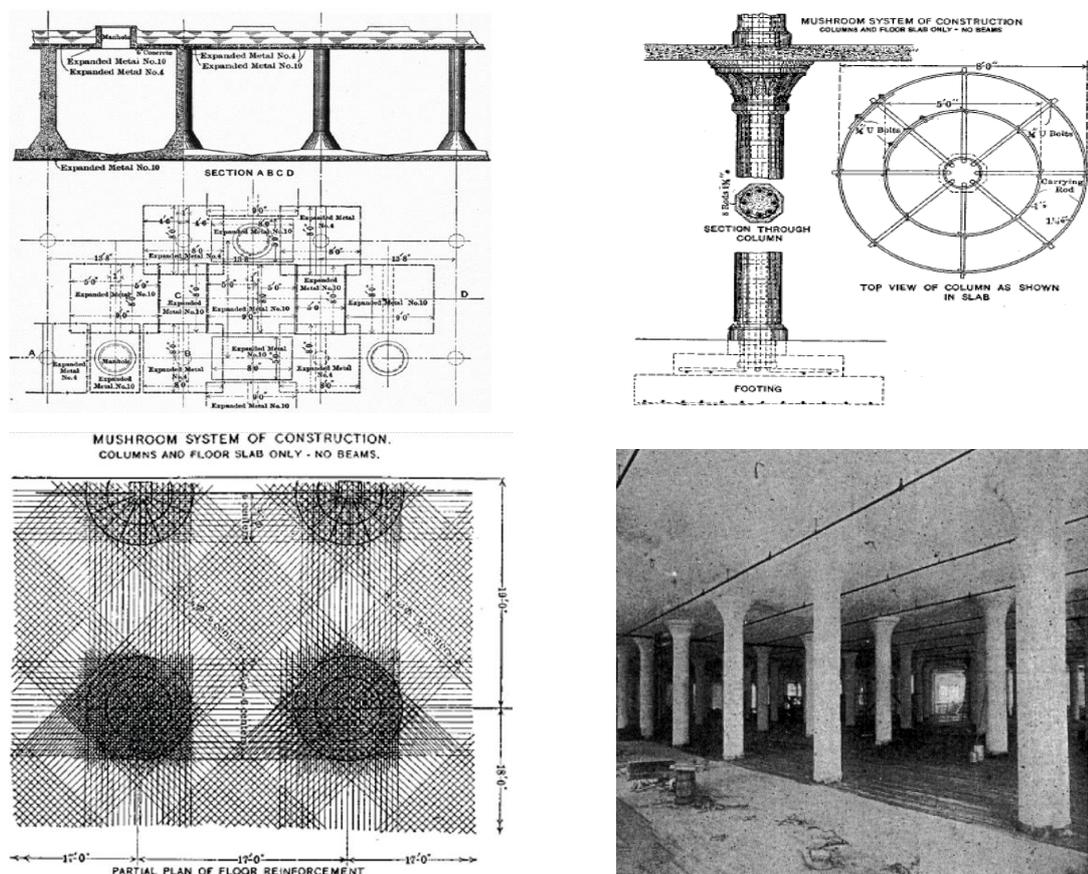
## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Brayton (1910), haviam variações de até 400% na quantidade de armadura exigida para diferentes métodos de cálculo, para as mesmas lajes e para os mesmos carregamentos (FIGUEIREDO FILHO, 1989).

O responsável por dar início aos estudos relacionados ao comportamento de lajes lisas foi Lord, em 1910, quando realizou a medição das deformações através de uma prova de carga em um piso do edifício *Deere and Webber Building*, em Minneapolis (EUA). Entretanto, os primeiros registros de ensaios em laboratório, datados entre 1911 e 1914, foram realizados por Bach e Graf, para o melhor entendimento acerca do comportamento à flexão de lajes lisas.

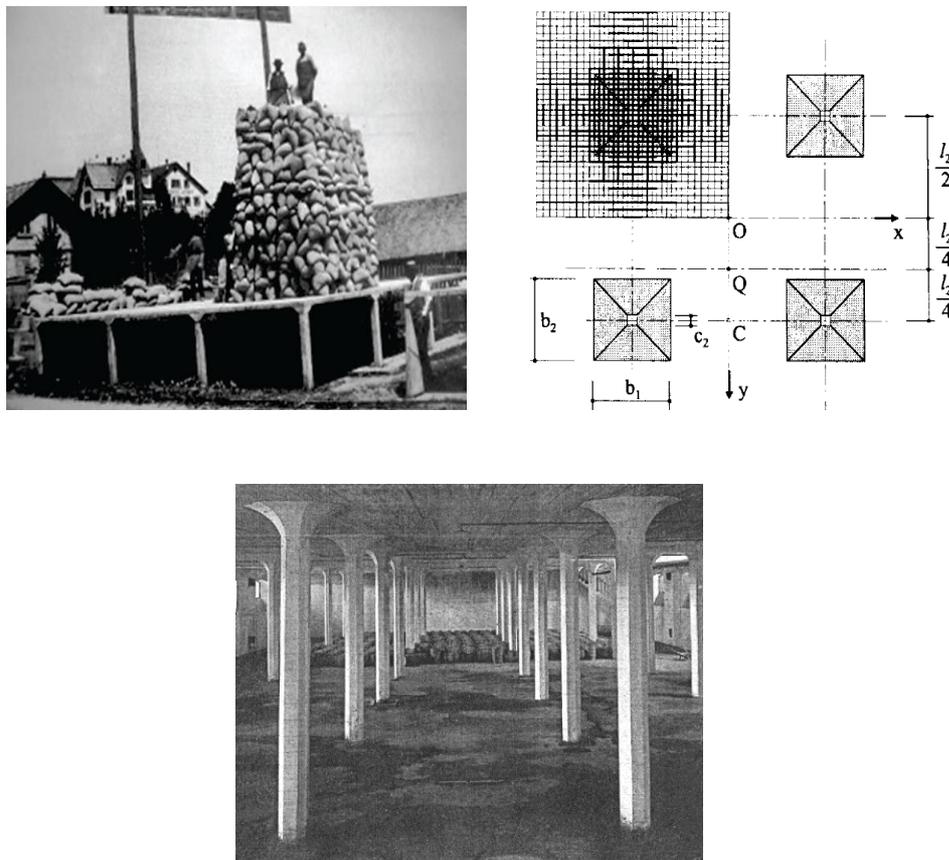
Conforme cita Figueiredo Filho (1989), as primeiras recomendações práticas a respeito de lajes lisas foram feitas pelo *American Concrete Institute* (ACI), em um código redigido no ano de 1920. Com o passar do tempo, no ano de 1971, o ACI apresentou o Método dos Pórticos Equivalente para a análise elástica das lajes planas, que compreendia o cálculo de todos os tipos de lajes armadas em duas direções, possuindo ou não vigas.

Figura 2.1 – Detalhes históricos do desenvolvimento do sistema de lajes lisas por C. A. P. Turner em 1905.



Fonte: Gasparini, 2002.

Figura 2.2 - Detalhes históricos do desenvolvimento do sistema de lajes lisas por Robert Maillart em 1910.



Fonte: Furst e Marti, 1997.

No ano de 1978, o código do *American Concrete Institute* (ACI) não fornecia recomendações detalhadas a respeito dos cálculos de flexão de lajes sem vigas, porém permitia o uso da Teoria das Linhas de Ruptura, também conhecida como Teoria das Charneiras Plásticas. No Brasil, análoga ao ACI, a recomendação por parte da NBR 6118 de 1978, era de se utilizar a Teoria das Charneiras Plásticas para o cálculo de lajes lisas, porém, quando os pilares estivessem dispostos em malha ortogonal e a espessura da laje não fosse menor que 12 cm (para casos de coberturas que não estivessem em balanço) e 15 cm nos demais casos, seria permitida a utilização do cálculo pelo Método dos Pórticos Múltiplos (FIGUEIREDO FILHO, 1989).

Com o passar do tempo e com os avanços tecnológicos da década de 80, no século XX, o desenvolvimento de computadores com robusta capacidade de cálculo possibilitou um progresso significativo nos procedimentos de cálculo e análise estrutural. Assim, os métodos e processos numéricos se desenvolveram ao ponto de calcular, em pouquíssimo tempo ou

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

instantaneamente, estruturas complexas que antes eram resolvidas de forma simplificada, ou ainda, não possuíam solução.

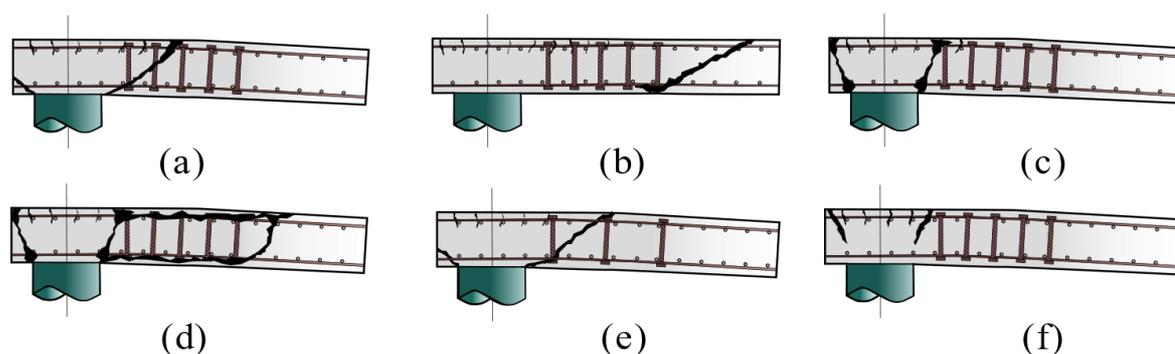
### 2.2 MECANISMO DE RUPTURA EM LAJES LISAS

Sabe-se que o ponto crítico dos projetos envolvendo lajes lisas é o dimensionamento da ligação laje-pilar, onde ocorre uma alta concentração de tensões de cisalhamento, que podem levar o elemento estrutural à ruptura por punção. A punção é um fenômeno que ocorre devido ao cisalhamento em elementos delgados submetidos a cargas ou reações concentradas, aplicadas transversalmente. Diferentes regiões do elemento estrutural podem apresentar ruptura por punção, dependendo das condições de carregamento e de contorno em que o elemento se encontra. (ALBUQUERQUE, 2010; OLIVEIRA, 2013; BRANSTCHEN, 2016; LIBERATI, 2019).

Conforme Soares (2017), o surgimento de fissuras inclinadas em um plano transversal em volta do pilar precede a ruptura por punção, levando assim ao surgimento de um “cone” de fissuração que é característico do fenômeno de punção na laje, gerando a redução da capacidade resistente do elemento estrutural. A armadura de cisalhamento é utilizada com o objetivo de fornecer ductilidade e aumento da resistência para a região de conexão laje-pilar, porém, dependendo da configuração de armadura transversal adotada, de sua ancoragem, espaçamento e distribuição, a laje pode apresentar diferentes modos de ruptura por punção (GOMES, 1991; LIBERATI, 2019; BRIGO, 2023).

Para Lips *et al.* (2012), as lajes lisas em concreto armado podem apresentar diferentes modos de ruptura devido à punção, conforme demonstra a Figura (2.3). Essas falhas podem ocorrer devido ao erro de detalhamento, dimensionamento ou mesmo execução da estrutura.

Figura 2.3 – Modos de ruptura por punção em lajes lisas de concreto armado.



Fonte: Adaptado de Lips *et al.*, 2012.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

---

Baseando-se na Figura (2.3), os modos de ruptura podem ser caracterizados como: (a) Punção na zona de armadura de cisalhamento; (b) Punção fora da zona de armadura de cisalhamento; (c) Ruptura por esmagamento do concreto na área próxima aos pilares devido as bielas comprimidas (d) delaminação do concreto; (e) Falha na zona entre as armaduras de cisalhamento e; (f) Ruptura por flexão.

### 2.3 CRITÉRIOS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA À PUNÇÃO

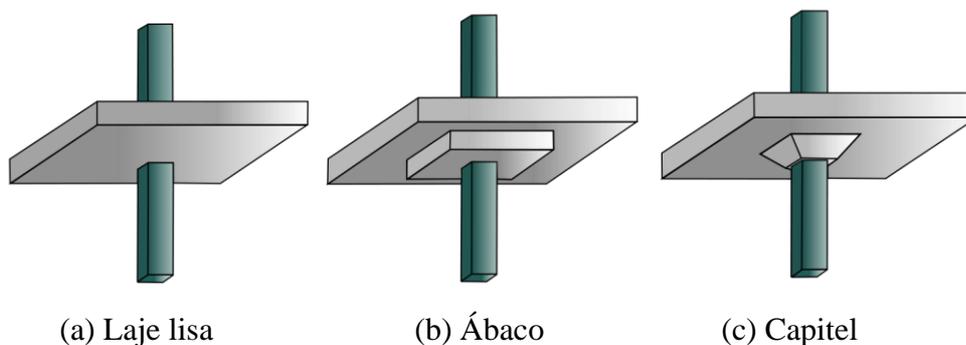
Geralmente, ao realizar o dimensionamento de lajes lisas, algumas alternativas podem ser tomadas caso a capacidade resistente à punção calculada seja menor do que a necessária para resistir às cargas. Entre estas estão inclusas o aumento da altura útil da laje, o *size effect* (efeito de escala), taxa de armadura de flexão, armadura de punção, entre outros. Nesta seção será discutida a utilização destas propostas para o combate do fenômeno de punção.

#### 2.3.1 Altura útil da laje

Uma das alternativas que possibilitam o aumento da resistência à punção é o aumento da espessura da laje, porém, essa abordagem só funciona até certo ponto, pois o aumento da espessura da laje não compensa o aumento do seu peso próprio. Logo, uma das alternativas para o aumento da altura útil da laje, bem como das dimensões dos pilares, é o uso de capitéis e ábacos (conhecidos como *drop-panels*).

Por definição os *drop-panels* atuam como um aparelho de aumento localizado da espessura da laje, já os capitéis, como o aumento da seção do pilar. Sendo assim, esses mecanismos são utilizados para aliviar a concentração de tensões de cisalhamento próximas aos pilares possibilitando um aumento da altura útil de concreto na ligação laje-pilar. A configuração de lajes lisas é demonstrada na Figura (2.4), a seguir:

Figura 2.4 – Tipos de lajes lisas.



Fonte: Autor, 2024.

### 2.3.2 *Size Effect* (Efeito de Escala)

A princípio, o conceito estabelecido sobre o *size effect* é de que, com outras condições similares, as lajes de menor espessura apresentam maior resistência do que lajes mais espessas. Entende-se que esse fato se justifica devido a maior heterogeneidade da matriz cimentícia do concreto nas lajes de maior espessura, além de que, para uma mesma taxa de armaduras de flexão, as lajes mais espessas apresentam diminuição da capacidade de controle de fissuração ao longo da seção fissurada (RABELLO, 2010).

À medida que o tamanho da laje aumenta, a resistência à punção pode ser relativamente menor por unidade de área, o que significa que lajes maiores tendem a ser mais suscetíveis à punção, mesmo que tenham as mesmas proporções geométricas e materiais que lajes menores. Assim, a espessura do elemento de laje influencia um engrenamento dos agregados, fazendo com que a altura útil seja um dos parâmetros que interfiram na resistências ao punçamento de lajes. Este engrenamento dos agregados gera um cruzamento das bielas de compressão na região onde estão concentradas as fissuras. Assim, ao não considerar este efeito no dimensionamento da estrutura, a estrutura é condicionada à um superdimensionamento, sendo que a resistência do concreto aos esforços de cisalhamento é desconsiderada (FERREIRA, 2010).

Há na grande maioria dos códigos normativos a apresentação de expressões empíricas que representam o efeito de escala, limitando o seu valor e utilizando-o como fator de ponderação nos cálculo de resistência à punção dos elementos estruturais.

### 2.3.3 Aumento da resistência do concreto

Quanto ao aumento da resistência do concreto, no sistema estrutural de lajes lisas, toda a capacidade de sustentação da estrutura é inerente as resistências de tração e compressão do concreto utilizado (RABELLO, 2010). Isso é justificável, pois conforme o código normativo ACI 318 (2019), a resistência à punção tem relação com a raiz quadrada da resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ). Contudo, o aumento da resistência do concreto não pode ser utilizada como única opção para o aumento da resistência a punção, pois o concreto é um material com características que contribuem para uma ruptura frágil (BRIGO, 2023).

### 2.3.4 Armaduras de flexão

Como alternativa paralela ao aumento da resistência do concreto, tem-se a otimização do arranjo da armadura de flexão. Entende-se que a taxa de armadura tem uma importância significativa pois influencia no efeito de pino da armadura longitudinal de tração, (que ocorre após a fissuração da peça). Neste caso, um aumento na taxa de armadura possibilita diminuição na ocorrência de fissuras, por outro lado, quanto maior o nível de fissuração, no surgimento de microfissuras, menor será a resistência ao cisalhamento da peça em concreto (RABELLO, 2010).

### 2.3.5 Armadura de cisalhamento e armadura contra colapso progressivo

O colapso progressivo ocorre devido a uma falha ou ruptura inicial da estrutura, que se propaga ao longo do elemento estrutural devido à falta de capacidade para suportar as solicitações impostas pelos carregamentos. No caso de lajes lisas, a ruptura localizada próxima a ligação laje-pilar gera um acréscimo de carga e de excentricidade sobre os elementos de apoio que, caso não estejam dimensionados de maneira a suportar este aumento das solicitações, podem levar ao colapso progressivo da estrutura.

Para combater este fenômeno, a utilização da armadura contra colapso progressivo é essencial. Deve-se garantir que a armadura longitudinal (superior e inferior) nas regiões adjacentes aos pilares seja contínua e tenha ancoragem adequada, permitindo a redistribuição de esforços em caso de colapso de um elemento.

Algumas alternativas como o uso de capitéis e *drop-panels*, como citado anteriormente, são eficientes contra o aumento das tensões de cisalhamento na ligação laje-pilar, porém, em alguns casos, sua utilização é desconsiderada devido a compatibilização com os projetos arquitetônicos. Logo, o emprego de armaduras de cisalhamento pode ser uma opção mais eficiente, pois confere maior segurança e resistência ao elemento estrutural para combater os efeitos de punção (LIPS *et al.*, 2012).

Para Ferreira (2010), para que haja eficiência na utilização das armaduras de cisalhamento, deve-se tomar cuidado quanto a sua ancoragem. Esse cuidado é importante pois uma boa ancoragem permite que o aço utilizado atinja sua tensão de escoamento, possibilitando ductilidade para o elemento estrutural, tornando seu uso efetivo. Por outro lado, é importante salientar os cuidados quanto a praticidade de instalação dessas armaduras na área de ligação laje-

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

---

pilar, pois nesta área há uma elevada concentração de armaduras de flexão, o que pode dificultar a distribuição das armaduras de cisalhamento (FERREIRA, 2010).

Entre os tipos de armaduras de cisalhamento, estão as barras dobradas, estribos e pinos. O uso barras dobradas (Figura 2.5a) foi uma das primeiras disposições de armaduras testadas para combater o fenômeno de punção, podendo ser bastante eficientes quando tomados os devidos cuidados de ruptura por punção após a região das barras dobradas. Para isso, se justifica o uso de várias camadas de armaduras de punção, o que pode gerar problemas construtivos (FERREIRA, 2010).

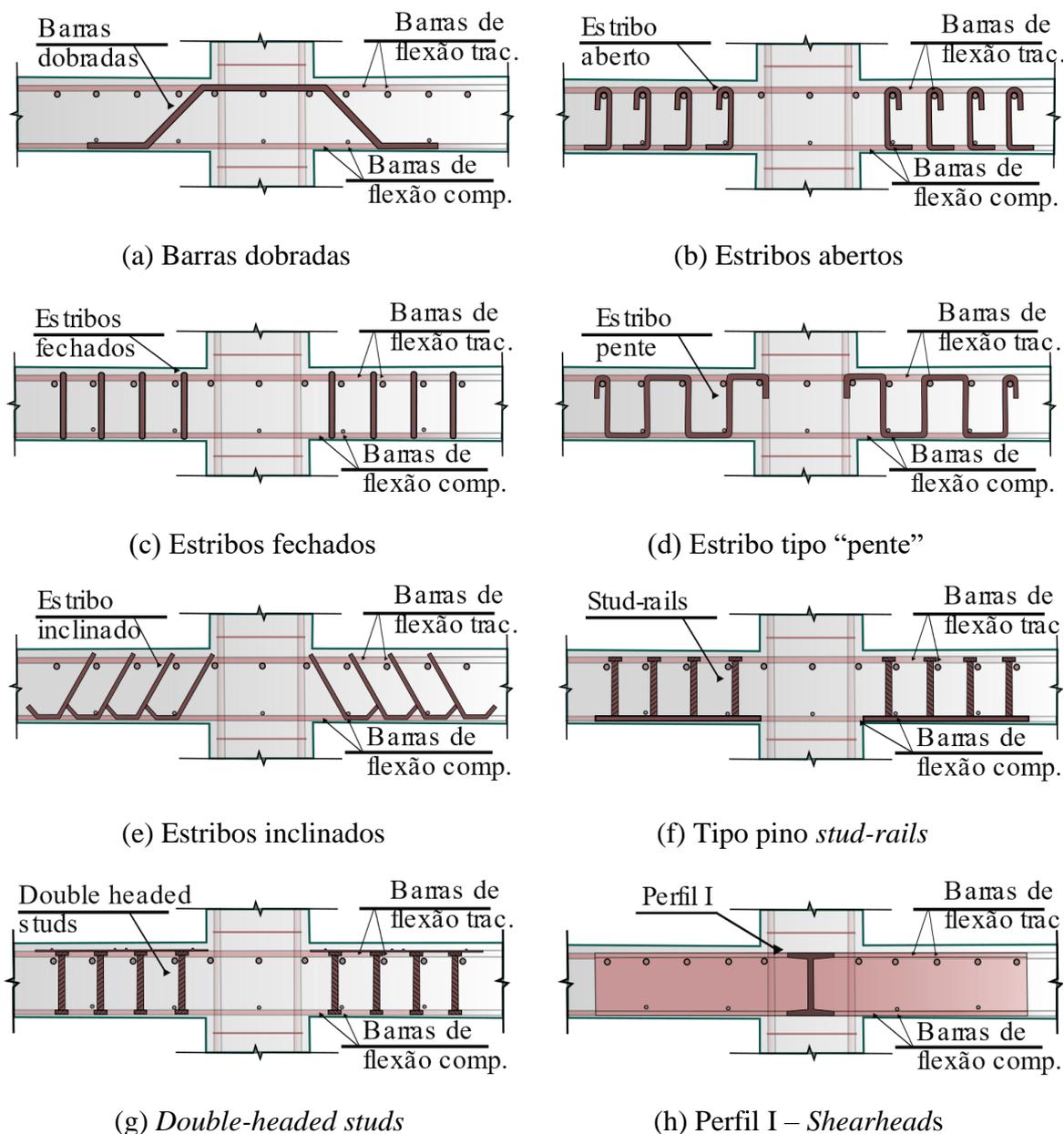
Os estribos são utilizados também como um tipo de armadura de cisalhamento, podendo ser abertos, em forma de ganchos (Figura 2.5b), ou fechados (Figura 2.5c), em forma de retângulos. Em ensaios realizados por Takeya (1981), o uso dos estribos abertos gerou resultados satisfatórios pois não interferiram na disposição de armaduras longitudinais de flexão da laje, e nem nas armaduras dos pilares, permitindo facilidade no momento da sua execução. Porém, para a armadura em gancho, os estudos evidenciaram que não poderia haver nenhuma folga entre o gancho e as faces da armadura de flexão, que serve como apoio para a ancoragem dos ganchos (RABELLO, 2010).

Os estribos também podem ser utilizados em diferentes formatos de dobra, como exemplo o estribo tipo “pente” (Figura 2.5d) e estribos inclinados (Figura 2.5e). Porém, como citado anteriormente, a utilização desses tipos de estribos apresenta problemas envolvendo fatores construtivos e de ancoragem conforme relatado por Oliveira *et al.* (2000), onde demonstraram que estribos inclinados a 60° são mais eficientes como armaduras de punção.

Outro tipo de armadura para combate dos esforços de cisalhamento são as armaduras do tipo pino (*studs*), podendo ser denominadas *stud-rails* (Figura 2.5.f), quando subdivididas em elementos de faixa contínua em uma chapa de aço na extremidade inferior do arranjo, ou ainda, *double headed studs* (Figura 2.5g), quando os elementos possuem base de ancoragem nas duas extremidades do arranjo de armaduras. A utilização deste tipo de armadura fornece facilidade do processo construtivo, permitindo garantia do correto espaçamento entre as camadas de armadura, haja vista que os pinos são soldados em guias de aço.

Já a Figura (2.5h) apresenta a armadura em perfil I (conhecida como *shearheads*), que é um pequeno segmento de perfil metálico de seção transversal “I”, que é soldada afim de formar uma grelha. Este tipo de armadura possui custo elevado, e é mais utilizada para situações onde haverá furos nas regiões próximas aos pilares, onde se exige ajustes consideráveis na posição das armaduras de flexão (FERREIRA, 2010; RABELLO, 2016; BRIGO, 2023).

Figura 2.5 - Tipos de armaduras de punção.



Fonte: Adaptado de Ferreira, 2010.

### 2.3.6 Utilização de fibras

Sabe-se que a adição de fibras no concreto armado têm sido uma das alternativas utilizadas para o aumento da resistência à tração, seja na execução do elemento estrutural, geralmente adicionados na matriz cimentícia, permitindo maior controle sobre a fissuração e o aumento da ductilidade do material nas etapas de pós-fissuração, ou ainda, na execução de reforço estrutural, aumentando a resistência das estruturas diante de novas solicitações.

As fibras podem ser consideradas como compósitos, geralmente descontínuos, que tem comprimento muito maior do que as dimensões de sua seção transversal. Devido a este fator, as fibras são menos eficientes que as armaduras contínuas de fios e barras, se usadas sozinhas para combater os esforços de tração. Quando as fibras são combinadas com as armaduras, o elemento estrutural demonstra comportamentos mais eficientes, pois há melhorias na aderência entre o aço e concreto, além de conceder maior resistência ao surgimento de fissuras.

Além disso, o aumento da ductilidade dos elementos em concreto armado reforçado com fibras é evidente, haja vista que a energia de ruptura é dissipada através da deformação das fibras, através da separação da interface fibra-matriz e também pelo atrito gerado no escorregamento das fibras (RABELLO, 2010).

Estudo mais recentes, como os de Dantas (2020) e Oliveira (2020), demonstram que ao adicionar fibras de aço na matriz cimentícia do concreto armado, a interação entre as fibras e as armaduras possibilitam um aumento da capacidade resistente à punção pois, como dito anteriormente, as fibras geram um mecanismo de resistência ao surgimento de fissuras, assim transferindo as tensões entre as faces das fissuras para as fibras.

### 2.3.7 Utilização de protensão

De acordo com Collins e Mitchells (1987), o uso da protensão em estruturas de concreto tem por objetivo um sistema de tensões internas (tração no aço e compressão no concreto) auto equilibrado. Assim, ao utilizar a protensão, o resultado esperado é o de diminuição das tensões de tração submetidas e, conseqüentemente, o surgimento de fissuras no elemento.

Conforme Clément *et al.* (2014), o objetivo de se utilizar a protensão é o aumento da capacidade resistente do elemento devido a imposição de tensões normais no plano da laje, o que ocasiona um aumento da capacidade resistente.

Em estudos recentes, Brigo (2023) afirma que ao associar a intensidade da força de protensão aos traçados de cordoalhas com excentricidade, é possível verificar um aumento da resistência à punção, haja vista a introdução das forças internas de compressão no concreto e, além disso, ao aumentar o espaçamento entre os cabos de protensão, há redução na resistência à punção.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

---

### 2.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS DE PROJETO

Sabe-se que atualmente existem diversos códigos normativos que possuem a função de regularizar, através de diretrizes, os processos construtivos de estruturas em concreto armado. Além disso, no que se refere à punção, estes códigos normativos visam estimar a carga de ruptura das lajes lisas, fundamentando-se em modelos empíricos de cálculo baseados em resultados experimentais que relacionam a tensão de cisalhamento atuante em uma determinada superfície de controle com a resistência ao cisalhamento do elemento estrutural. Porém, estas normas se diferenciam no que diz respeito aos parâmetros de resistência do concreto e o traçado do perímetro de controle (LIBERATI, 2019).

Nesta seção serão apresentadas as abordagens referentes ao cálculo da capacidade resistente à punção de lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento, segundo as normas EUROCODE 2 (2004), *fib* MODEL CODE (2010), ABNT NBR 6118 (2023) e ACI 318 (2019).

#### 2.4.1 EUROCODE 2 (2004)

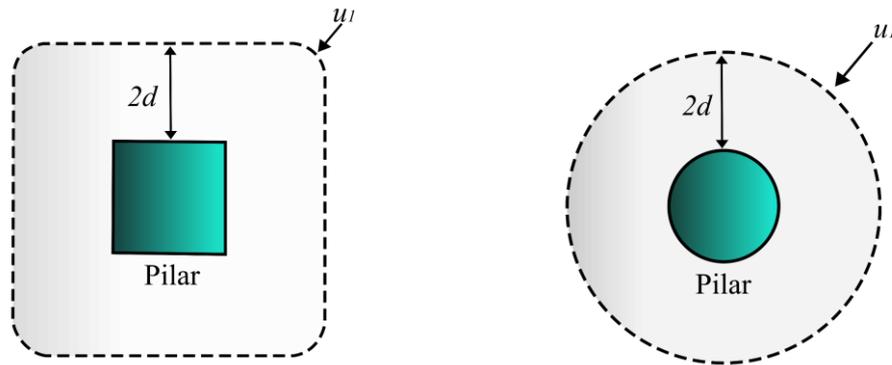
No modelo de verificação da capacidade à punção de lajes lisas segundo o EUROCODE 2 (2004), é recomendada a verificação da resistência ao cisalhamento em um perímetro de controle ( $u_1$ ), e na face do pilar ( $u_0$ ). Caso haja a necessidade de armadura de punção, é necessária uma verificação complementar em um perímetro mais distante ( $u_2$ ), em que a armadura transversal não é necessária. O perímetro de controle, denominado como o contorno ( $u_1$ ) deve ser verificado à uma distância de  $2d$  da área carregada (geralmente a junta laje-pilar), onde  $d$  é a altura útil da laje, conforme ilustra a Figura (2.6).

Como o modo de falha das lajes sem vigas apresenta um cone de fissuração, conhecido como cone de punção, este pode ser estimado de acordo com a definição um perímetro fictício, chamado de perímetro de controle e, geralmente, possui um ângulo de inclinação de  $26,6^\circ$  (BRIGO, 2023).

Assim, as recomendações do EUROCODE 2 (2004) sugerem que o cálculo das tensões solicitantes deve ser feito nos seguintes perímetros:

- $u_0$ : Perímetro da face do pilar ou da área carregada;
- $u_1$ : Perímetro de controle a duas vezes a altura útil da área carregada ( $2d$ );
- $u_2$ : Perímetro de controle afastado das armaduras de punção;

Figura 2.6 - Perímetro de controle ( $u_1$ ).



Fonte: Adaptado de EUROCODE 2, 2004.

O código ainda estabelece que no perímetro  $u_0$  a tensão de cisalhamento máxima não pode ser excedida, conforme demonstrado na Equação (2.1):

$$v_{Ed} \leq V_{Rd,máx} \quad (2.1)$$

em que, quando a reação de apoio é excêntrica em relação ao perímetro de controle, a tensão de cisalhamento máxima é dada pela Equação (2.2):

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (2.2)$$

onde:

$v_{Ed}$  é a tensão de cisalhamento;

$V_{Ed}$  é a reação concentrada de cálculo;

$d$  é a altura útil média da laje em milímetros, calculada por  $(d_x + d_y)/2$ , em que  $d_x$  e  $d_y$  são a altura útil nas direções  $x$  e  $y$  da seção de controle;

$\beta$  é o coeficiente que considera a excentricidade da carga e a localização do pilar (interno, de borda ou de canto), que para o caso de pilares internos, adota-se o valor de 1,15;

A força de cisalhamento máxima resistente de cálculo ( $V_{Rd,máx}$ ) ao longo do perímetro de controle é dada pela Equação (2.3):

$$V_{Rd,máx} = 0,4 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} u_1 d \quad (2.3)$$

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

em que  $f_{ck}$  e  $f_{cd}$  são a resistência à compressão característica e de cálculo do concreto, respectivamente;  $u_1$  é o perímetro de controle e  $d$  é a altura útil da laje.

O cisalhamento para lajes sem a presença de armaduras de cisalhamento pode ser calculado considerando as Equações (2.4) e (2.5):

$$v_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (2.4)$$

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} K (100 \rho f_{ck})^{1/3} u_1 d \geq V_{min} u_1 d \quad (2.5)$$

sendo:

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão (em MPa);

$\gamma_c$  é um coeficiente de minoração, adotado como 1,5;

$K$  é um coeficiente que considera o *size effect*, onde  $K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ , com  $d$  em mm;

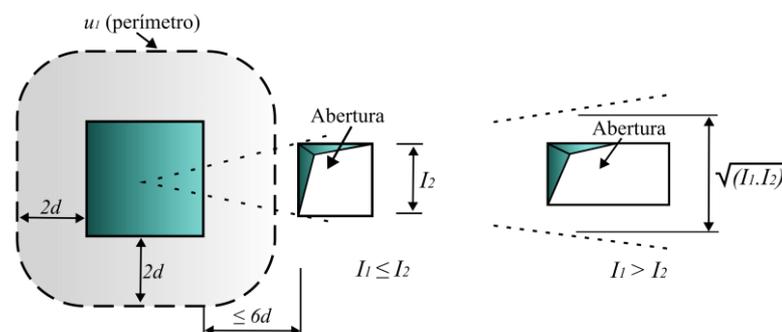
$\rho$  é a taxa de armadura considerada por  $\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02$ ;

$V_{min} = 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ .

Para a obtenção dos valores das taxas de armadura nas direções  $x$  e  $y$ , os valores de  $\rho_x$  e  $\rho_y$  devem ser calculados levando-se em consideração o comprimento do pilar somado a três vezes a altura útil ( $3d$ ), ou ainda, até a borda da laje em caso de o pilar estar próxima da mesma.

Para situações em que houverem aberturas próximas as áreas carregadas, caso a menor distância entre o contorno da área carregada e o bordo da abertura não for superior a  $6d$ , não será considerada a parte do perímetro de controle que estiver ao meio das duas tangentes da abertura, que são traçadas desde o centro da área carregada, conforme a Figura (2.7).

Figura 2.7 – Perímetro de controle próximo de uma abertura.



Fonte: Adaptado de EUROCODE 2, 2004.

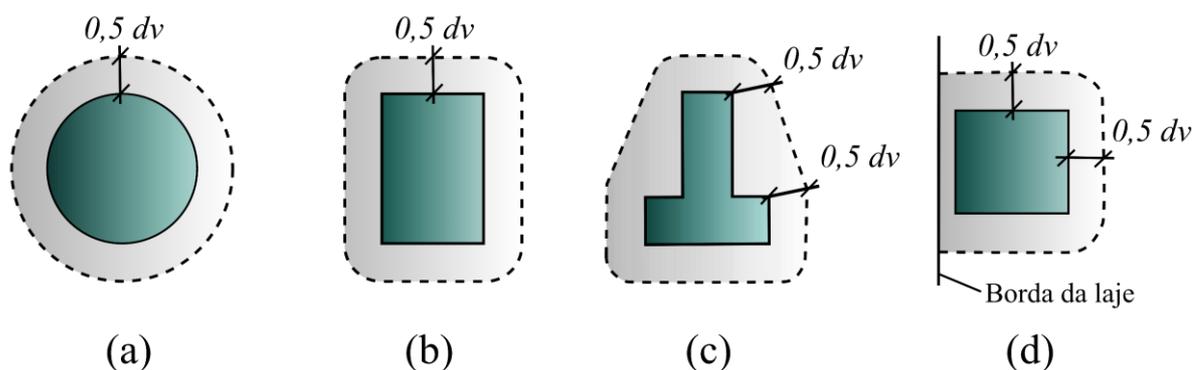
### 2.4.2 *fib* MODEL CODE (2010)

As recomendações normativas apresentadas por esta norma são baseadas na Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (*Critical Shear Crack Theory*), que foi adaptada para utilização em projetos através da introdução de alguns coeficientes de segurança (LIBERATI, 2019). A norma em questão estabelece o dimensionamento para estruturas que apresentam esforços cisalhantes de punção ( $V_{Ed}$ ), no estado limite último, que são calculadas através da soma dos esforços cisalhantes que agem dentro do perímetro de básico de controle ( $b_1$ ), sendo este perímetro definido por uma distância de  $0,5d_v$  das faces dos pilares, conforme ilustra a Figura (2.8). Vale mencionar que, conforme apresentado na norma, a altura útil  $d_v$  é a distância entre a armadura de flexão tracionada e o topo do pilar de apoio, já a altura útil  $d$  é a altura entre a armadura de flexão tracionada e a borda inferior da laje, conforme demonstra a Figura (2.9).

A norma ainda cita que, para os casos em que haja a distribuição não uniforme das forças de cisalhamento ao longo do perímetro básico de controle, deve-se utilizar para os cálculos da carga última de ruptura por punção, o perímetro de controle resistente ao cisalhamento ( $b_0$ ).

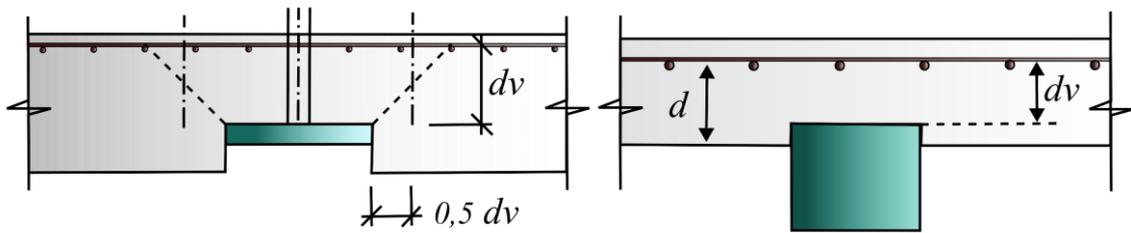
Conforme explica Liberati (2019), a não uniformidade da distribuição de forças de cisalhamento ocorre mediante a quatro situações: concentração dos esforços cisalhantes nos vértices de áreas apoiadas grandes, descontinuidade da laje, concentração de esforços cisalhantes devido à transferência de momentos entre a laje e a área apoiada e, por fim, à presença de carregamentos significativos próximos à região apoiada.

Figura 2.8 – Perímetro básico de controle ( $b_1$ ).



Fonte: Adaptado de *fib* Model Code, 2010.

Figura 2.9 – Diferença entre as alturas úteis  $d$  e  $d_v$ .



Fonte: Adaptado de *fib Model Code*, 2010.

No que diz respeito a determinação da capacidade resistente à punção, a norma *fib Model Code* (2010) instrui que a verificação da força resistente de uma laje em concreto armado ( $V_{Rd}$ ) obedeça a Equação (2.6), que é o resultado da soma entre o valor da parcela resistente do concreto ( $V_{Rd,c}$ ) e o valor de contribuição da armadura de cisalhamento ( $V_{Rd,s}$ ) para a resistência da laje. Para os casos em que a laje não possua armadura de cisalhamento, a parcela  $V_{Rd,s}$  é considerada nula.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (2.6)$$

Para a obtenção do valor correspondente à parcela resistente do concreto, deve-se utilizar a Equação (2.7), a seguir:

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} b_0 d_v \quad (2.7)$$

Neste modelo de cálculo apresentado pela norma *fib Model Code* (2010), relaciona-se a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ), o perímetro de controle resistente ao cisalhamento ( $b_0$ ), a altura útil efetiva da laje ( $d_v$ ) e um coeficiente ( $k_{\psi}$ ) que depende da deformação da laje ao redor da superfície apoiada, que é calculado seguindo a Equação (2.8):

$$k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.6 \psi d_v k_{dg}} \leq 0.6 \quad (2.8)$$

em que:

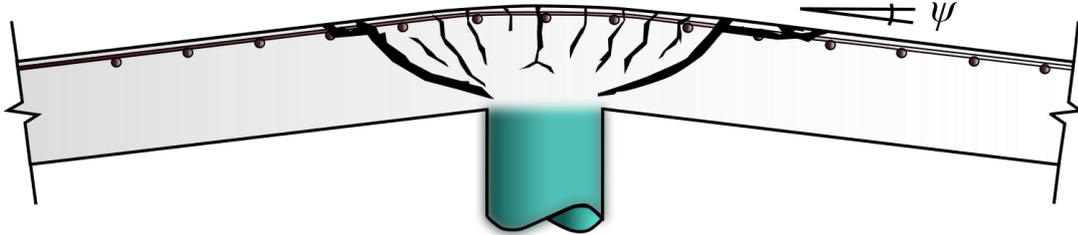
$d_v$  é o valor da altura útil efetiva (mm);

$k_{dg}$  é o parâmetro dependente do diâmetro máximos do agregado graúdo ( $d_g$ ) e;

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

$\psi$  é o ângulo de rotação ( $\psi$ ) que depende dos níveis de solicitação da laje, conforme a Figura (2.10).

Figura 2.10 – Rotação ( $\psi$ ) da laje ao redor da região apoiada.



Fonte: Adaptado de *fib Model Code*, 2010.

Para a consideração dos níveis de solicitação da laje, a norma em questão considera a estimativa de quatro diferentes níveis de aproximação (*Level of Approximation*), seguindo as seguintes equações:

LoA I:

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (2.9)$$

LoA II:

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left( \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1,5} \quad (2.10)$$

LoA III:

$$\psi = 1,2 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left( \frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{1,5} \quad (2.11)$$

LoA IV:

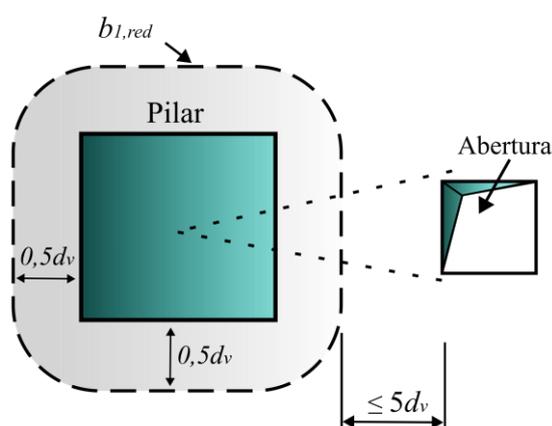
Neste nível de aproximação, a utilização é restrita somente em casos especiais, pois o comportamento carga-rotação da laje deve ser investigado, afim de realizar análises não-lineares da estrutura. Desta forma, considera-se a fissuração e o escoamento da armadura para verificações não lineares mais precisas.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Nestas equações  $r_s$  representa a distância do centroide do pilar até o ponto de momento nulo, dada em mm;  $f_{yd}$  é a tensão de escoamento da armadura longitudinal tracionada (MPa);  $E_s$  é o módulo de elasticidade da armadura longitudinal tracionada (MPa).

A norma *fib* Model Code (2010) ainda apresenta recomendações para lajes que apresentam descontinuidades, como exemplo lajes com aberturas, em que o perímetro de controle deve ser compreendido entre duas linhas tangentes às faces da abertura, para situações em que a distância entre a abertura o centroide do pilar seja inferior à 5 vezes a altura útil efetiva da laje ( $d_v$ ), conforme demonstrado na Figura (2.11).

Figura 2.11 – Perímetro reduzido em função da presença de aberturas.



Fonte: Adaptado de *fib* Model Code, 2010.

### 2.4.4 ACI 318 (2019)

O código americano ACI 318 (2019) estabelecido pelo *American Concrete Institute* é o código utilizado para o dimensionamento e construção de estruturas em concreto nos EUA. A norma americana considera para as lajes lisas dois modos de ruptura característicos por cisalhamento, sendo estes o modo de ruptura em uma direção (em que age como viga) e em duas direções (a punção).

O cálculo das tensões resistentes à punção das lajes é feito através de comparação entre a força de cisalhamento nominal atuante ( $V_u$ ) e a força nominal resistente ( $V_n$ ), conforme descrevem as Equações (2.12) e (2.13).

$$\Phi V_n \geq V_c \quad (2.12)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.13)$$

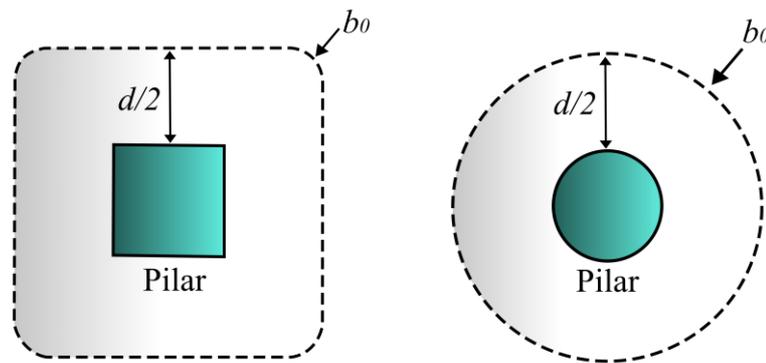
## 2 REVISÃO DA LITERATURA

em que:

- $\Phi$  é um fator de minoração que pode ser adotado como 0,75. Para ensaios laboratoriais este fator é considerado igual a 1,0;
- $V_u$  é a força de cisalhamento nominal atuante na seção considerada;
- $V_n$  é a soma da força nominal de cisalhamento resistida pelo concreto e armadura de cisalhamento ( $V_n = V_c + V_s$ ).

Segundo a norma ACI 318 (2019) a força resistente do concreto deve ser obtida através de um perímetro crítico ( $b_0$ ), que é traçado a uma distância de  $d/2$  da face do pilar ou da área carregada, conforme indica a Figura (2.12). Para a verificação da resistência à punção em lajes que não possuam armadura de cisalhamento, a parcela das forças de cisalhamento resistidas pelo concreto ( $V_c$ ) é tomada como o menor valor obtido entre as Equações (2.14), (2.15) e (2.16).

Figura 2.12- Perímetro crítico ( $b_0$ ).



Fonte: Adaptado de ACI 318, 2019.

$$V_c = 0,33 \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (2.14)$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (2.15)$$

$$V_c = 0,083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \quad (2.16)$$

em que:

- $f'_c$  é o valor da resistência à compressão do concreto (em MPa);
- $\alpha_s$  é um coeficiente que assume os valores de 40, 30 e 20 para ligações laje-pilar internas, em bordas e de canto, respectivamente;
- $d$  é a altura útil da laje (em mm);

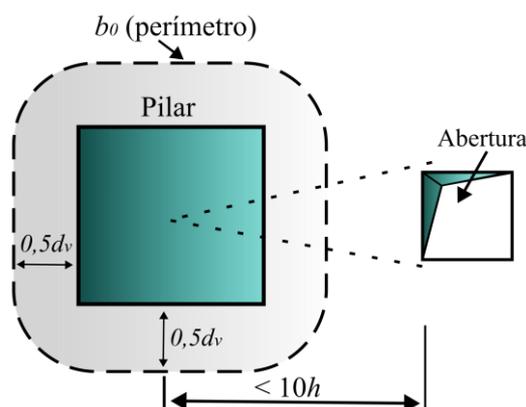
## 2 REVISÃO DA LITERATURA

- $\beta$  é a razão entre a maior e menor dimensão do pilar;
- $\lambda$  é um coeficiente de valor igual a 1,0 para concretos de densidade normal, entre 21,55 kN/m<sup>3</sup> à 25,60 kN/m<sup>3</sup>;
- $\lambda_s$  é o fator que corresponde ao *size effect*, que é calculado conforme a Equação (2.17).

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0,004 d}} \leq 1,0 \quad (2.17)$$

Conforme apresenta o código normativo ACI 318 (2019), quando a laje possui aberturas, e a distância entre o centroide do pilar e a abertura é inferior a 10 vezes a espessura da laje, e assim não apresenta armaduras para resistência à punção, a parte do perímetro de controle que será delimitada por linhas retas do centroide do pilar tangente à abertura pode ser desconsiderada, pois é dada como ineficiente, conforme apresenta a Figura (2.15).

Figura 2.13 – Perímetro reduzido em função em função da presença de aberturas.



Fonte: Adaptado de ACI 318, 2019.

### 2.4.4 FrpEc2 (2021)

A segunda geração do Eurocode, também conhecida como FrpEc 2 (2021) fornece diretrizes específicas para o cálculo de punção em lajes lisas com e sem armadura de cisalhamento. A norma define o cálculo da resistência básica à punção (ou capacidade de carga à punção) a partir da definição do perímetro de controle  $b_{0,5}$ . Tal perímetro de controle é definido a partir da distância de  $0,5d_v$  da face do pilar (ou área de suporte), sendo  $d_v$  a altura útil efetiva da laje. Para pilares de borda ou de canto com balanços, a extensão é limitada à metade do balanço.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Para lajes sem armadura de cisalhamento, o cálculo da capacidade resistente à punção deve seguir a Equação (2.18):

$$V_{Rd,c} = 0.6 \cdot k_{pb} \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq 0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.18)$$

onde:

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y}$ , sendo  $\rho_x$  e  $\rho_y$  as taxas de armadura de flexão nas direções x e y, respectivamente;

$d_{dg}$  é o parâmetro de tamanho que descreve a fissura e a rugosidade da zona de ruptura, levando em consideração o tipo de concreto e as propriedades do seu agregado;

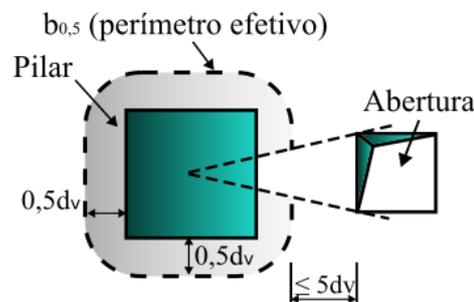
$k_{pb}$  é o coeficiente de aumento do gradiente de punção que pode ser calculado como:

$$1 \leq k_{pb} = 3.6 \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0.5}}} \leq 2.5 \quad (2.19)$$

$b_0$  é o comprimento do perímetro na face da área de apoio.

Segundo a FrpEc2 (2021), para lajes com aberturas, o efeito de aberturas ou inserções pode ser desprezado se a distância entre a face mais próxima da abertura e o perímetro de controle exceder  $5d_v$ . Caso contrário, a parte do perímetro de controle contida entre as duas tangentes traçadas ao contorno da abertura a partir do centro da área de apoio deverá ser considerada ineficaz, vide Figura (2.14).

Figura 2.14 - Perímetro crítico e distância efetiva de aberturas segundo a norma FrpEc 2 (2021).



Fonte: Autor, 2024.

### 2.4.5 ABNT NBR 6118 (2023)

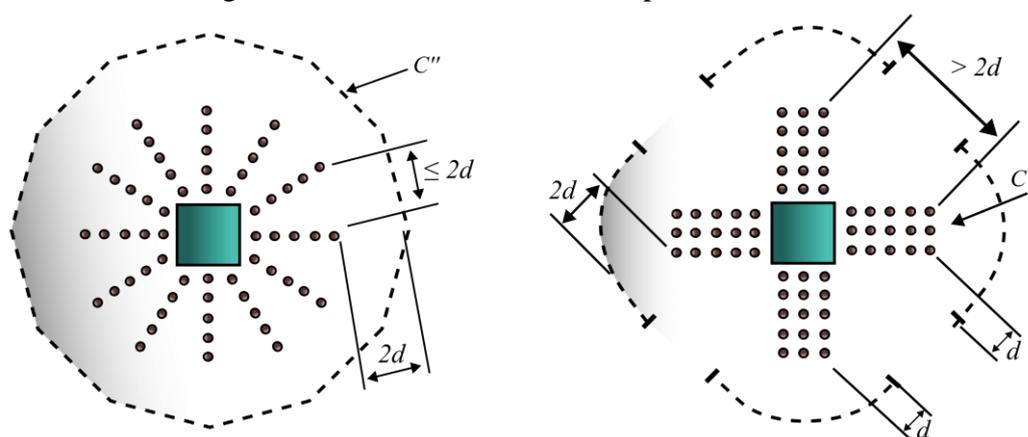
Esta norma em questão cita que a análise estrutural de lajes lisas deve ser feita utilizando-se de procedimentos numéricos adequados, como exemplo, diferenças finitas, elementos finitos, grelha equivalente ou elementos de contorno. Para os casos de lajes lisas em concreto armado, a ABNT NBR 6118 (2023) possui um modelo de cálculo que representa a verificação dos esforços de cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas estabelecidas em um perímetro entorno das forças concentradas.

A primeira superfície crítica ( $C$ ) é a do pilar ou da carga concentrada, em que se verifica de maneira indireta a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento.

A segunda superfície crítica ( $C'$ ) é afastada a uma distância de  $2d$  do pilar ou da carga concentrada, e deve ser verificada a capacidade da ligação laje-pilar à punção, sendo assim associada à resistência à tração diagonal. A verificação também se faz através de uma tensão de cisalhamento presente no contorno  $C'$ .

A norma ainda cita que a terceira superfície crítica ( $C''$ ), vide Figura (2.15), somente será verificada quando houver a necessidade da armadura transversal. Assim, pode-se adotar nesta verificação a força cortante solicitante para as diferentes superfícies de contorno, sendo esta força obtida no modelo utilizado no momento da análise estrutural.

Figura 2.15 - Perímetro crítico em pilares internos.



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118, 2023.

Para o caso de pilares internos, com carregamento simétrico, pode-se considerar a seguinte equação:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u d} \quad (2.20)$$

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

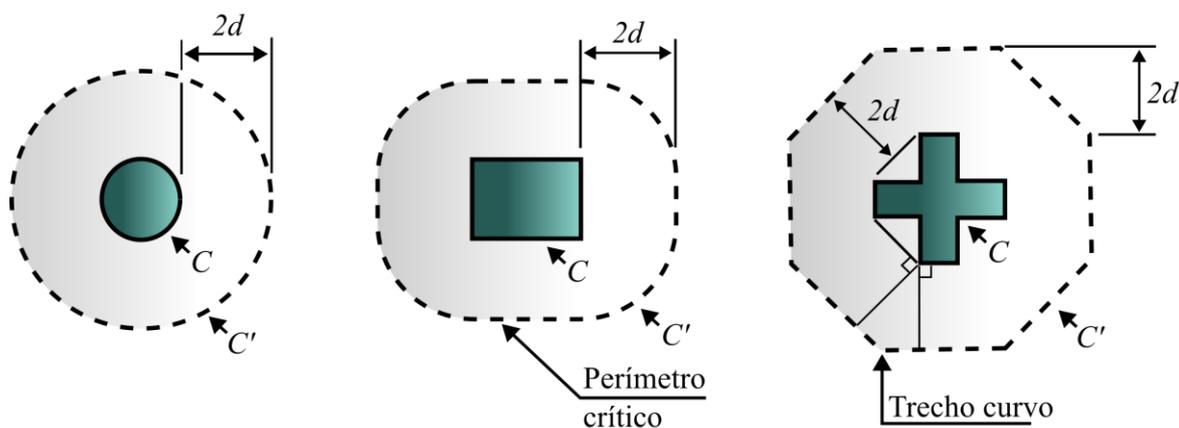
onde:

- $\tau_{sd}$  é a tensão de cisalhamento;
- $d$  é a altura útil da laje ao longo de todo o contorno crítico  $C'$ , externo ao contorno  $C$  da área de aplicação da carga, e distante a  $2d$  do plano da laje. Ainda, esta altura útil pode ser definida como  $d = (d_x + d_y)/2$ , em que  $d_x$  e  $d_y$  são as alturas úteis nas duas direções ortogonais;
- $u$  é o perímetro do contorno crítico  $C'$ ;
- $F_{sd}$  é a força ou reação concentrada de cálculo.

Assim, a força de punção  $F_{sd}$  pode ser subtraída da força distribuída aplicada na face oposta da laje, dentro do contorno crítico que é considerado no momento da verificação,  $C$  ou  $C'$ , conforme ilustra a Figura (2.16).

Semelhante ao EUROCODE 2 (2004), a norma ABNT NBR 6118 (2023) expressa que a verificação da tensão de cisalhamento é dividida para três casos específicos. O primeiro caso diz respeito a verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto, na superfície de controle crítica  $C$ , em que a verificação deve ser realizada, em lajes submetidas à punção, com ou sem armadura, de acordo com a Equação (2.21).

Figura 2.16 - Perímetro crítico em pilares internos.



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118, 2023.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad (2.21)$$

em que:

$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$ , onde a resistência a compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) é dada em MPa;

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

---

$V_{Rd2}$  é o valor da tensão resistente de compressão. Este valor pode ser ampliado até 20% do efeito de estado múltiplo de tensões junto a um pilar interno, quando os vãos que chegam ao pilar não diferirem em até 50% e não existam aberturas próximas ao pilar;

$f_{cd}$  é a resistência à compressão de cálculo do concreto, em MPa.

A segunda verificação é a realizada com relação ao contorno  $C'$ , em que a armadura não se faz necessária caso a tensão de cisalhamento ( $V_{sd}$ ) for menor que a tensão resistente de compressão ( $V_{Rd2}$ ).

Assim, a resistência à punção dada pela parcela do concreto pode ser obtida através da Equação (2.22), que também é considerada para além da região armada, quando necessária a armadura de punção.

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = 0,13 \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1 \sigma_{cd} \quad (2.22)$$

sendo:

$0,10\sigma_{cd}$  a compressão no plano da laje agindo a favor da resistência à tração diagonal;

$\rho$  a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada).  $\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02$ , em que  $\rho_x$  e  $\rho_y$ , são as taxas de armadura nas direções ortogonais, em que são consideradas somente as barras dentro de uma distância  $3d$  da face do pilar.

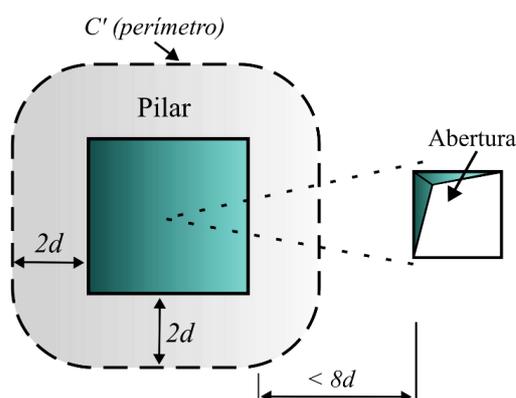
$d$  é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico  $C'$  da área de aplicação da força, em centímetros.  $d = (d_x + d_y)/2$

O *size effect* é considerado como  $k = (1 + \sqrt{20/d}) \leq 2$

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Para os casos de lajes que possuam aberturas existentes a uma distância de até  $8d$  do contorno  $C$  (face do pilar), o contorno crítico ( $C'$ ) que estiver entre as duas retas tangentes que passam pelo centro de gravidade da área onde há aplicação de cargas, o contorno da abertura será desconsiderado nos cálculos, haja vista sua ineficácia ao combate da punção, conforme demonstra a Figura (2.17).

Figura 2.17 - Perímetro crítico próximo da abertura nas lajes.



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118, 2023.

### 2.5 ESTUDOS REALIZADOS

Como já explicado anteriormente, o presente trabalho visa verificar a resistência à punção de lajes lisas de concreto armado que possuem aberturas adjacentes aos pilares, quando submetidas à corrosão por ação de íons cloreto. Logo, através de uma extensa revisão da literatura, foram encontrados alguns trabalhos relevantes que balizaram o desenvolvimento dos modelos numéricos aqui abordados. Portanto, nesta seção estes trabalhos serão explicados.

#### 2.5.1 Genikomsou e Polak (2015)

O trabalho de Genikomsou e Polak (2015) tinha como objetivo a realização de modelos numéricos que representassem ligações laje-pilar de concreto armado, através de uma análise de elementos finitos. Para tal, foram analisados cinco corpos de prova (SB1, SW1, SW5, XXX e HXXX), nomeados de acordo com o tipo de carregamento aplicado para realização das análises.

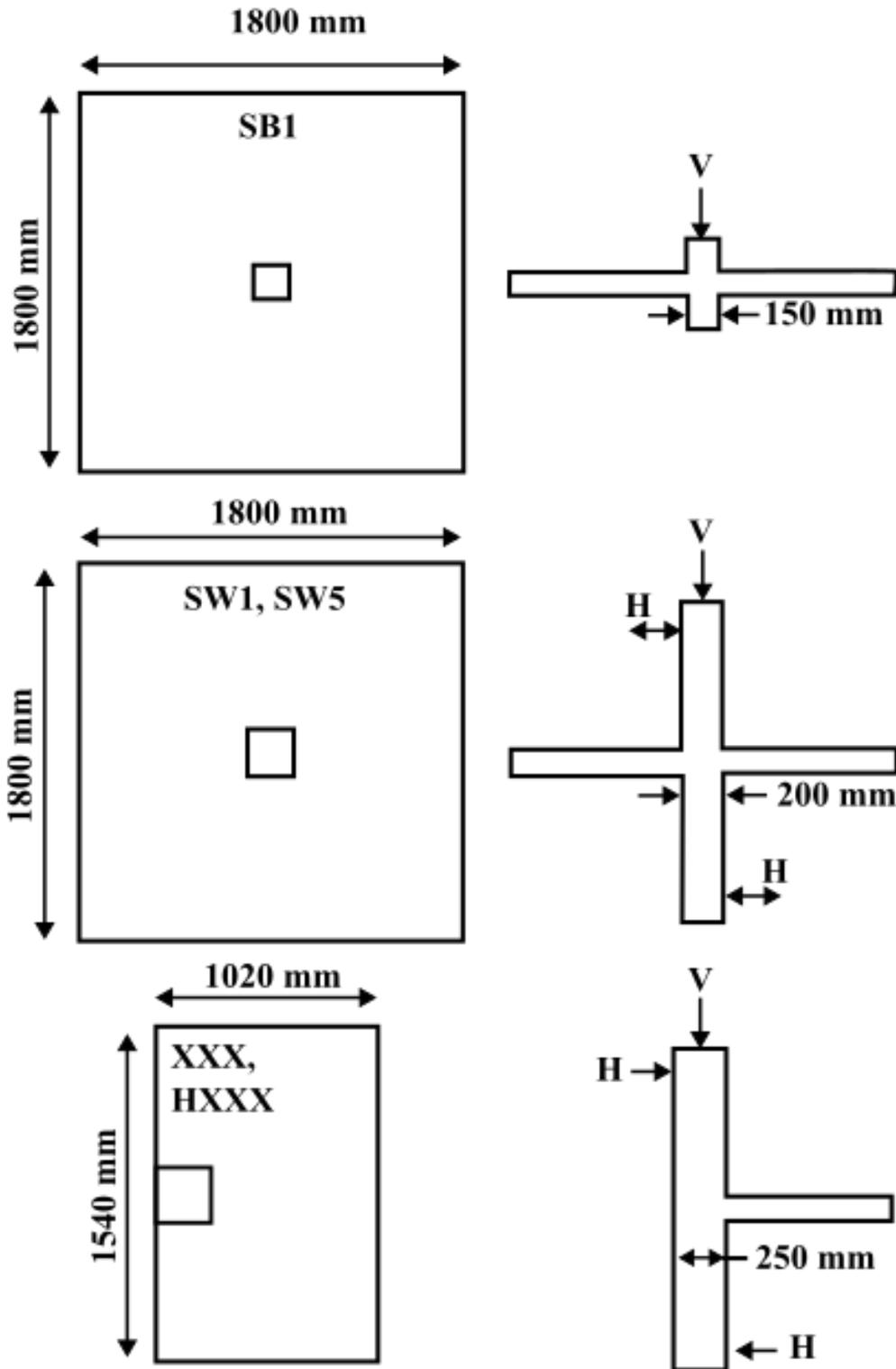
Sendo assim, SB1 representa uma ligação entre a laje e um pilar interno, que foi testada para aplicação de carga estática no pilar. As lajes SW1 e SW5 são ligações entre lajes e pilares internos, porém, foram testadas para aplicações de carga estática por gravidade e um carregamento horizontal pseudo sísmico. Por fim, os corpos de prova XXX e HXXX representam ligações entre as lajes e pilares de borda, que foram testadas para carregamento vertical aplicado nos pilares, e ainda, momento desequilibrado nos pilares.

Os corpos de prova utilizados para as análises não possuíam armadura de cisalhamento e tinham a altura comum de 120 mm para as lajes. Todas as ligações interiores possuíam dimensões em planta de 1800 x 1800 mm com apoios simples de 1500 x 1500 mm. Os corpos de prova foram definidos como ligações laje-pilar isoladas, carregadas através do pilar e simplesmente apoiadas ao longo das bordas, que representavam as regiões de inflexão do momento fletor. Na Figura (2.18) é apresentada a ilustração das lajes estudadas por Genikomsou e Polak (2015).

Primeiramente, as autoras analisaram a laje SB1, testada sob carga estática. Em seguida, analisaram as lajes SW1 e SW5, sob cargas estáticas de gravidade e cargas pseudo-sísmicas. Para essas lajes, o carregamento foi realizado em duas etapas, em que na primeira uma carga vertical foi aplicada através do pilar na parte superior com uma taxa de carregamento de 20 kN/min. Assim, a laje SW1 foi carregada com uma carga vertical de 110 kN, enquanto a laje SW5 foi carregada com a carga vertical de 160 kN. Para a segunda etapa, as cargas verticais foram mantidas constantes e através da utilização de dois atuadores horizontais, foram aplicados desvios horizontais nos pilares superior e inferior a uma distância de 565 mm das faces da laje.

A metodologia aplicada para a análise numérica das lajes levou em consideração a simetria dos corpos de prova, sendo assim, os modelos numéricos foram construídos considerando-se um quarto do corpo de prova para a laje SB1 e metade do corpo de prova das demais lajes de estudo. Para a simulação numérica, Genikomsou e Polak (2015) adotaram elementos finitos hexaédricos de 8 nós com integração reduzida (C3D8R) para o concreto, afim de evitar o efeito *shear locking*. Para as armaduras, foram adotados elementos de treliça linear de 2 nós (T3D2). O método *embedded region* de embutimento foi adotado para simular a aderência entre o aço e o concreto, assumindo assim a aderência perfeita entre ambos os materiais. A malha de elementos finitos foi definida em 20 mm para todos os corpos de prova.

Figura 2.18 - Desenho esquemático das dimensões e cargas aplicadas nas lajes estudadas por Genikomsou e Polak (2015).

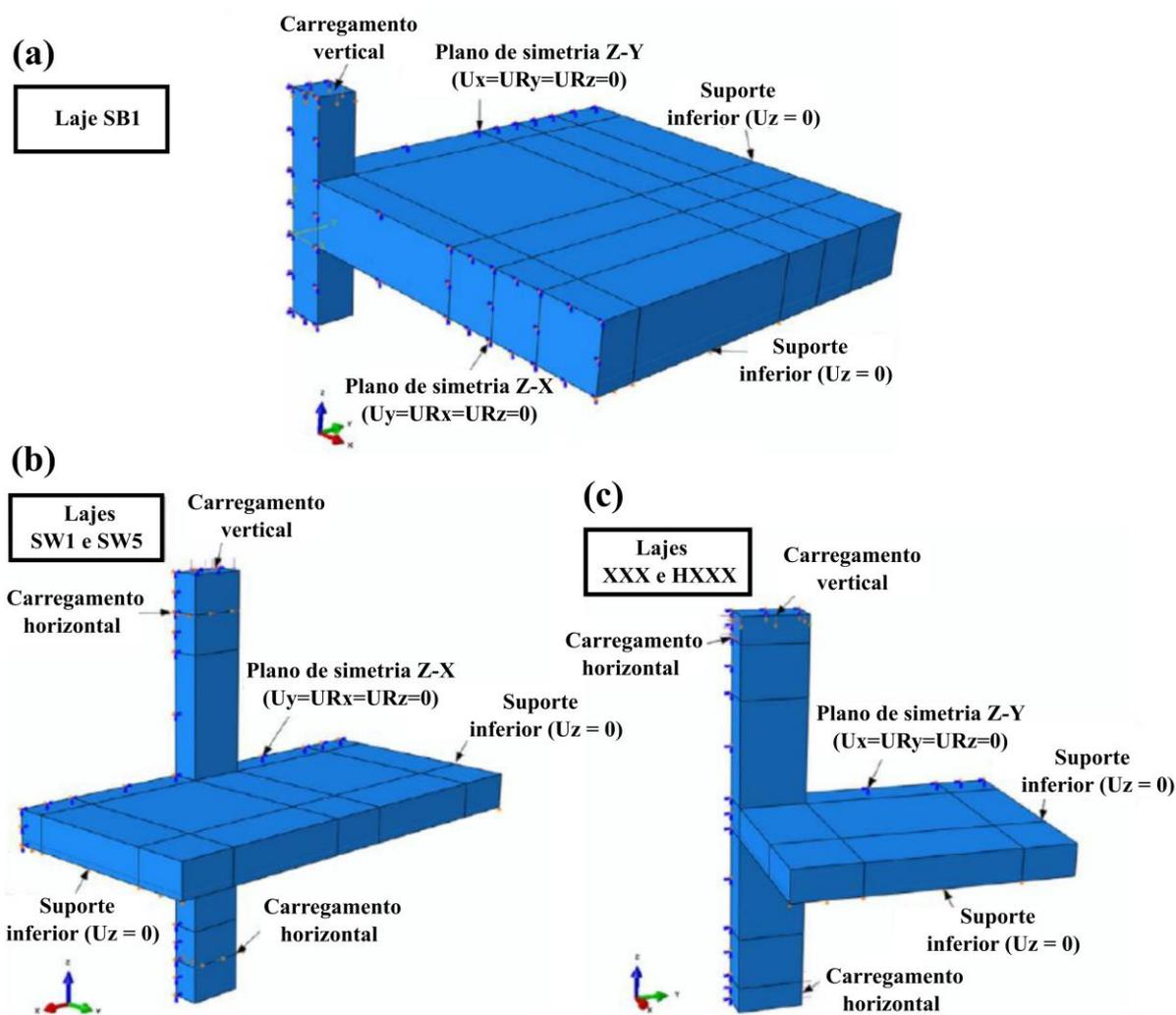


Fonte: Adaptado de Genikomsou e Polak, 2015.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Foram introduzidas restrições de deslocamento nas bordas inferiores dos corpos de prova na direção de aplicação do carregamento. A soma das reações nas bordas gerou reações iguais às cargas de punção. A Figura (2.19) ilustra a geometria das lajes modeladas e as condições de contorno aplicadas.

Figura 2.19 - Geometria e condições de contorno: (a) laje SB1; (b) lajes SW1 e SW5 e; (c) lajes XXX e HXXX.



Fonte: Adaptado de Genikomsou e Polak, 2015.

Para a simulação do comportamento do concreto, Genikomsou e Polak (2015) utilizaram do *Concrete Damaged Plasticity*, que é um modelo de plasticidade danificada presente no *software* ABAQUS. As autoras destacam que após a fissuração o concreto apresenta um ramo de amolecimento, onde não há resistência à tração residual. O comportamento frágil do concreto é definido, geralmente, por uma relação de deslocamento x abertura de fissura ao invés da relação

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

---

tensão-deformação. Logo, Genikomsou e Polak (2015) utilizaram o método bilinear para resposta de enrijecimento, em que obtiveram a energia de fratura do concreto para representação do comportamento à tração.

Para a modelagem do comportamento à compressão do concreto, as autoras utilizaram a parábola de Hognestad, em que a relação tensão-deformação sob carregamento de compressão uniaxial é dividida em três domínios. Além disso, presumiram que o dano no concreto ocorreu na faixa de amolecimento tanto em tração quanto em compressão. Na compressão o dano foi introduzido após atingir o pico de carga correspondente ao nível de deformação.

Após uma extensa análise da variação dos parâmetros do CDP, Genikomsou e Polak (2015) apresentam os resultados finais para cada um dos corpos de prova estudados. Para as amostras de controle SB1, observou-se através da simulação a ruptura por punção de maneira frágil, assim como no ensaio experimental. A carga e deslocamento finais previstos na simulação atingiram 253 kN e 11,9 mm, respectivamente.

As autoras explicam que a simulação numérica apresentou uma resposta mais rígida do que o resultado experimental, e que isso possivelmente ocorreu devido à microfissuração inicial da laje antes do teste experimental. O padrão de fissuração na parte tracionada da laje no momento de ruptura se propagou no interior da laje, na região adjacente ao pilar. Para a carga final, o cone de punção foi visível devido à abertura repentina de fissuras.

Logo após a calibração e validação do modelo de referência (SB1), o mesmo foi aplicado para as análises das lajes SW1 e SW5, que foram testadas sob carga gravitacional e deslocamentos cíclicos horizontais reversos. Os resultados dos testes foram avaliados com base na carga horizontal e na resposta à inclinação. Os gráficos histeréticos dos testes mostraram degradação da resistência e rigidez, resultando em baixa capacidade de dissipação de energia.

No entanto, quando uma análise dinâmica completa foi realizada no ABAQUS, os gráficos histeréticos não mostraram esse enfraquecimento. Genikomsou e Polak (2015) explicam que isso ocorreu devido à complexidade na modelagem do concreto e problemas com a aderência perfeita entre o concreto e a armadura no ABAQUS.

Além disso, as autoras mencionam que as análises de carregamento monotônico mostraram boa concordância com os resultados experimentais, indicando falha frágil das amostras após atingirem a carga máxima lateral. Além disso, apresentaram os dados de falha e taxa de inclinação máxima comparando os resultados experimentais com os numéricos. No teste SW1, houve escoamento da armadura de flexão sob a coluna na direção do carregamento cíclico a uma taxa de inclinação de 1,33%, enquanto no teste SW5, ocorreu o escoamento na armadura

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

---

de compressão sob a coluna a uma taxa de inclinação de 1,04%. Os resultados da análise de elementos finitos mostraram um escoamento semelhante da armadura de flexão.

Já para as lajes a última série de lajes, os resultados da análise de elementos finitos para a amostra XXX foram bons, apresentando concordância com os resultados experimentais (com menos de 10% de erro). No entanto, para a amostra HXXX, o erro relativo está dentro de 20%, o que foi considerado aceitável e pode ser atribuído a várias razões. Uma delas é que a resposta numérica carga-deflexão da amostra HXXX parece mais rígida em comparação com a resposta dos testes experimentais, devido a possíveis fissuras iniciais antes do teste experimental (por exemplo, retração, manuseio).

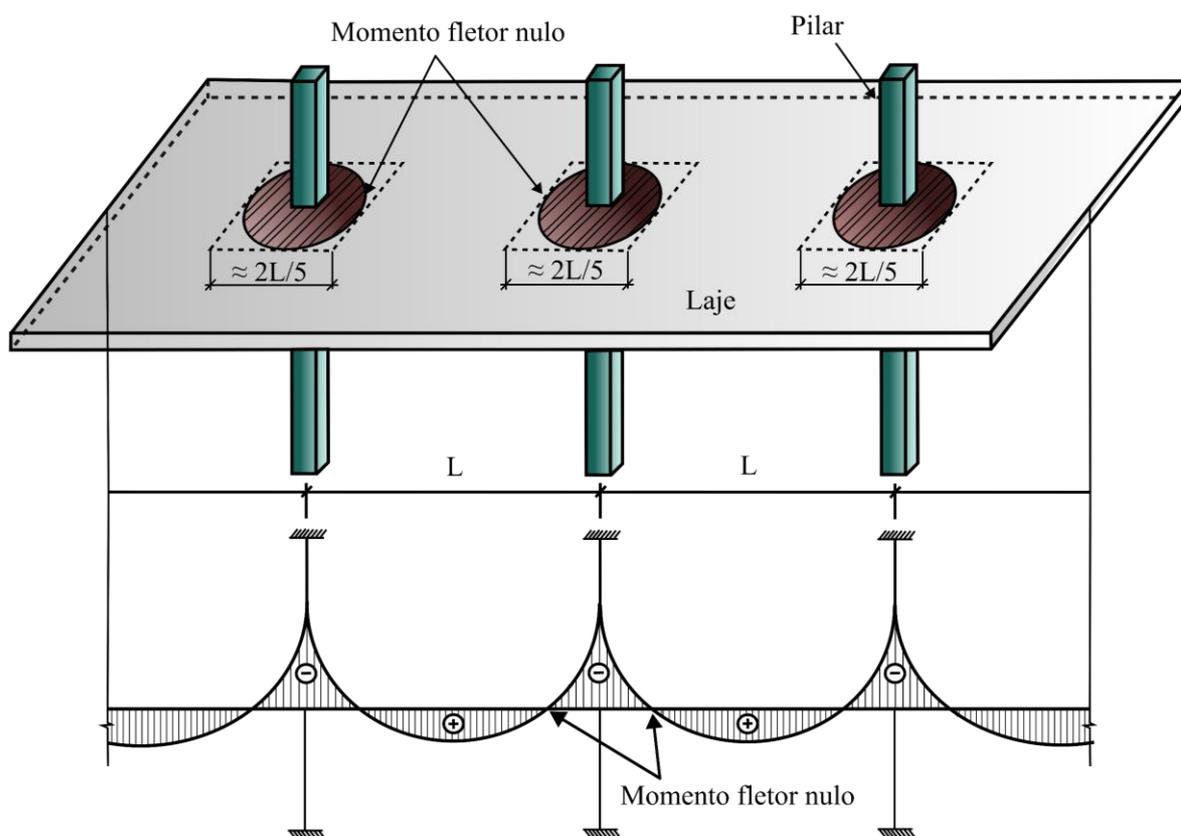
É importante notar que os resultados da análise numérica para a amostra HXXX, em termos de deslocamento de falha, estavam em boa concordância com os resultados experimentais. A análise numérica mostrou que as fissuras na amostra HXXX eram semelhantes às fissuras observadas nos testes, concentradas perto do pilar com algumas fissuras radiais desenvolvidas. A comparação entre os padrões de fissuras previstos para as lajes XXX e HXXX mostra o efeito do maior momento na conexão entre a laje e a coluna.

O aumento do momento desequilibrado na laje HXXX reduziu a carga de cisalhamento por punção máxima e o deslocamento, resultando em uma falha de cisalhamento por punção mais abrupta e frágil. A armadura de tração longitudinal sob a coluna escoou no ensaio experimental e na simulação numérica para ambas as lajes, apresentando assim boa concordância entre os resultados.

### 2.5.2 Liberati (2019)

No estudo realizado por Liberati (2019) foram consideradas lajes representativas de um modelo local, em que tinham como delimitações os pontos de inflexão dos momentos fletores negativos, sendo estas delimitações aproximadamente dois quintos do vão total (4,5 metros) entre os pilares. O autor considerou uma situação abordada pelos trabalhos de Silva (2003) e Souza (2004).

Figura 2.20 – Pórtico representativo da situação estudada por Liberati (2019).



Fonte: Adaptado de Musse, 2004.

Liberati (2019) realizou ensaios experimentais em nove lajes lisas que tinham dimensões quadradas com 1800 milímetros de lado e 130 milímetros de espessura, com uma altura útil inicial estabelecida em 90 milímetros. O autor destaca que o valor da altura útil estava sujeito a variação devido ao processo de concretagem.

Além disto, Liberati (2019) relata que as principais variáveis de sua pesquisa foram a existência de aberturas adjacentes ao pilar, bem como a taxa de armadura de flexão, sendo essa calculada com relação a quantidade de aberturas e suas dimensões. Para realizar as análises,

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

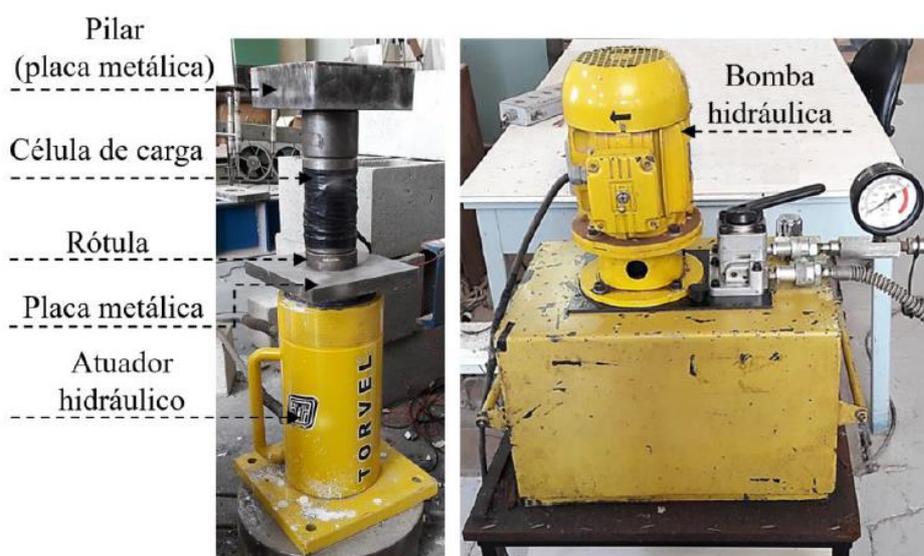
Liberati (2019) fixou os valores de dimensão dos pilares em 150 mm x 150 mm e o diâmetro das aberturas, que foram adotadas para simular passagem de tubulações, em 150 mm.

Assim, o autor visou apresentar em seu trabalho o desenvolvimento das teorias de probabilidade de falha e confiabilidade estrutural na avaliação destes modelos de ligação laje-pilar quando submetidos ao fenômeno de punção. Através dos ensaios realizados, Liberati (2019) realizou o levantamento dos parâmetros estatísticos e das variáveis de projeto que foram considerados para as análises de confiabilidade, como exemplo, os parâmetros ligados à resistência dos materiais, propriedades geométricas e a carga de rupturas das lajes.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura da Universidade Estadual de Campinas. A concretagem das lajes ensaiadas foi realizada em diferentes etapas, na primeira foram concretadas as lajes das Séries 1 e 2 (lajes de referência e lajes com um furo), totalizando seis lajes. Em uma segunda etapa foram concretadas as lajes da Série 3 (lajes com dois furos).

Para a obtenção da carga de ruptura das lajes, o autor utilizou um sistema de ensaio de carregamento para simular o comportamento da ligação laje-pilar das lajes lisas. Assim, o carregamento nas lajes foi feito de maneira incremental, ou seja, um carregamento monotônico com passo de carga de 25 kN. O equipamento utilizado para aplicação desta carga foi um atuador hidráulico que possuía capacidade de carga de até 600 kN. Sobre o atuador hidráulico, foi necessária a utilização de uma placa metálica, afim de servir como base de apoio para a célula de carga, conforme mostra a Figura (2.21).

Figura 2.21 – Sistema de aplicação de carga utilizado por Liberati (2019).

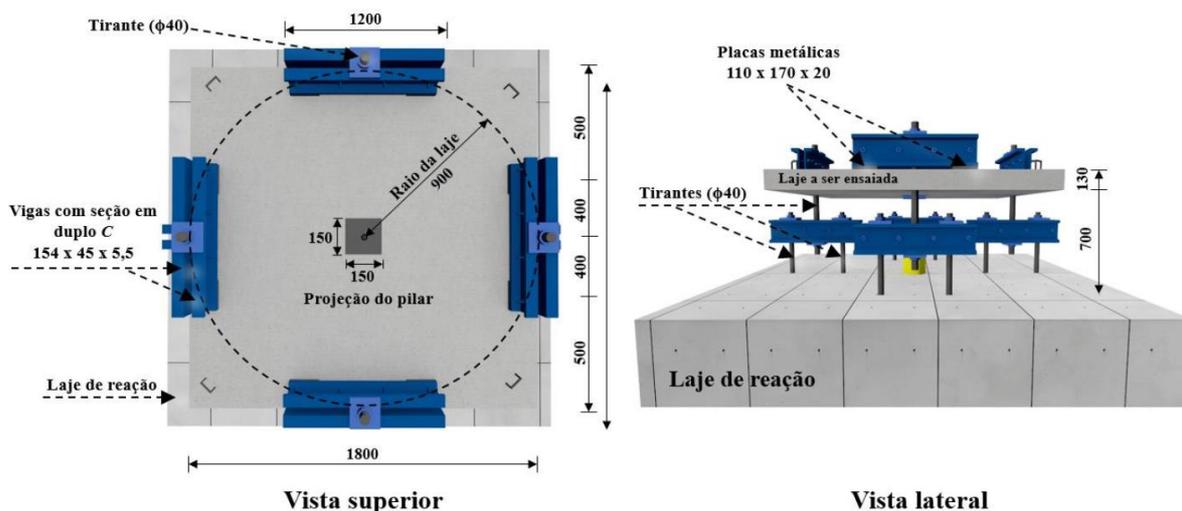


Fonte: Liberati, 2019.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

A Figura (2.22) abaixo mostra o esquema de ensaio, com as medidas em milímetros, realizado por Liberati (2019). Como explicado anteriormente, a reação ao carregamento aplicado no ponto central da laje foi feita utilizando-se de um conjunto de vigas metálicas, sendo estas apoiadas sobre as lajes por placas metálicas equidistantes afim de formar uma circunferência que possuía um raio de 900 mm, e era fixada em uma laje de reação.

Figura 2.22 – Esquema do ensaio realizado por Liberati (2019).



Fonte: Liberati, 2019.

Como resultados dos ensaios experimentais das lajes lisas, Liberati (2019) observou que, em todas as séries, as lajes romperam de maneira frágil por punção. O autor fundamentou tal observação a partir da teoria exposta por Elstner e Hognestad (1956), em que a razão entre os valores de carga última ( $V_{exp}$ ) e resistência à flexão das lajes ( $V_{flex}$ ) indica o modo de ruptura das lajes. Ou seja, para relações em que  $V_{exp}/V_{flex} > 1$ , o modo de ruptura se dá por flexão. Para os casos em que  $V_{exp}/V_{flex} < 1$  a ruptura se dá por punção, e para  $V_{exp}/V_{flex} = 1$ , a ruptura simultaneamente por flexão e punção.

Como conclusão de seu trabalho, Liberati (2019) observou que a presença de aberturas adjacentes ao pilar reduziu a carga de ruptura das lajes, mais especificamente, para as lajes que possuíam uma abertura (Série 2), a redução da carga de ruptura foi de 17,39% quando comparadas as cargas de rupturas das lajes de referência (Série 1). Já nas lajes com duas aberturas (Série 3), a carga de ruptura média foi 17,80% mais baixa que a das lajes de referência.

Ainda, o autor explica que as superfícies de ruptura nas lajes com aberturas manifestaram-se de maneira diferente do que foi registrado nas lajes de referência, apresentando inclinações em relação ao plano médio da laje entre 22 e 66 graus para as lajes com uma abertura (Série 2) e entre 31 e 58 graus para as lajes com duas aberturas (Série 3).

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

---

Com relação aos deslocamentos verticais destas lajes, foi relatado que as lajes das Séries 1 e 3 apresentam um padrão quase linear e simétrico em relação ao centro da laje, onde os deslocamentos verticais aumentaram conforme o acréscimo de carga, apresentando certa proporcionalidade. Já nas lajes da Série 2, que possuíam apenas uma abertura, os deslocamentos verticais obtidos nos pontos de controle próximos da abertura não foram simétricos. Assim, Liberati (2019) explica que a abertura reduziu a rigidez das lajes dessa série, o que acabou gerando maiores deflexões na região adjacente à abertura.

### 2.5.3 Weng *et al.* (2022)

O estudo de Weng *et al.* (2022) tinha como principal objetivo a avaliação da resistência à punção de ligações laje-pilar corroídas quando sujeitas a cargas excêntricas. Para seu estudo, os autores realizaram a confecção de 15 lajes de concreto armado em escala real, que possuíam uma categorização em cinco série, nomeadas de acordo com a excentricidade de carga e a taxa de armadura utilizada. A nomenclatura deu-se da seguinte maneira: C-0,91; C-0,52; E1-0,91; E2-0,91; E2-0,52.

Em cada uma dessas séries foram utilizados três diferentes graus de corrosão, incluindo 0% (amostras de controle), 10% e 20% de corrosão. Assim, a etiqueta de nomenclatura seguiu a seguinte ordem: (1) Excentricidade de carregamento, em que C corresponde ao carregamento concêntrico, E1 e E2 correspondem as excentricidades de carregamento de 100 mm e 200 mm, respectivamente; (2) O número que indica a taxa de armadura de flexão utilizada na laje, estipulada pelos autores em 0,52% ou 0,91%; (3) O número que indicar a porcentagem do grau de corrosão adotado (0, 10% ou 20%).

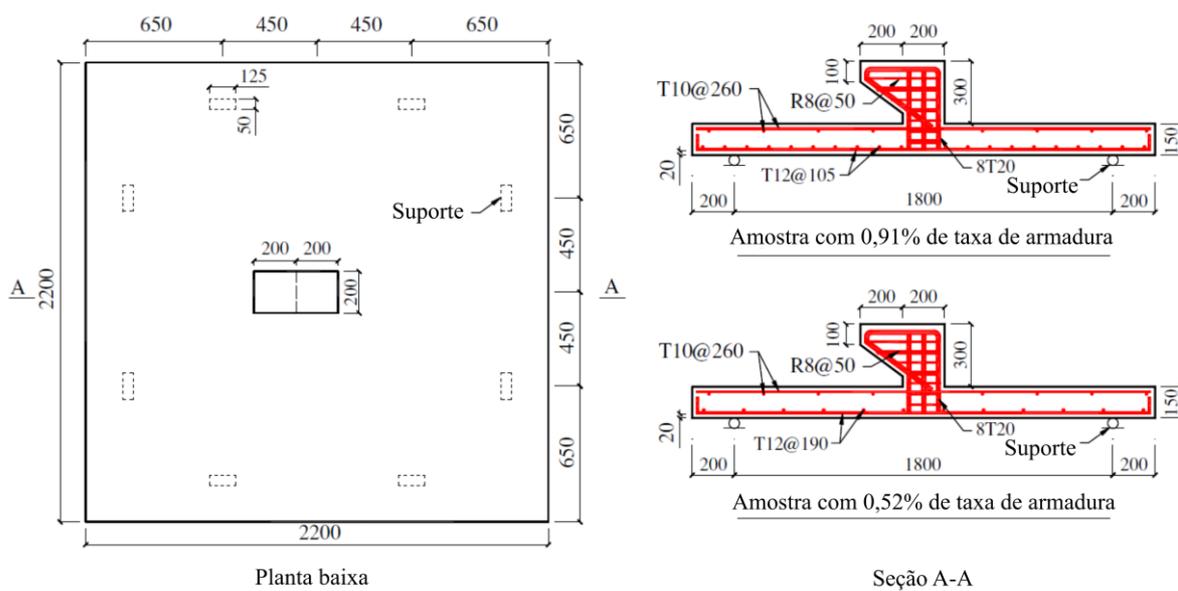
As lajes ensaiadas por Weng *et al.* (2022) possuíam um tamanho de 2200 x 2200 x 150 mm e a dimensão do pilar central foi de 200 mm. Afim de realizar o ensaio de aplicação de carga excêntrica, foi feita uma mísula junto aos pilares, tornando assim em uma seção trapezoidal, com base maior de 300 mm, base menor de 150 mm, e altura de 400 mm, conforme ilustra a Figura (2.23).

Para simular a corrosão das armaduras da laje os autores utilizaram de um processo de corrosão acelerada através de uma corrente elétrica. Além disto, Weng *et al.* (2022) utilizaram de um tanque, para dispersar uma solução com 5% de NaCl. Este tanque tinha como dimensões a soma entre o tamanho do pilar (200 mm) mais quatro vezes a espessura da laje (600 mm), totalizando 800 mm de lado.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

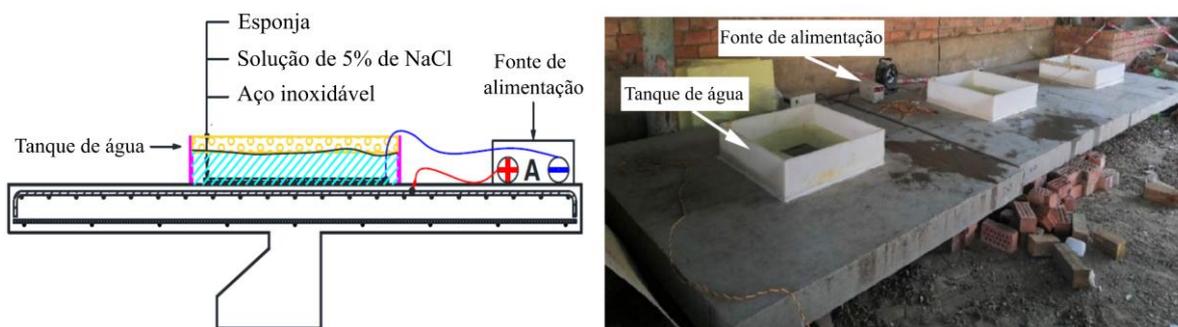
O objetivo dos autores foi realizar um processo químico de redução das armaduras que eram conectadas ao ânodo da fonte de alimentação, enquanto uma barra de aço inoxidável era conectada ao cátodo da fonte de alimentação e imersa na solução de 5% NaCl. A densidade da corrente elétrica era de  $0.6 \text{ mA/cm}^2$ , e o tempo necessário previsto pelos autores para atingir o grau de corrosão desejado de 10% e 20% foi de 17 e 34 dias, respectivamente, obtidos através da equação de Faraday. A Figura (2.24) ilustra o processo experimental do ensaio de corrosão acelerada.

Figura 2.23 - Dimensões e reforço das lajes estudadas por Weng *et al.* (2022).



Fonte: Adaptado de Weng *et al.*, 2022.

Figura 2.24 – Esquema do ensaio de corrosão acelerada.



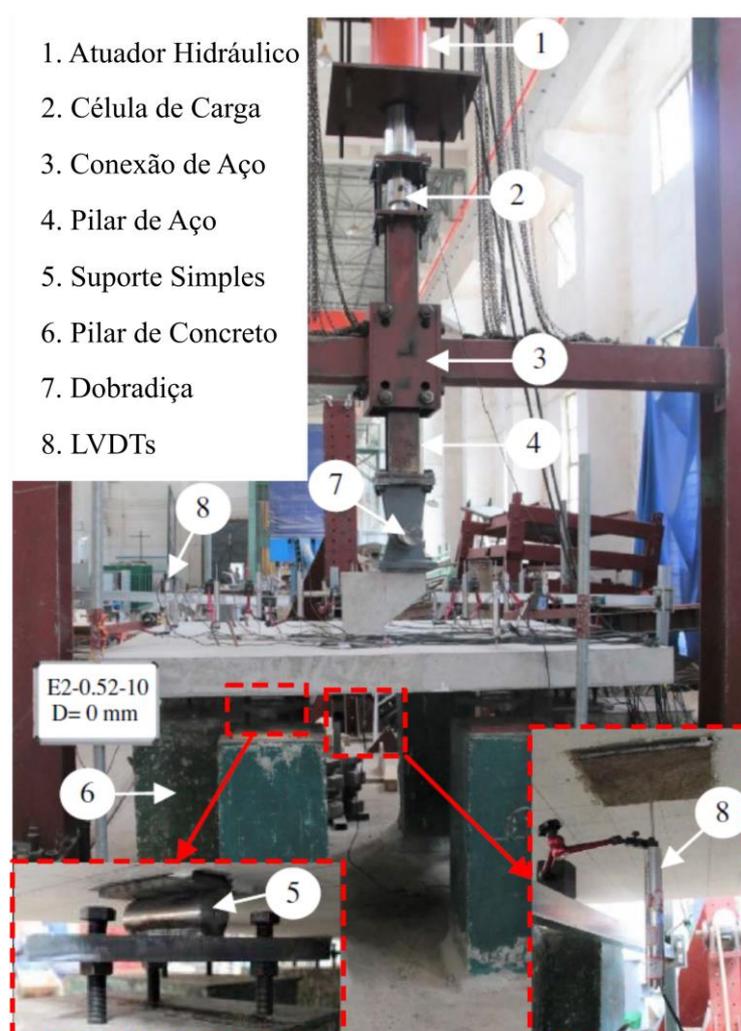
Fonte: Adaptado de Weng *et al.*, 2022.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Para a avaliação da resistência à punção das lajes, um sistema de ensaio por carregamento quase estático foi utilizado. Todos os corpos de prova foram colocados em oito suportes simples que possuíam altura ajustável.

Uma carga concentrada foi aplicada no topo do pilar ou na mísula utilizando-se de um macaco hidráulico. Os autores explicam que projetaram, ainda, um suporte de aço para garantir que a aplicação da carga fosse vertical. Além disto, para os casos das séries E (caso de carga excêntrica), foi projetada uma dobradiça unidirecional, afim de permitir a rotação da coluna durante o ensaio. Na Figura (2.25) é demonstrado o esquema de ensaio das lajes.

Figura 2.25 – *Setup* do ensaio das lajes de Weng et al. (2022).



Fonte: Adaptado de Weng *et al.*, 2022.

Os resultados observados pelos autores levaram em consideração o dano causado pela corrosão na área da ligação laje-pilar em que a solução foi colocada, bem como o impacto da corrosão nas armaduras. Weng *et al.* (2022) observaram que na região do tanque surgiu uma

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

---

grande quantidade de produto corrosivo e, além disto, várias pequenas fissuras foram observadas na superfície após a limpeza do produto corrosivo. Estas fissuras estavam paralelas as armaduras, e ao comparar os corpos de prova com diferentes graus de corrosão, os autores verificaram que a largura das fissuras aumentava conforme o aumento do grau de corrosão.

Após o teste de carregamento, as armaduras que estavam na zona de corrosão foram extraídas, então após a sua limpeza, foram observadas a degradação através da perda de massa das mesmas. Para tal, os autores utilizaram da seguinte equação para obter o real grau de corrosão das armaduras:

$$w = \frac{W_0 - W}{W_0} \quad (2.23)$$

em que  $w$  é o grau de corrosão (%),  $W_0$  é o peso original da armadura e  $W$  é o peso da armadura após o processo de corrosão.

Como conclusões de seu trabalho, Weng *et al.* (2022) relataram que quando comparados aos corpos de prova com cargas concêntricas, os corpos de prova com carga excêntrica apresentaram maiores danos, maior deformação nas armaduras, fissuras mais largas e ainda, maior flecha devido ao esforço maior desenvolvido pela transferência desequilibrada de momentos.

Os autores notaram que a transferência de momentos desequilibrada afetou a resistência à punção das ligações laje-pilar. Ou seja, quando a excentricidade de carga aumentou, a resistência à punção diminuiu em 32% e 20% para as taxas de armadura de 0,91% e 0,52%, respectivamente.

Os resultados obtidos pelos extensômetros mostraram que o grau de corrosão pode alterar o modo de falha das ligações laje-pilar. Por exemplo, os corpos de prova C-0,52-0 e C-0,52-10 romperam por flexão, enquanto o C-0,52-20 rompeu por punção. Ainda, os corpos de prova E2-0,91-0 e E2-0,91-10 falharam por punção, porém o E2-0,91-20 falhou por flexão.

Quanto as fissuras, conforme o aumento do grau de corrosão, as larguras de fissuras diminuíram sob o mesmo nível de cargas, o que segundo os autores, explica-se devido ao impacto da corrosão na rigidez do elemento estrutural. Assim, a superfície crítica da conexão laje-pilar corroída foi maior do que a zona de falha crítica de conexões não corroídas.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

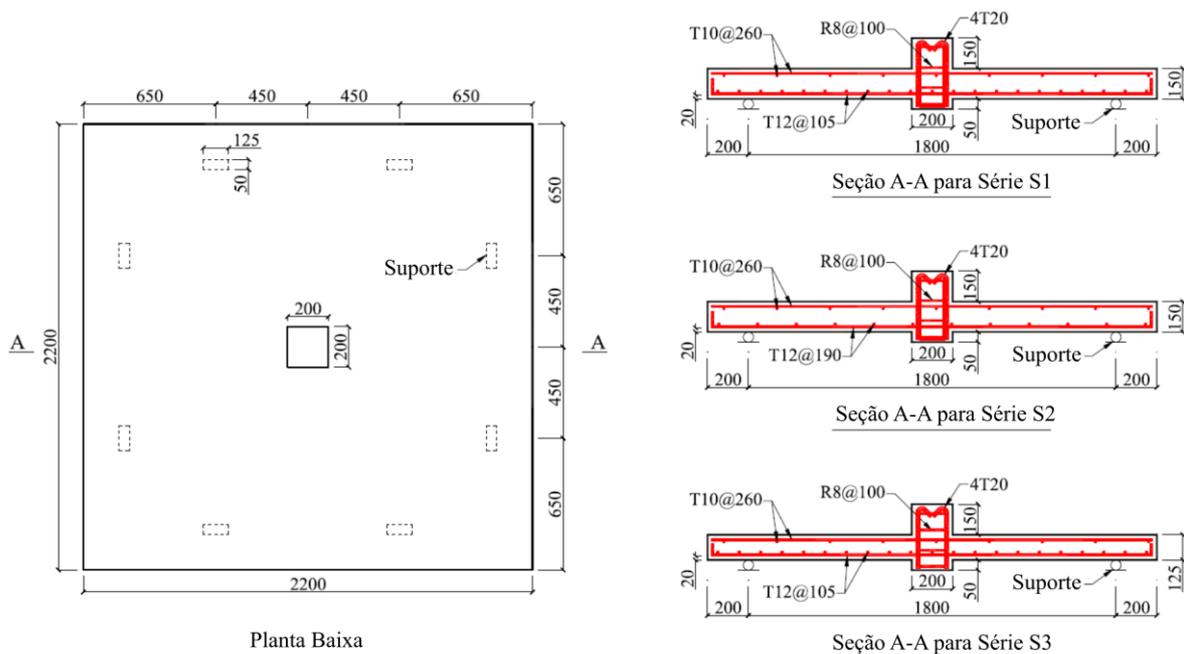
### 2.5.4 Qian *et al.* (2022)

Semelhante ao estudo de Weng *et al.* (2022), o estudo de Qian *et al.* (2022) teve por objetivo a avaliação da resistência a punção de conexões laje-pilar de concreto armado corroídas. Para tal, os autores projetaram e executaram 12 corpos de prova de lajes lisas, em escala real.

Neste estudo, os autores categorizaram os corpos de prova de acordo com a sua taxa de armadura e espessura da laje, onde os 12 corpos de prova foram divididos em três séries: S1, S2 e S3. A Série 1 possuía uma taxa de armadura de 0,91% e a espessura da laje igual a 150 mm. A Série 2 possuía a taxa de armadura igual a 0,52% e a espessura da laje igual a 150 mm. Já a Série 3 foi realizada com a taxa de armadura igual a 1,16% e a espessura da laje igual a 125 mm.

Assim, a dimensão dos corpos de prova estudados por Qian *et al.* (2022) foi de 2200 x 2200 x 150 mm para as Séries 1 e 2, e de 2200 x 2200 x 125 mm para a Série 3, conforme a Figura (2.26). A dimensão da seção transversal do pilar projetado para as lajes foi de 200 x 200 mm para todos os corpos de prova. Esse pilar tinha uma altura de 150 mm a partir da face superior da laje, e 50 mm da face inferior. As lajes lisas foram reforçadas com em duas camadas de armaduras em forma de malha. Para o reforço na parte superior da laje foram utilizadas armaduras de 10mm a cada 260 mm. Já para a camada inferior, os autores utilizaram o reforço com malha de 12mm a cada 105 mm para as Séries 1 e 3, e 12 mm a cada 190 mm para a Série 2.

Figura 2.26 – Dimensões, detalhes do reforço e posição do carregamento.



Fonte: Adaptado de Qian *et al.*, 2022.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

---

Para cada uma das Séries estudadas por Qian *et al.* (2022) foram separados 4 corpos de prova afim de investigar diferentes graus de corrosão para cada. Portanto, os autores estipularam os seguintes graus de corrosão: 0%, 10%, 20% e 30%. Assim, a identificação das lajes investigadas obedeceu a ordem da série e o número referente ao grau de corrosão. Por exemplo, S2-30, representou o corpo de prova da Série 2 que possuía 30% de grau de corrosão.

Para simular os efeitos reais da corrosão nas armaduras e no concreto, os autores realizaram um ensaio de corrosão acelerada através da utilização de uma corrente elétrica contínua. Assim como Weng *et al.* (2022), os autores explicam que por questões de economia de custo e tempo, restringiu-se a aplicação da corrosão apenas na área com distância de 300 mm do pilar, sendo esta distância pouco maior que a da superfície crítica.

Apenas as armaduras inferiores, que são as armaduras de flexão, foram submetidas ao teste de corrosão acelerada. Assim, conforme observado na Figura (2.27), os corpos de prova foram colocados de cabeça para baixo no chão e, para a realização do ensaio de corrosão acelerada, Qian *et al.* (2022) projetaram e preencheram um tanque quadrado de 800 x 800 mm com uma solução de 5% cloreto de sódio (NaCl). Afim de diminuir a evaporação da solução, uma esponja foi utilizada para cobrir o tanque.

Com o objetivo de realizar uma reação química que ocasionasse a perda de massa das armaduras, os autores utilizaram de uma gaze de aço inoxidável foi imersa na solução e conectada ao cátodo de uma fonte de alimentação de corrente contínua, enquanto as armaduras eram conectadas ao ânodo dessa mesma fonte de alimentação. Os autores explicam que a densidade de corrente utilizada foi de 0,6 mA/cm<sup>2</sup>, e para atingir os graus de corrosão determinados inicialmente, o tempo foi medido através da lei de Faraday, conforme mostrado na Equação (2.24):

$$t = \frac{zFm}{MI} \quad (2.24)$$

onde  $t$  é o tempo de corrosão dado em segundos;  $m$  é a massa da armadura enferrujada dada em gramas;  $M$  é o peso atômico do metal que compõe as armaduras (56 g para Fe);  $I$  é a corrente dada em amperes;  $z$  é a carga iônica (2 para  $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2\text{e}^-$ ) e;  $F$  é a constante de Faraday (96,500 A/s).

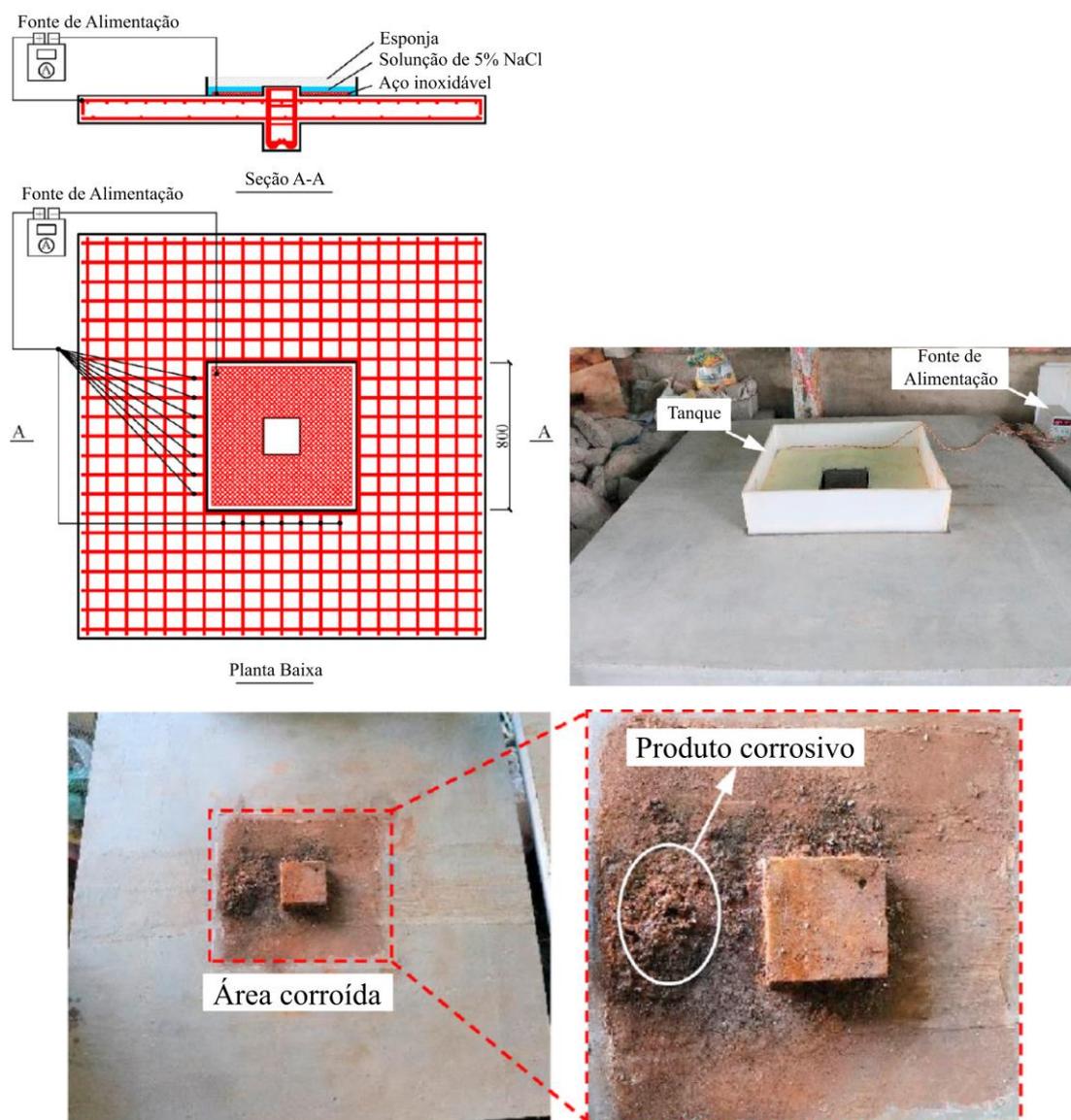
Para atingir os valores de grau de corrosão estipulados inicialmente, após a previsão pela lei de Faraday, o tempo estimado foi de 17 dias, 35 dias e 51 dias para os graus de corrosão de 10%, 20 % e 30%, respectivamente. Além do esquema do ensaio de corrosão acelerada, a

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Figura (2.28) mostra a condição da superfície de uma das amostras submetidas à corrosão acelerada e a formação dos produtos corrosivos.

Quanto a caracterização dos materiais utilizados na composição das lajes, o concreto utilizado teve uma resistência a compressão média de 39,4 MPa para a Série 1, 43,48 MPa para a Série 2 e 40,38 MPa para a Série 3. Já para as armaduras, a malha T10 atingiu um limite de escoamento de 558 MPa, uma tensão última de 717 MPa e um alongamento de 15%. A malha T12 atingiu um limite de escoamento de 532 MPa, a tensão última de 695 MPa e o alongamento de 22,1%.

Figura 2.27 - Ensaio de corrosão acelerada: esquema de projeto, fotografia da execução e condição da superfície após o ensaio.



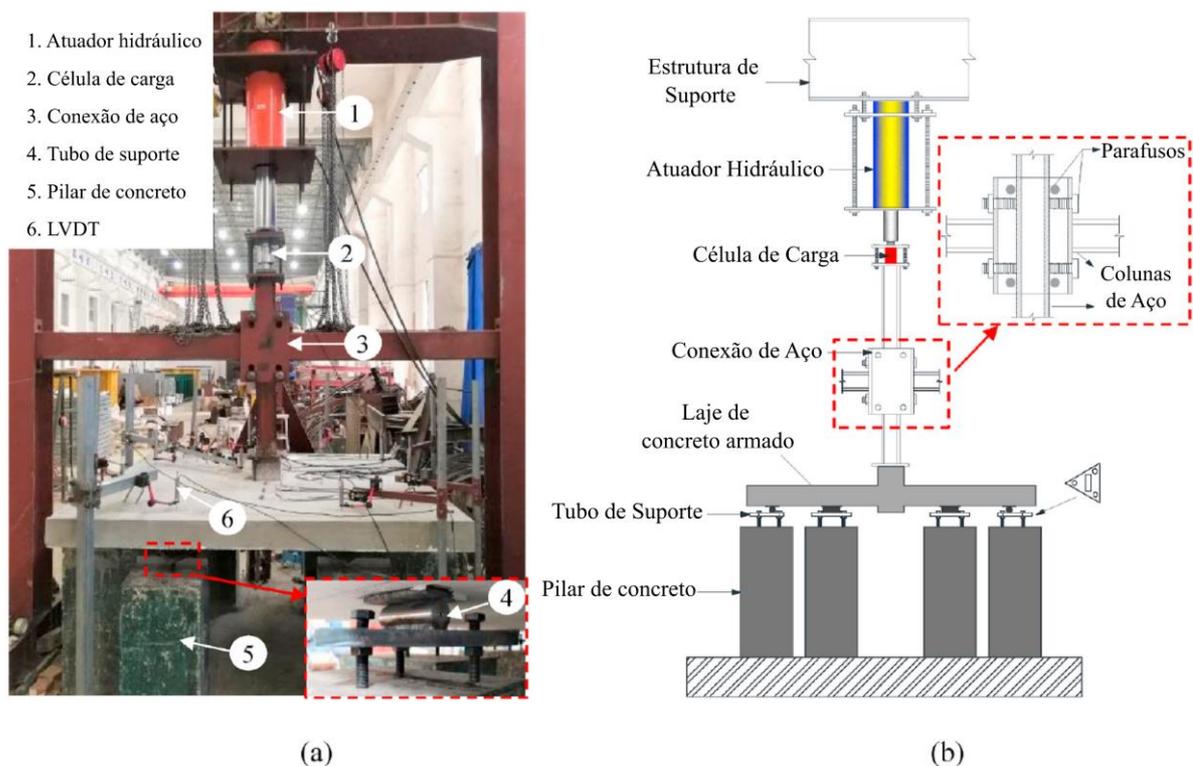
Fonte: Adaptado de Qian *et al.*, 2022.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Para a realização do ensaio de ruptura das lajes, os autores utilizaram do método de ensaio quase estático. Para tal, a amostra foi apoiada em oito pontos que permitiam o ajuste da altura. Estes apoios consistiam em uma placa de aço triangular, um tubo circular sólido e três parafusos de alta resistência. A aplicação de uma carga concentrada foi realizada através de um atuador hidráulico apoiado no topo do pilar.

Para o monitoramento dos deslocamentos, foram posicionados LVDTs ao longo de todas as amostras. A deformação das armaduras principais das lajes foi monitorada nas amostras não corroídas por meio de extensômetros. Os extensômetros não foram utilizados para os corpos de prova submetidos à corrosão pois a corrente elétrica poderia danificá-los. A Figura (2.28) apresenta a instrumentação do ensaio das lajes projetadas por Qian *et al.* (2022).

Figura 2.28 - Configuração do ensaios das amostras: (a) Fotografia; (b) Esquema.



Fonte: Adaptado de Qian *et al.*, 2022.

Como conclusões dos ensaios realizados, os autores observaram que o grau de corrosão imposto pode alterar o modo de falha das lajes lisas. Os autores observaram que as lajes S2-0 e S2-10 falharam por punção-flexão, enquanto as lajes S2-20 e S2-30 romperam por punção. Além disso, a superfície de ruptura das conexões laje-pilar corroídas foi consideravelmente maior do que as conexões não corroídas, haja vista a formação das fissuras críticas de cisalhamento que se propagaram ao longo das fissuras longitudinais já existentes causadas pela corrosão.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

---

Qian *et al.* (2022) observaram também que a corrosão reduziu a resistência à punção e a rigidez pós-fissuração das lajes lisas ensaiadas. Para as amostras S1-30, S2-30 e S3-30, que possuíam 30% de grau de corrosão, a resistência à punção diminuiu 27,6%, 28,8% e 28,4%, respectivamente, quando comparadas as amostras não corroídas. Essa redução, segundo os autores, pode ter ocorrido devido ao enfraquecimento do intertravamento dos agregados, ao efeito pino, ou ainda, a diminuição da aderência entre o concreto e as armaduras corroídas.

Nas ligações laje-pilar com baixas taxas de armadura a ruptura predominante foi por flexão, e conforme aumentou-se o grau de corrosão, a capacidade de deformação da ligação reduziu. Os autores explicam que este acontecimento se deve a redução do limite de escoamento das armaduras, devido a corrosão, que conseqüentemente leva a redução na capacidade de dissipação de energia do elemento estrutural.

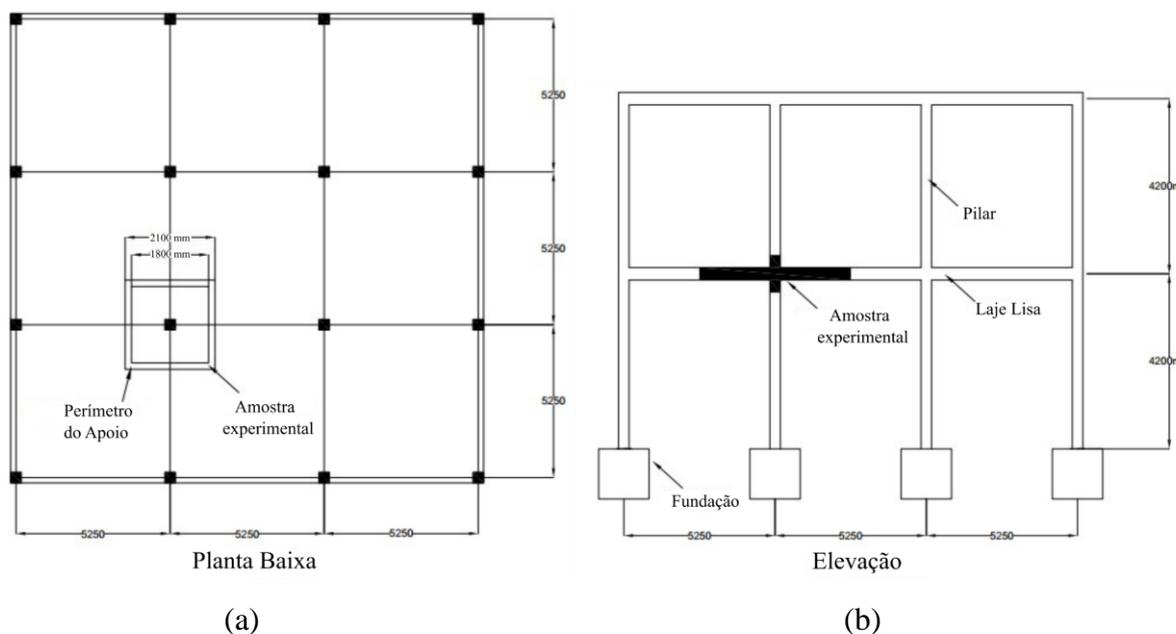
Já para as ligações laje-pilar com altas taxas de armadura, a falha predominante foi por punção, e a corrosão acabou aumentando a capacidade de deformação devido à redução da taxa de armadura efetiva. Porém, os autores deixam claro que aumentar o grau de corrosão não necessariamente resultará em uma maior capacidade de deformação do elemento estrutural.

### 2.5.5 Gomaa *et al.* (2023)

Assim como os estudos de Weng *et al.* (2022) e Qian *et al.* (2022), este estudo visou analisar o comportamento de lajes lisas quando submetidas à corrosão através de procedimentos experimentais, porém, este estudo se destaca por dar ênfase a um estudo numérico e teórico. Deste modo, Gomaa *et al.* (2023) construíram quatro corpos de prova para simular a conexão laje-pilar, e em seguida, submeteram esses corpos de prova a um processo de corrosão acelerada por meio de uma corrente elétrica contínua.

Os corpos de prova confeccionados foram feitos para simular o interior de uma ligação laje-pilar de um edifício de dois pavimentos construído em concreto armado, conforme mostra a Figura (2.29). A dimensão dos corpos de prova foi definida com base na região de momento fletor negativo, que segundo a norma canadense CSA A23.3 (2019), utilizada pelos autores, ocorre aproximadamente a  $0,2L$ , sendo  $L$  a distância centro a centro dos pilares. Sendo assim, as dimensões em planta na escala real do corpo de prova selecionado pelos autores eram 2100 x 2100 mm de lado e 300 mm de espessura. O pilar possuía dimensões de 250 x 250 x 450 mm, sendo comprimento, largura e altura, respectivamente.

Figura 2.29 – Dimensões em planta do corpo de prova em escala real:



Fonte: Adaptado de Gomaa *et al.*, 2023.

Ao selecionar as dimensões em escala real dos corpos de prova, Gomaa *et al.* (2023) explicam que para o processo experimental, escolheram confeccionar quatro corpos de prova com uma escala 1:3 da estrutura real, mantendo o mesmo projeto estrutural para todos. Afim de realizar o controle das amostras no processo experimental, as amostras foram nomeadas de acordo com a taxa de corrosão imposto para cada corpo de prova.

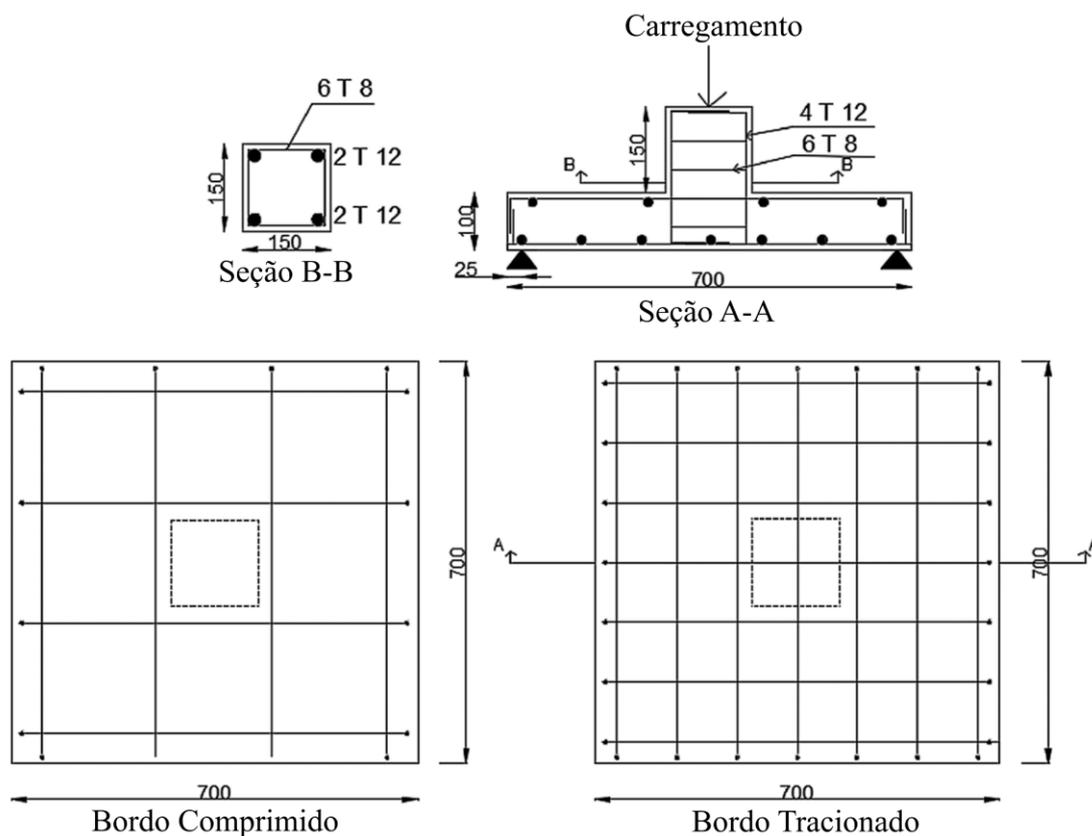
Assim, a divisão foi feita da seguinte maneira: S-N, S-L, S-M e S-H, onde N, L, M e H correspondem a 0%, 5%, 10% e 15% de taxa de corrosão, respectivamente. Alguns parâmetros foram fixados para a realização dos ensaios, foram estes a resistência a compressão do concreto em 30 MPa, o cobrimento do concreto utilizado foi de 10 mm, a altura útil efetiva foi de 85 mm medido da superfície comprimida da laje até o centro da camada de armaduras de flexão, e a taxa de armadura de flexão para todas as amostras foi de 0,92%, conforme mostra a Figura (2.30).

O método de corrosão acelerada selecionado por Gomaa *et al.* (2023) foi o de corrosão eletrificada, seguindo a mesma premissa que os estudos anteriores, os autores limitaram a região de corrosão acelerada apenas a uma zona de 150 mm de cada face do pilar, sendo essa pouco maior que a região crítica. Para o processo eletroquímico da corrosão, os autores confeccionaram um tanque de concreto com dimensões internas de 450 x 450 mm, e o preencheram com uma solução eletrolítica de 3-5% NaCl. Assim, antes da concretagem, foram conectados fios nas armaduras de flexão da laje que iam até o ânodo da fonte de alimentação, e

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

do cátodo da fonte de alimentação, foi conectado um fio a barras de aço inoxidável, que eram imersas na solução eletrolítica, e para o cálculo do tempo necessário para a duração do processo de corrosão acelerada, os autores utilizaram a lei de Faraday, vide Equação (2.31), já citada anteriormente.

Figura 2.30 – Esquema das dimensões e reforço dos corpos de prova.

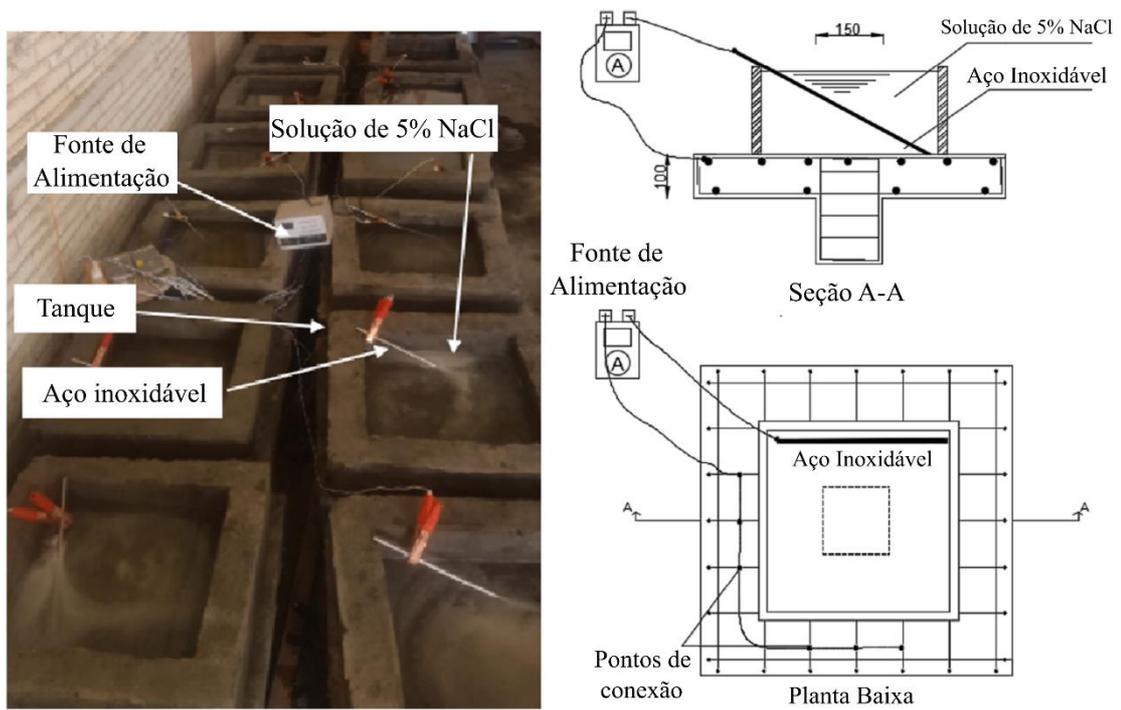


Fonte: Adaptado de Gomaa *et al.*, 2023.

A densidade da corrente utilizada neste estudo foi de  $0,4 \text{ mA/cm}^2$ , sendo assim, o tempo requerido para atingir as taxas de corrosão impostas foi de 28 dias, 46 dias e 65 dias para os graus de corrosão de 5%, 10% e 15%, respectivamente. Na Figura (2.31) é mostrado o método de corrosão acelerada utilizado pelos autores.

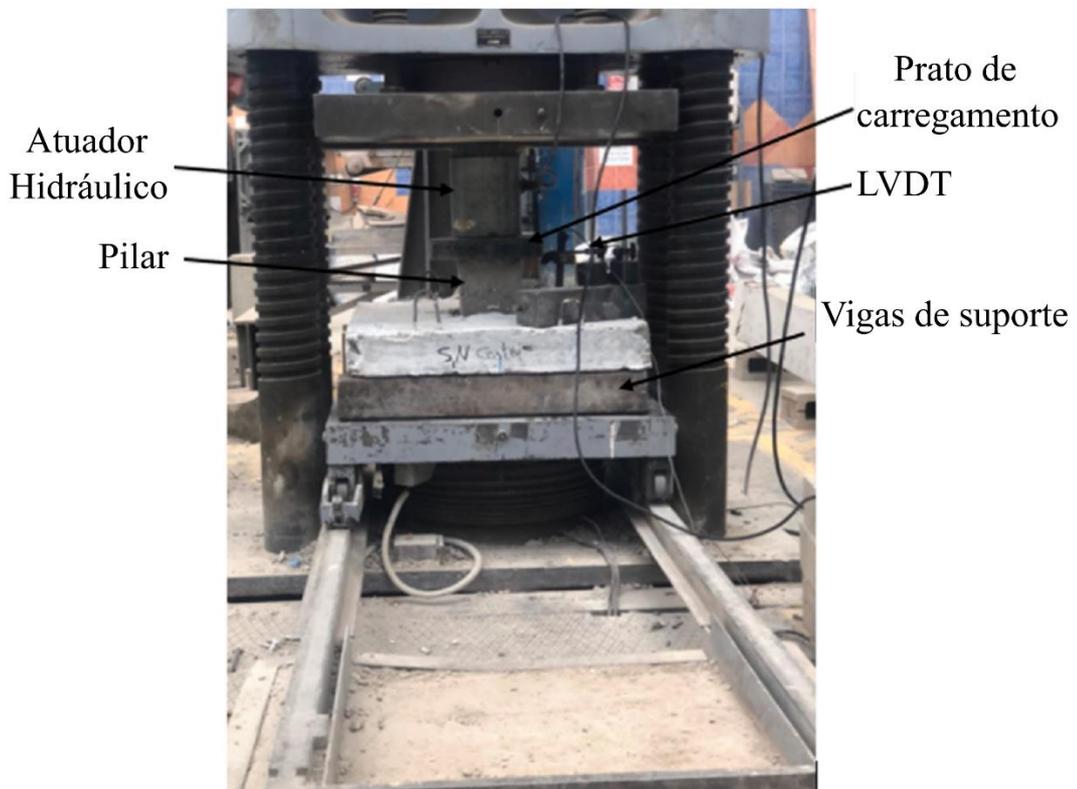
O processo experimental das lajes estudadas foi realizado com as lajes simplesmente apoiadas em suas quatro bordas por vigas de aço, e a aplicação de cargas crescentes monotônicas realizadas por um atuador hidráulico, conforme mostrado na Figura (2.32). Essas cargas monotônicas foram aplicadas a uma taxa de  $10 \text{ kN/min}$  e todas as medições incluíram o valor das cargas aplicadas, a deflexão final das lajes na posição do pilar e as deformações nas armaduras.

Figura 2.31 - Método de corrosão acelerada.



Fonte: Adaptado de Gomaa *et al.*, 2023.

Figura 2.32 - Instrumentação do ensaio experimental.



Fonte: Adaptado de Gomaa *et al.*, 2023.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

---

Como resultados dos ensaios experimentais, Gomaa *et al.* (2023) observaram que o desenvolvimento das fissuras e o modo de falha das lajes pode ser afetado com aumento do grau de corrosão. Deste modo, os autores analisaram que, o aumento do grau de corrosão em até 15% alterou o modo de falha de flexão para falha por punção. Além de que, referente a capacidade resistente à punção, observou-se que a medida em que o grau de corrosão aumenta, a resistência à punção diminui.

Para as amostras com 5% de grau de corrosão, a carga última diminuiu em 12% e seu deslocamento final aumentou em 30,3%. Para o grau de corrosão de 10%, a carga última diminuiu 22,5% e o deslocamento teve um aumento de 81,2%. E por fim, para as amostras que possuíam 15% de grau de corrosão, a capacidade resistente à punção diminuiu em 33,5%, o que mostra que a resistência à punção das lajes é extremamente afetada pela corrosão das armaduras.

Quanto a rigidez e a ductilidade do elemento estrutural, os autores notaram que com o aumento do grau de corrosão, a rigidez inicial da peça diminui significativamente, porém a ductilidade aumenta. Este aumento da ductilidade é explicado pelos autores como sendo a resposta da redução da taxa de armadura induzida pela corrosão, acompanhada pela deterioração do concreto.

Após os ensaios experimentais, Gomaa *et al.* (2023) realizaram um estudo numérico através do *software* ABAQUS. O estudo seguiu o modelo de análise dinâmica explícita, em que se emprega uma integração explícita. Para a modelagem dos elementos que compunham a laje, foram utilizados elementos de dois nós (T3D2) para os estribos e elementos sólidos tridimensionais (C3D8R) para o concreto e as armaduras.

Para a simulação do comportamento do concreto, os autores utilizaram o *Concrete Damaged Plasticity*, em que são definidas as respostas do concreto à compressão e tração, bem como o dano que representa a queda da rigidez elástica mediante à compressão e tração. Afim de representar a redução nas propriedades mecânicas do concreto e das armaduras, os autores utilizaram as Equações (2.25), (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29), assim a resistência à compressão do concreto na área corroída, o limite de escoamento, limite de ruptura e o módulo de elasticidades das armaduras foram corrigidos.

$$CR = \frac{w_0 - w}{w_0} \times 100 \quad (2.25)$$

$$f_{cu,c} = \left(1 + K \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_0}\right)^{-1} f_{cu} \quad (2.26)$$

$$f_{yc} = \left(1 - \alpha_1 \left(\frac{CR}{100}\right)\right) f_y \quad (2.27)$$

$$f_{uc} = \left(1 - \alpha_1 \left(\frac{CR}{100}\right)\right) f_u \quad (2.28)$$

$$E_{sc} = \left(1 - \alpha_2 \left(\frac{CR}{100}\right)\right) E_s \quad (2.29)$$

Nestas equações,  $f_{cu}$  é a resistência à compressão do concreto;  $K$  é um coeficiente que depende da rugosidade e do diâmetro das armaduras ( $K$  pode ser definido como 0,1 para barras nervuradas);  $\varepsilon_0$  é o valor da deformação no limite da resistência à compressão  $f_{cu}$ ;  $\varepsilon_t$  é a deformação média de tração no concreto fissurado normal à direção da compressão aplicada;  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  são coeficientes empíricos de valor igual a 1,24 e 0,75, respectivamente para armaduras com corrosão uniforme;  $CR$  é o grau de corrosão;  $w_0$  é a massa da armadura original;  $w$  é a massa da armadura corroída;  $E_s$  e  $f_y$  são o módulo de elasticidade e o limite de escoamento das armaduras não corroídas, respectivamente.

Após realizar a correção de tais parâmetros, Gomma *et al.* (2023) concluíram que a corrosão pode reduzir significativamente a resistência à punção e alterar o modo de falha das ligações laje-pilar de flexão para cisalhamento por punção.

Além disso, a zona de falha de uma junta corroída foi notavelmente maior do que a de uma junta não corroída, devido à propagação de fissuras de cisalhamento ao longo das fissuras longitudinais causadas pela corrosão das barras de aço. Ainda, a rigidez inicial e a resistência à punção das ligações são reduzidas com o aumento da taxa de corrosão, devido à diminuição do intertravamento dos agregados, efeito pino e diminuição da aderência entre o concreto e a armadura corroída.

Também, o aumento da taxa de corrosão aumenta a deflexão na carga final, resultando em um índice de ductilidade maior à medida que a taxa de corrosão aumenta. O comportamento de aderência na junta laje-pilar foi simulado no ABAQUS usando um comportamento coesivo baseado em superfície. As propriedades mecânicas das barras corroídas, bem como a resistência compressiva do concreto na área corroída, foram ajustadas. A precisão do modelo de elementos finitos variou entre 0,95 e 0,99, indicando boa concordância com os dados experimentais.

## 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

### 3.1 DEFINIÇÕES

#### 3.1.1 Durabilidade

Ao idealizar e conceber uma estrutura de concreto armado, o bom desempenho e a durabilidade dos elementos estruturais devem ser considerados como os principais objetivos de um projetista. Observa-se na literatura que os estudos sobre os problemas de durabilidade e vida útil das estruturas tem crescido nos últimos anos, haja vista que além dos impactos econômicos, a deterioração das estruturas pode gerar impactos ambientais, sociais e industriais, pois leva a redução da confiabilidade, segurança e conforto aos seus usuários (APOSTOLOPOULOS e PAPADAKIS, 2008; LIBERATI, 2014).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2023), o termo durabilidade pode ser definido como a capacidade que a estrutura possui de resistir às influências ambientais previstas e definidas em um conjunto pelo projetista estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto. Já para a norma americana ACI 318 (2019), a durabilidade é explicada como a capacidade de uma estrutura ou elemento estrutural resistir a deterioração que prejudica seu desempenho ou limita sua vida útil no ambiente considerado em projeto. Conforme explica Souza e Ripper (2009), em termos de durabilidade das estruturas de concreto, a consideração da água é essencial pois, será a quantidade de água e a sua relação com a quantidade de materiais que agregam o concreto, o principal elemento que irá reger as características como densidade, compacidade, porosidade, permeabilidade, capilaridade e fissuração. Além disso, a resistência mecânica do concreto, que é um dos indicadores de qualidade do material, sendo este o primeiro passo para definir se uma estrutura será durável ou não.

Conforme explica Helene *et al.* (2011), portanto, a durabilidade não é uma propriedade intrínseca à estrutura ou aos materiais que a compõem, pois uma mesma estrutura pode apresentar diferentes comportamentos, ou seja, diferentes funções de durabilidade no tempo, segundo suas diversas partes, ou ainda, a depender da forma em que é utilizada.

#### **3.1.2 Vida útil**

O conceito de vida útil é algo delicado, haja vista que a vida útil dos elementos estruturais não é algo exato, isto é, a depender de sua execução, uso e atividades de manutenção e reabilitação, a vida útil das estruturas pode ser reduzida ou prolongada.

Segundo Souza e Ripper (2009), a associação entre o conceito de durabilidade e vida útil é inevitável, assim, define-se a vida útil como o período ao qual as estruturas e suas propriedades permanecem acima dos limites mínimos especificados, sendo relacionada à durabilidade, que é a resposta que a estrutura dará aos efeitos da agressividade ambiental.

Já a ABNT NBR 6118 (2023) define a vida útil como o período de tempo em que são mantidas as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos todos os requisitos de uso e manutenção prescritos em projeto, bem como a execução de atividades de reparo necessárias decorrentes de danos acidentais.

Além desta, a norma ABNT NBR 15575 (2021) traz a definição de vida útil mínima de projeto, considerada como o período de tempo para qual um sistema estrutural é projetado, afim de atender aos requisitos de desempenho dentro do estágio de conhecimento no momento do projeto e supondo o atendimento de todos os critérios de correta execução e manutenção especificados no respectivo manual de uso da edificação. Assim, a norma estabelece que as estruturas de edifícios devem conservar a sua segurança, estabilidade e desempenho em serviço durante, no mínimo, 50 anos.

Vale ressaltar que a vida útil de projeto é uma estimativa teórica do tempo que compõe a vida útil da edificação, sendo assim, a vida útil pode ou não ser atingida a depender da eficiência e registro das manutenções e alterações ao decorrer da obra, ou ainda, fatores climáticos, entre outros.

#### **3.2 CLASSIFICAÇÕES DE AGRESSIVIDADE DO MEIO AMBIENTE**

As normas e regulamentos vigentes atualmente estabelecem alguns critérios para projeto e execução de estruturas a partir da definição de classes de exposição ambiental em função do risco de deterioração em que essas estruturas estarão submetidas.

A norma ABNT NBR 6118 (2023), que é o principal documento que preconiza o projeto de estruturas de concreto no Brasil, apresenta as classes de agressividade ambiental, conforme a Tabela (3.1), que estão relacionadas às ações físicas e químicas que atuam sobre as

### 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

estruturas de concreto. Estas ações são independentes das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica e ainda, da retração hidráulica.

A definição da classe de agressividade ambiental é de suma importância para o desenvolvimento dos projetos estruturais, pois conforme a ABNT NBR 6118 (2023), este conceito influencia diretamente na seleção dos valores mínimos de resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), bem como dos cobrimentos mínimos de armadura e na máxima abertura de fissura permitida para o elemento estrutural.

Tabela 3.1 – Classes 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	Pequeno
III	Forte	Marinha, Industrial	Grande
IV	Muito Forte	Industrial, Respingos de maré	Elevado

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118, 2023.

Além dessas definições, é evidente a importância de entender o impacto das classes de agressividade ambiental e sua correspondência com a qualidade do concreto empregado na estrutura, visto que segundo a ABNT NBR 12655 (2022), o ambiente de exposição define a relação água/cimento em massa a ser utilizada, a classe do concreto e o consumo de cimento Portland por metro cúbico de concreto, conforme mostra a Tabela (3.2).

Tabela 3.2 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe do concreto	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
Consumo de cimento portland ( $\text{kg/m}^3$ )	CA e CP	$\geq 260$	$\geq 280$	$\geq 320$	$\geq 360$

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 12655, 2022.

### 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

Ainda, a norma ABNT NBR 12655 (2022) apresenta uma seção específica para considerar a proteção das armaduras do concreto em ambiente com presença de cloretos. Assim, são apresentados os valores máximos de concentração de íons cloreto no concreto já endurecido, conforme a Tabela (3.3), em que há a consideração da contribuição de todos os componentes do concreto no aporte de cloretos.

Nestes casos, se uma estrutura em concreto armado for exposta à cloretos provenientes de agentes químicos de degelo, sal, água salgada, água do mar, respingos ou borrifação desses três agentes, os requisitos expostos na Tabela (3.2) devem ser satisfeitos.

Conforme explica Helene (1986), alguns aditivos aceleradores de pega e endurecimento incorporados à massa de concreto possuíam, em sua maioria, cloreto de cálcio ( $CaCl_2$ ), que ao dissolver libera íons cloreto ( $Cl^-$ ). Por conta disto, a norma ABNT NBR 12655 (2022) veda o uso de todo e qualquer tipo de aditivos que contenham cloretos em sua composição para agregar à mistura do concreto que será usado para execução de estruturas de concreto armado ou protendido.

Tabela 3.3 – Teor máximo de íons cloreto para proteção das armaduras do concreto.

<b>Classe de Agressividade</b>	<b>Condições de serviço da estrutura</b>	<b>Teor máximo de íons cloreto (<math>Cl^-</math>) % sobre a massa de cimento</b>
Todas	Concreto Protendido	0,05
III e IV	Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15
II	Concreto armado não exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,30
I	Concreto armado em brandas condições de exposição (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,40

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 12655, 2022.

#### **3.3 AÇÃO DOS ÍONS CLORETO NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**

Nesta seção serão apresentados os conceitos relacionados ao impacto dos íons cloreto quando em contato com as estruturas de concreto armado. O principal fenômeno aqui abordado será a corrosão, que segundo diversos autores presentes na literatura, é uma das mais nocivas manifestações patológicas para as estruturas de concreto armado, gerando assim maiores custos nas atividades de reabilitação e restauração. Assim, nesta seção será dada ênfase aos efeitos de despassivação das armaduras, os mecanismos de transporte de íons cloreto, os tipos de corrosão existentes e os modelos de previsão da vida útil das estruturas de concreto armado quando submetidas aos ataques de íons cloreto.

##### **3.3.1 Corrosão**

Segundo Bauer (2005), a corrosão é definida como a transformação não intencional de um material metálico em um composto não aderente, solúvel e dispersível, quando em contato com agentes químicos ou biológicos presentes na atmosfera. Já Gentil (2011) explica que a corrosão pode ser entendida como a deterioração de materiais geralmente metálicos, por ações químicas ou eletroquímicas do ambiente em que se encontra, podendo ou não estar aliada a esforços mecânicos.

Essa deterioração causada por desgastes ou variações químicas gera modificações estruturais no elemento metálico, tornando-o inadequado ao uso. Além disso, a deterioração de materiais não-metálicos como o concreto, a borracha, polímeros ou madeira, quando em contato com ambiente agressivos, também pode ser definida como corrosão (GENTIL, 2011).

Conforme explica Andrade (1992), os metais são encontrados na natureza, em geral, formando compostos como óxidos, sulfetos, associados a outros elementos. Para usá-los em sua forma elementar, é necessário realizar a extração do metal através de um processo de redução, o que requer a aplicação de uma certa quantidade de energia. Portanto, o processo inverso pelo qual o metal volta ao seu estado de origem (reação espontânea), é acompanhado pela redução de energia, o que corresponde à oxidação, também conhecida como corrosão.

Pode-se entender a oxidação como o ataque provocado por uma reação química através do contato entre gases e o metal, o que gera a formação de uma película de filme óxido. Este tipo de corrosão é lenta e ocorre à temperatura ambiente, não provocando deterioração substancial das superfícies metálicas (HELENE, 1986).

Por outro lado, a corrosão propriamente dita é considerada como um ataque de natureza eletroquímica, que ocorre geralmente em um meio aquoso. Segundo Helene (1986), a corrosão acontece na superfície de fios ou barras de aço através da formação de uma película em um meio eletrolítico. Essa película é formada devido a umidade existente no concreto, salvo em situações mais raras, como exemplo a permanência dentro de estufas ou em ambiente com elevada ação de temperatura, ou ainda, em ambientes com baixa umidade relativa.

Ao se considerar o impacto da corrosão nas estruturas de concreto armado, entre os principais efeitos decorrentes dos processos corrosivos estão a redução da seção transversal das armaduras, o que gera a perda gradual de sua capacidade mecânica, e a formação dos produtos corrosivos como os óxidos e hidróxidos, que geram reações expansivas no concreto, provocando assim o processo de fissuração e delaminação. Destaca-se também a perda da aderência entre o aço e o concreto, devido ao acúmulo dos produtos corrosivos gerados, o que interfere na distribuição de tensões entre estes dois elementos.

Conforme comentado anteriormente, a corrosão pode ser de natureza eletroquímica, em que, conforme Ribeiro, Cunha e Helene (2015), ocorre a partir da interação entre o aço e agentes oxidantes como exemplo o oxigênio e/ou hidrogênio, em um eletrólito (meio aquoso contendo íons livres). Essa interação permite a transferência de cargas através do meio eletrolítico, devido a diferença de potencial entre dois pontos da armadura, possibilitando assim um fluxo de elétrons (UCHÔA, 2007).

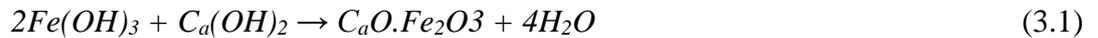
Assim, a diferença de potencial gera uma célula de corrosão, em que parte da armadura apresenta uma zona anódica e parte uma zona catódica, com a solução aquosa presente nos poros do concreto atuando como eletrólito. Assim, a zona anódica é a região em que haverá a diminuição da massa através da dissolução de ferro (reação em que os íons ferrosos migram para pelo eletrólito), e a zona catódica que recebe os íons ferrosos, é a região em que há a diminuição do oxigênio formando os íons hidroxila.

#### 3.3.2 Despassivação das armaduras

Sabe-se que o concreto é um material alcalino, devido a portlandita, que é basicamente a forma natural de hidróxido de cálcio ( $C_a(OH)_2$ ) formado na hidratação dos silicatos de cálcio, e ainda, pelo hidróxidos de sódio e potássio originados dos álcalis do cimento (CASCUDO, 1997; CASTRO *et al.* 1998). Por conta disso, as armaduras que se encontram no interior do concreto estão imersas em um meio altamente alcalino, com *pH* de aproximadamente 12,5.

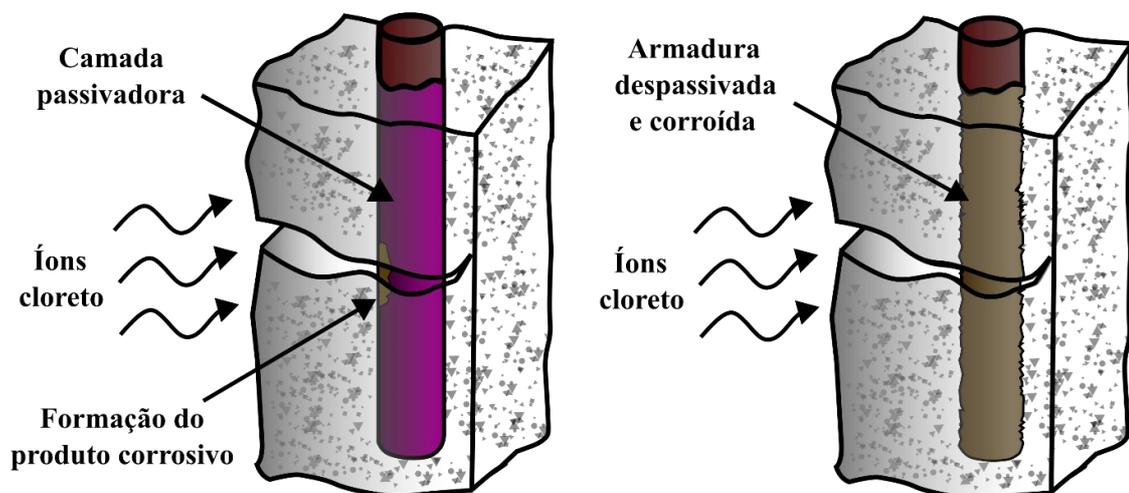
### 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

Portanto, nesse meio, as armaduras de aço passam por uma reação química de oxidação, em que ocorre a formação de uma fina camada protetora de caráter passivo. Essa película protetora, também conhecida como filme óxido, é formada pelo ferrato de cálcio, que é o resultado da combinação da ferrugem superficial ( $Fe(OH)_3$ ) e o hidróxido de cálcio ( $Ca(OH)_2$ ), segundo a reação a seguir (PELLIZZER, 2015):



Logo, é possível observar que o concreto contribui não somente como a proteção física das armaduras, através do cobrimento, mas também com a proteção química gerada pelas reações que ocorrem em seu meio. Porém essa proteção química não é bem conhecida, haja vista a complicação em se entender os mecanismos detalhados da quebra do filme óxido (camada passivadora) por ação de cloretos, já que os processos químicos ocorrem em escala atômica. A Figura (3.1) ilustra o processo de despassivação das armaduras e iniciação de corrosão causada pelos íons cloreto.

Figura 3.1 - Processo de despassivação das armaduras pela ação de íons cloreto.



Fonte: Autor, 2024.

Assim, existem algumas teorias encontradas na literatura que abordam a despassivação das armaduras pela ação de íons cloreto, citadas abaixo:

- Teoria do Filme Óxido: Os íons cloreto penetram nos poros ou defeitos presentes na camada passivadora e assim migram na direção da interface metal/óxido, o que gera o processo de iniciação da corrosão, que ocorre após atingir o nível de concentração crítica dos cloretos;

- Teoria da Adsorção: Os íons cloreto são adsorvidos na superfície das armaduras, reduzindo assim a espessura da camada passivadora nas regiões em que o nível de concentração crítica de cloretos é ultrapassado. Assim, a redução da espessura do filme óxido acaba por gerar uma ruptura local, expondo a armadura à ação dos íons cloreto;
- Teoria do Complexo Transitório: Ocorre uma reação química de combinação entre os íons cloreto e os íons de ferro, dando origem às moléculas de cloreto de ferro. Através do processo de hidrólise, ocorre a quebra dessas moléculas em íons cloreto, que geram reações com íons de hidrogênio. Assim, a corrosão ocorre através do processo de redução da alcalinidade das zonas anódicas e aumento nas zonas catódicas;
- Teoria da Falha Pontual: Ocorre a ruptura pontual da camada passivadora através da presença de vazios, que surgem através do fluxo de cátions presentes no filme óxido. Quando não é possível realizar o fechamento dos vazios, estes provocam a ruptura, iniciando o processo corrosivo;

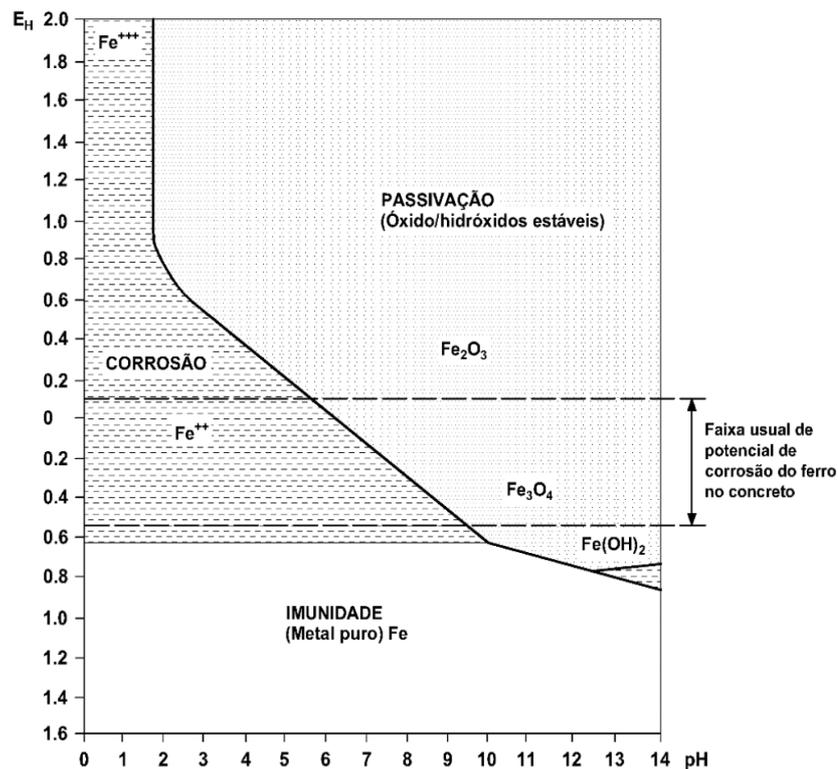
Vale ressaltar que, conforme explica Ramos (2020), nenhum destes processos de despassivação ocorrem isoladamente. Sendo assim, na realidade se verifica a combinação entre eles, em que um processo de despassivação pode prevalecer sobre outro a depender das condições do material metálico e a composição dos agentes agressivos.

A passivação das armaduras, que é uma reação química espontânea do material, não pode ser confundida com o processo de galvanização dos metais. A galvanização é um processo químico ou eletroquímico utilizado para revestir peças metálicas, através da eletrólise em um meio aquoso, com um metal pouco reativo, que possui maior tendência a perder elétrons e assim, permite que o metal da peça se torne um cátodo, tornando-o imune a reações de oxidação (SOUZA, 2021).

Como o potencial do processo de corrosão depende do equilíbrio das reações corrosivas, e estas dependem do  $pH$ , é possível estabelecer uma relação em função do  $pH$ . Essa relação é representada graficamente por meio do diagrama de equilíbrio termodinâmico de Pourbaix. Assim, conforme o  $pH$  no concreto (entre 12,5 e 13,5), e para uma faixa usual de potencial de corrosão na ordem de +0,1 a -0,4 e relação ao eletrodo padrão de hidrogênio ( $E_H$ ), verificam-se reações de passivação.

A Figura (3.2) apresenta um diagrama que indica as condições de potencial e  $pH$  em que o processo corrosivo é termodinamicamente favorável, apresentando três estados: a passividade, a imunidade e a corrosão.

Figura 3.2 - Diagrama de equilíbrio termodinâmico de Pourbaix.



Fonte: Pourbaix, 1961 *apud*. Helene, 1986.

O estado definido como “passividade” apresenta a suposição de que o metal é coberto de uma camada de óxidos, transparente e imperceptível, que atua como uma barreira de proteção impedindo a oxidação na superfície do material. No diagrama, as duas retas paralelas tracejadas representam a região em que há a estabilidade da água, em que acima desta região encontra-se o domínio do oxigênio, e abaixo o domínio do hidrogênio, ambos produtos da quebra das moléculas de água.

Já para o estado de “imunidade” admite-se que o metal não reage com o meio, seja ele ácido, neutro ou alcalino. Neste estado estão situados os metais submetidos à proteção catódica. Por fim, para o estado “corrosão”, estão os metais que podem ser submetidos ao processo corrosivo através das reações química ou eletroquímicas.

#### 3.4 MECANISMOS DE TRANSPORTE DE CLORETOS NO CONCRETO

Para o melhor entendimento dos processos de penetração e propagação dos agentes corrosivos até a superfície da camada passivadora, é extremamente importante se estudar e entender como ocorrem os mecanismos de transporte destes agentes no concreto. Segundo Bohni (2005), o transporte de gases, água ou íons no concreto só é possível através da existência

de fissuras, porosidade da matriz e agregados contaminados. Assim, entre os mecanismos de transporte de íons cloreto no concreto, destacam-se a absorção capilar, permeabilidade, ou ainda, difusão iônica, podendo ou não ocorrerem simultaneamente a depender das condições ambientais em que a estrutura de concreto está inserida. A seguir serão explicados os mecanismos de ingresso de cloretos e suas especificidades.

#### 3.4.1 Absorção Capilar

A absorção ou sucção capilar, segundo Bohni (2005), é o principal mecanismo para absorção de água e cloreto na superfície externa do concreto. A depender das diferenças no teor de umidade da parte externa e interna do concreto, o ingresso de cloretos na matriz cimentícia pode ser facilitado ou dificultado. O processo de absorção ocorre através do contato das estruturas com soluções líquidas que possuem concentrações de íons cloreto, gerando assim a contaminação externa do elemento estrutural.

Neste caso, a penetração dos cloretos está relacionada a presença de tensões capilares provenientes da porosidade da matriz e de características intrínsecas ao líquido, como exemplo a viscosidade e a tensão superficial (CASCUDO, 1997; RAMOS, 2020). No caso do concreto, quanto menores forem os poros, maior será a ação de capilaridade, por conta da tensão superficial das substâncias líquidas contaminadas com cloreto. Além disso, a absorção capilar no concreto, depende além de outros fatores, da graduação do cimento, a relação água/cimento, a duração da cura, o seu grau de saturação, compactidade, entre outros.

Sabe-se que a absorção capilar no concreto é um mecanismo difícil de ser controlado, haja vista que o concreto é um material que possui grande afinidade com a água. Logo, Helene (1993) explica que após ocorrer a penetração por capilaridade até certa profundidade, o transporte de água só pode continuar por difusão, ou ainda, na presença de um campo elétrico, através da migração iônica, deixando assim de ocorrer pela sucção capilar (SOUZA, 2021). Assim, a profundidade máxima da ascensão capilar ( $h_c$ ) pode ser calculada pela lei de Jurin, conforme a Equação (3.2).

$$h_c = \frac{2\sigma_c}{r_c \gamma_w} \quad (3.2)$$

em que  $\sigma_c$  é a tensão superficial do fluido,  $r_c$  é o raio do capilar e  $\gamma_w$  é a massa específica do fluido considerado.

O ciclo de molhagem e secagem das estruturas, causado pela ação de chuvas, respingos de maré ou umidade do solo, podem também contribuir para a penetração de íons cloreto na superfície do concreto, assim iniciando o processo de contaminação do elemento estrutural de concreto armado devido a sua microestrutura porosa.

Conforme cita Helene (1993), alguns procedimentos podem ser adotados para inibir a absorção capilar nas estruturas de concreto. Entre estes destaca-se a adição de aditivos incorporadores de ar e aditivos de ação hidrofugante na massa de concreto. Assim, as bolhas de ar incorporadas no concreto podem gerar a interrupção entre os capilares e diminuir a absorção de água.

#### 3.4.2 Permeabilidade

A permeabilidade pode ser definida como a movimentação facilitada de líquidos ou gases para o interior de um material poroso, logo, está diretamente relacionada a porosidade. Sendo assim, a penetração de cloretos na matriz do concreto através da permeabilidade ocorre quando existe uma determinada pressão hidráulica.

A permeabilidade é um fator dependente do tempo, entretanto, devido à lixiviação, acaba se tornando uma importante característica para a durabilidade das estruturas de concreto armado. É importante salientar que a permeabilidade não é exclusivamente dependente da porosidade. Devido à influência da segmentação dos capilares, os corpos que possuem mesma porosidade podem não possuir a mesma permeabilidade (HELENE, 1993; NEVILLE, 2013; SOUZA, 2021).

Para se entender o fenômeno da permeabilidade, pode-se utilizar a lei de Darcy, que modela o fluxo de água em um meio homogêneo. A lei de Darcy considera um fluxo laminar, estacionário e não turbulento em um meio poroso. Assim, através de ensaios experimentais, Darcy obteve a seguinte relação:

$$\frac{q_h}{A} = -k_h i_h \quad (3.3)$$

onde  $q_h$  é a velocidade de fluxo de água,  $A$  é a área de seção transversal da amostra,  $k_h$  é a condutividade hidráulica e  $i_h$  é o gradiente hidráulico.

Assim, pode-se definir que quanto menor o coeficiente de permeabilidade da amostra, menor serão as condições de penetração de agentes agressivos, conseqüentemente, maior será a durabilidade do material.

#### 3.4.3 Difusão iônica

A difusão é um processo espontâneo em que partículas são transportadas de regiões com alto potencial químico para regiões de baixo potencial químico, buscando assim o equilíbrio através da redução do gradiente de concentração das partículas. O fenômeno de difusão ocorre tanto para meios líquidos quanto para meios gasosos devido a afinidade entre dois diferentes meios. Como exemplo temos o concreto e sua interação com o meio externo, em que ocorre a penetração do oxigênio, que é uma das substâncias essenciais para a propagação da corrosão, através da difusão (SOUZA, 2021).

Assim, para uma estrutura de concreto que apresente saturação em seus poros, e a depender do nível de concentração de cloretos no meio externo, mais ou menos intensa pode ser a difusividade dos íons cloreto para o interior do concreto. A difusão pode ocorrer em dois diferentes estágios de fluxo, sendo estes o fluxo estacionário e o não estacionário. Segundo Ribeiro, Cunha e Helene (2015), o estágio estacionário é aquele em que o fluxo de substâncias está em constante difusão, já o estágio não estacionário é caracterizado por um fluxo dependente do tempo e da profundidade que o agente agressivo penetra. Assim, os dois estágios são representados pela primeira e segunda lei de Fick, sendo o estacionário referente à primeira lei (Equação 3.4) e o não estacionário referente a segunda lei, conforme as Equações (3.5) e (3.6).

$$q = -k_0 \nabla C \quad (3.4)$$

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -k_0 \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (3.5)$$

$$C(x, t) = C_0 \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{k_0 t}} \right) \quad (3.6)$$

sendo:

$q$	O fluxo de massa;
$x$	A profundidade em que se deseja conhecer a quantidade de agente agressivo que penetrou no material;
$C$	A concentração do agente agressivo;
$k_0$	O coeficiente de difusão;
$C(x, t)$	A função de concentração de uma substância em determinada profundidade ( $x$ ) e em um determinado tempo ( $t$ ) e;
$C_0$	A concentração superficial em difusão.

### **3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO**

---

Alguns fatores podem influenciar no coeficiente de difusão de cloretos, como exemplo a porosidade do concreto, a relação água/cimento, o teor de cimento, a composição química do cimento, a umidade relativa do ambiente e a temperatura. O coeficiente de difusão é uma medida que expressa a propensão do material em permitir o ingresso e transporte, através da difusão, de agentes agressivos em sua massa.

Ao considerar estruturas de concreto armado situadas em ambientes marinhos, o ingresso de íons cloreto ocorre por difusão pura. Entretanto, em estruturas localizadas em regiões de zona de maré, em que ocorrem o umedecimento e secagem cíclicas do concreto, é comum que haja um fenômeno de estado insaturado, em que há a distribuição não homogênea de umidade no concreto, causando assim a entrada de água salgada nos poros por difusão de cloretos, simultaneamente ao fenômeno de absorção capilar (BROOMFIELD, 2007).

#### **3.5 TIPOS DE CORROSÃO**

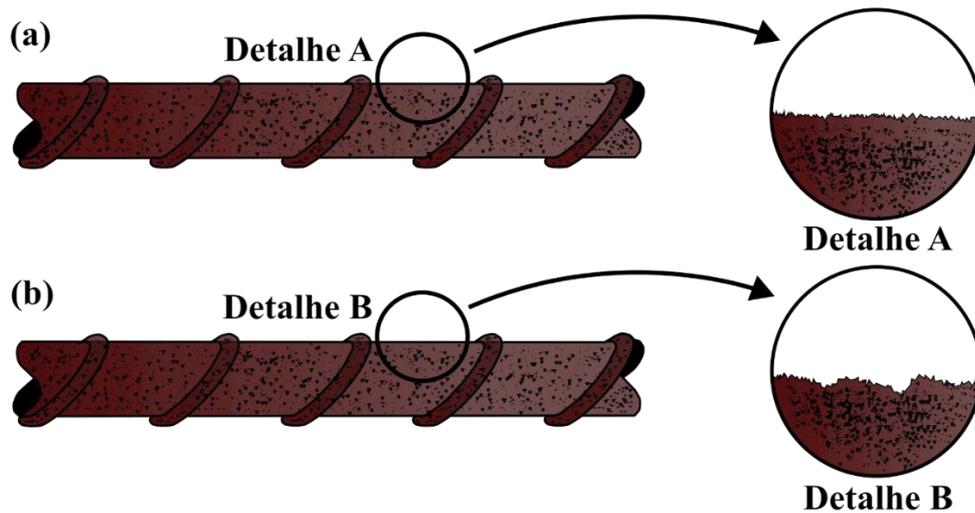
A corrosão pode ocorrer de formas distintas, devido a mecanismos de interação entre o meio interno e externo do elemento de concreto armado. Segundo Gentil (2011), a deterioração no concreto pode ocorrer através de reações químicas na pasta de cimento e no agregado. Já a corrosão por ação eletroquímica pode ocorrer nas armaduras. Assim, quando ocorre a degradação do concreto através das reações químicas, é possível observar sua expansibilidade e lixiviação dos componentes, e fissuração do elemento estrutural, facilitando a entrada de agentes agressivos até as armaduras. Sendo assim, a corrosão de natureza eletroquímica do aço imerso no concreto pode apresentar, principalmente, as seguintes formas de corrosão: generalizada, localizada, intergranular (ou intercristalina), transgranular e através da fragilização pelo hidrogênio.

##### **3.5.1 Corrosão generalizada**

A corrosão generalizada ocorre por toda a superfície da armadura e em toda sua extensão, quando exposta ao meio corrosivo. Este tipo de corrosão pode apresentar aspecto uniforme, em que a superfície é lisa e regular, ou não uniforme, apresentando superfície rugosa e irregular, conforme apresentado na Figura (3.3).

### 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

Figura 3.3 - Aspectos da vista lateral aumentada (em corte) de superfícies metálicas corroídas, destacando: (a) a corrosão generalizada uniforme e; (b) a corrosão generalizada não uniforme.



Fonte: Adaptado de Cascudo, 1997.

Conforme explica Andrade (1992), a corrosão generalizada ocorre por meio da redução da alcalinidade do concreto, causada pela circulação de água pura ou ligeiramente ácida (lixiviação), ou ainda, através de reações causadas por compostos de caráter básico como NaOH, KOH e  $CA(OH)_2$ , na fase aquosa do concreto, quando em contato com componentes ácidos da atmosfera, como exemplo principal o dióxido de carbono ( $CO_2$ ).

Esse processo de redução da alcalinidade é conhecido como carbonatação, que junto à corrosão por ação de cloretos, é uma das principais manifestações patológicas em estruturas de concreto armado. Além disso, uma das principais características do processo de carbonatação é a existência de uma “frente” de avanço do processo, que gera a separação entre duas zonas de  $pH$  diferentes, sendo uma com  $pH > 13$  e outra com  $pH < 8$ . Assim que atinge as armaduras, a carbonatação gera a despassivação e o aço é corroído de forma generalizada, como se estivesse exposto na atmosfera sem nenhuma proteção física. Esta separação pode ser visualizada através do uso da fenolftaleína, que é uma substância indicadora, tornando o concreto atingido pela carbonatação incolor, enquanto que para as regiões que permanecem alcalinas, toma uma cor vermelho-carmim, conforme demonstrado na Figura (3.4).

Figura 3.4 - Teste de carbonatação através do uso de fenolftaleína.

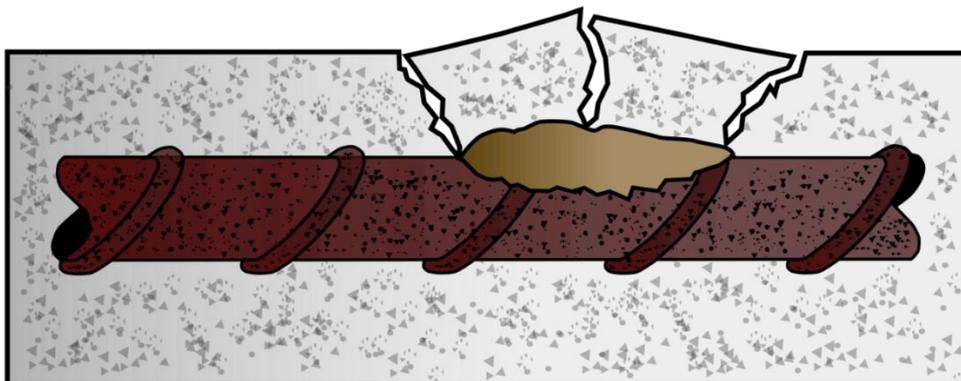


Fonte: Pellizer (2015).

#### 3.5.2 Corrosão Localizada

Também conhecida como corrosão puntiforme ou corrosão por pites, esta forma de corrosão ocorre através da formação de pontos de desgaste definidos na superfície metálica, em zonas de média extensão das armaduras, em que por diferentes circunstâncias são anódicas em relação às demais. Segundo Val e Melchers (1997), a corrosão por pites, ao contrário da corrosão generalizada, é concentrada em pequenas regiões das armaduras, conforme ilustra a Figura (3.5).

Figura 3.5 - Corrosão localizada.



Fonte: Autor, 2024.

Assim, a corrosão puntiforme é preocupante, haja vista que pode haver uma elevada perda da área de seção transversal em regiões distintas ao longo da armadura, o que através da evolução do processo corrosivo, faz com que os pites se aprofundem cada vez mais, através da ação de íons cloreto. Conforme explica Gentil (2011), a corrosão localizada gera a formação de

### 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

---

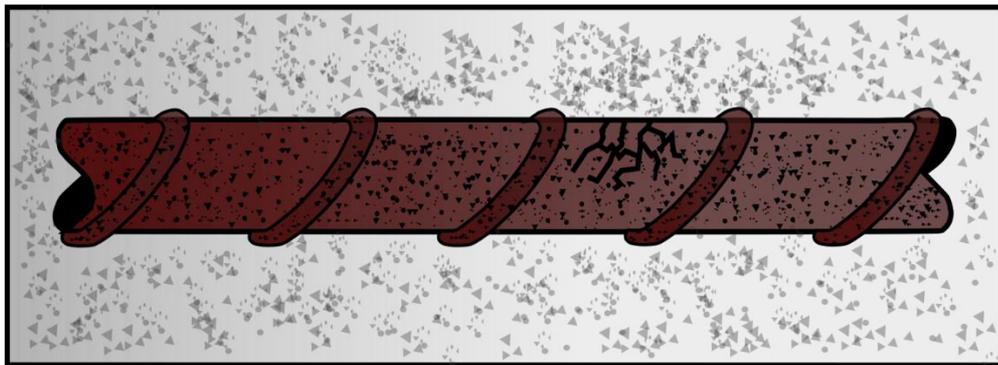
cavidades que podem atingir grandes profundidades, assim, podem agir como regiões em que há concentração de solicitações mecânicas, possibilitando assim a corrosão por tensão fraturante.

#### 3.5.3 Corrosão sob tensão fraturante

De acordo com Souza e Ripper (2009), este tipo de corrosão ocorre em aços que são submetidos a grandes esforços mecânicos, comumente em estruturas protendidas, porém é possível que se apresente em estruturas de concreto armado. Logo, quando inseridas em um meio agressivo, essas estruturas podem sofrer fratura frágil, resultando na perda de condição para a sua utilização.

Conforme explica Gentil (2011), a corrosão por tensão fraturante ocorre simultaneamente à uma tensão de tração na armadura, possibilitando a origem e propagação de fissuras na estrutura do aço. Assim, a tensão fraturante pode ocorrer devido a solicitações mecânicas que geram a ruptura frágil das armaduras, ocasionando em sua inutilização no que diz respeito a ductilidade. Essas solicitações mecânicas atingem os grãos da rede cristalina do material metálico, refletindo assim na estabilidade das estruturas de concreto armado.

Figura 3.6 - Corrosão sob tensão (fissuras).



Fonte: Autor, 2024.

#### 3.6 MODELOS DE PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À CORROSÃO

Conforme explica Helene (2004), algumas metodologias podem ser adotadas para estimar a vida útil de estruturas de concreto. Entre estas estão a estimativa por experiências anteriores, ensaios de degradação acelerada, e ainda, pesquisas com enfoque determinístico, estocástico ou probabilístico. Abaixo tais métodos são descritos de maneira resumida.

- Método por experiências anteriores: Este método é fundamentado no julgamento de especialistas que possuem o conhecimento acumulado na área de atuação, através das experiências adquiridas nas situações de estudo em laboratório ou em obras já executadas que apresentaram desempenho satisfatório. Além disto, este método demanda auxílio normativo na tomada de decisões.
- Método por degradação acelerada: Este método é utilizado em situações de escassez de informações ou dados das condições naturais de campo. Geralmente, ensaios de degradação acelerada são realizados em laboratório, afim de compensar a indisponibilidade de tempo que possa existir para a realização dos ensaios em exposição natural no campo. Esses ensaios podem ser usados para estimar a vida útil do concreto, porém o mecanismo de degradação no ensaio acelerado difere, na maioria das vezes, das condições reais.
- Método com enfoque determinístico: Neste método, são estudados de maneira determinística os períodos de iniciação e propagação da corrosão. A base científica que rege os estudos de iniciação são os mecanismos de transporte de gases, fluídos e íons nos poros do concreto, sendo assim, a permeabilidade, absorção capilar, difusão e migração iônica os responsáveis por governar o processo de iniciação. Já o período de propagação pode ser modelado através da perda da seção transversal das armaduras, através das equações de Faraday. Conforme Helene (2004), os modelos numéricos e deterministas de degradação das estruturas podem ser considerados separadamente caso haja afetividade à corrosão nas armaduras ou a deterioração do concreto.
- Métodos estocásticos ou probabilísticos: Estes métodos incorporam ao modelo todas as incertezas envolvidas nos fenômenos naturais que ocorrem durante o processo de corrosão, sendo esses processos aleatórios. Essas incertezas são tratadas com a utilização de variáveis aleatórias ou estocásticas, que são obtidas por meio de

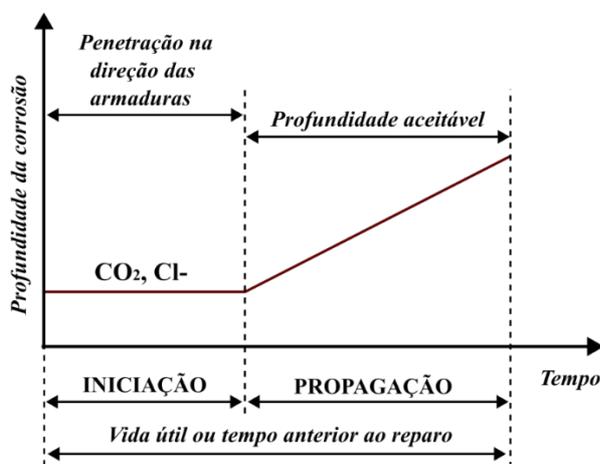
### 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

abordagens estatísticas. Nos estudos de engenharia estrutural, uma área que aborda de maneira probabilística determinação da resistência, vida útil e durabilidade de estruturas é a teoria da confiabilidade. Em estruturas de concreto armado submetidas à corrosão, há diversos fatores aleatórios que podem interferir no resultado final da vida útil, sendo assim apropriado realizar análises baseadas em confiabilidade estrutural.

Assim, conforme o exposto, o presente trabalho visa realizar a simulação dos processos de iniciação e propagação da corrosão em lajes lisas através da utilização do método dos elementos finitos. Para tal, pretende-se utilizar de abordagens determinísticas, através de modelo de equações presentes na literatura que representem o processo de redução da área de seção transversal das armaduras, e ainda, o processo de expansão dos produtos corrosivos e fissuração do concreto.

Na literatura são encontrados diversos modelos para estimativa da vida útil de estruturas de concreto armado. O modelo clássico de previsão da vida útil das armaduras no concreto submetido à corrosão foi proposto por Tuutti (1982). Em seu estudo Tuutti (1982) apresenta uma relação entre as fases de iniciação e propagação da corrosão e a profundidade da corrosão, podendo assim prever o tempo de vida útil da estrutura, conforme a Figura (3.7). A fase de iniciação corresponde ao tempo que vai desde a execução das estruturas até a penetração do agente agressivo, passando pelo cobrimento do concreto e alcançando o filme óxido, ocasionando a despassivação da armadura. Já o período de propagação, corresponde ao desenvolvimento dos produtos corrosivos até níveis inaceitáveis, que geram a degradação e perda de capacidades mecânicas das armaduras (PELLIZZER, 2015).

Figura 3.7 - Evolução da corrosão no aço do concreto armado.



Fonte: Adaptado de Tuutti, 1982.

O modelo proposto por Tuutti (1982) considera diferentes fatores para a previsão da vida útil da estrutura. Esses fatores são relacionados aos materiais empregados na execução (relação água/cimento, cobrimento, tipo de cimento, etc), fatores estruturais (dimensões da estrutura, dimensões das armaduras, tipo de elemento estrutural, etc), e fatores ambientais (umidade relativa do ar, temperatura ambiente, concentração de agentes agressivos, etc). Conforme explica Cascudo (1997), o modelo de Tuutti é consagrado por dar início aos estudos de corrosão das armaduras no concreto, porém há alguns dados quantitativos que não são considerados em seu estudo, como parâmetros do processo corrosivo nas estruturas, assim como a carência na definição dos níveis máximos de deterioração.

#### 3.6.1 Modelagem da iniciação da corrosão

Como citado anteriormente, o processo de iniciação da corrosão pode ser entendido como a duração de tempo em que o agente agressivo leva para penetrar no concreto, se acumular na camada passivadora e então gerar a despassivação das armaduras no interior do concreto. Assim, algumas soluções analíticas são encontradas na literatura com o objetivo de modelar a difusão de cloretos até interior do concreto.

Grande parte dessas equações têm sua fundamentação na solução da equação diferencial da segunda lei de Fick (SOUZA, 2021). A segunda lei de Fick é caracterizada por um estado de difusão transiente, em que o gradiente de concentração ( $C$ ) em um ponto específico do espaço ( $x$ ) varia conforme um instante de tempo ( $t$ ). Sendo assim, a segunda lei de Fick pode ser escrita como:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( -k \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (3.7)$$

onde  $k$  é o coeficiente de difusão ( $m^2/s$ ). Esse fator depende da permeabilidade do concreto, que é determinada a partir das propriedades da microporosidade de sua estrutura, sendo esta variável dependente do teor de hidratação do cimento. Após o processo de hidratação estar completo, a função que descreve a diminuição do coeficiente de difusão de cloretos com o tempo atinge um valor constante. Logo, o coeficiente de difusão pode ser uma função de coordenadas espaciais, tempo e concentração de íons cloreto livres (TANG E NILSSON, 1996; GUO, CHEN E GAU, 2012; LIBERATI, 2014; SOUZA, 2021).

Para a aplicação da segunda lei de Fick, apresentada na Equação (3.7), em estruturas de concreto expostas à cloretos durante um longo período de tempo, é necessário o conhecimento

da variação do coeficiente de difusão ao longo do tempo. Ou seja, se há poucas observações em um cenário específico, é possível estimar limites inferiores e superiores para a variação do coeficiente de difusão ( $k$ ) ao longo do tempo. Logo, apesar dessa dependência, é possível considerar o caso particular em que o coeficiente de difusão independe da localização ( $x$ ), do tempo ( $t$ ) e da concentração de cloretos ( $C$ ) (LIBERATI, 2014). Assim, pode-se reescrever a segunda lei de Fick conforme a Equação (3.8):

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left( -k_0 \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \right) \quad (3.8)$$

onde  $k_0$  é o coeficiente de difusão constante.

A solução desta equação diferencial pode ser dada ao assumir um domínio semi-infinito, com concentração inicial de cloretos nula ( $C_i$ ) e concentração superficial de cloretos constante ( $C_0$ ) no tempo e espaço. Essa solução é conhecida na literatura como “Função de erro”, dada a inclusão da função erro de Gauss complementar (CRANK, 1979 *apud.* SOUZA, 2021):

$$C(x, t) = C_0 \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{k_0 t}} \right) \quad (3.9)$$

nesta equação,  $\operatorname{erfc}$  é a função matemática de valor complementar da função erro de Gauss. Logo, a forma geral da Equação (3.9), que leva em consideração a concentração inicial de cloretos nula ( $C_i$ ), pode ser escrita conforme a Equação (3.10):

$$C(x, t) = C_i - (C_0 - C_i) \operatorname{erfc} \left( \frac{x}{2\sqrt{k_0 t}} \right) \quad (3.10)$$

Ao compreender o valor da concentração de cloretos limite na interface concreto-aço, é possível determinar o tempo até a despассивação das armaduras e, conseqüentemente, o início do processo corrosivo. Sendo assim, ao isolar a variável de tempo ( $t$ ) na Equação (3.9), e ao adotar a concentração limite de cloretos ( $C_{lim}$ ) em uma dada posição  $x$ , que corresponde ao cobrimento nominal das armaduras, é possível prever a fase de iniciação da corrosão ( $t_{ini}$ ):

$$t_{ini}(x, C_{lim}) = \frac{1}{4k_0} \left[ \frac{x}{\operatorname{erfc}^{-1} \left( \frac{C_{lim}}{C_0} \right)} \right]^2 \quad (3.11)$$

Estas equações assumem que os íons cloreto são transportados por difusão em um concreto homogêneo, isotrópico, sob condições saturadas, assumindo o material inerte. Além disto, considera-se que a superfície externa do concreto é plana e a frente de difusão é tratada como um modelo unidimensional, ou seja, não é considerado o fluxo de cloretos em outras direções.

A segunda lei de Fick ainda hoje é amplamente empregada dada sua simplicidade matemática e sua consagração no meio técnico. Portanto, ainda que haja outras formulações mais recentes para a modelagem da penetração de agentes agressivos no interior do concreto, faz-se necessário a realização de validações mais consistentes (CABRAL, 2000; LIBERATI, 2014).

#### 3.6.2 Modelagem da propagação da corrosão

O período de propagação da corrosão é definido como o período de tempo transcorrido desde a despassivação das armaduras até o fim da vida útil da estrutura. Sendo assim, nesta fase a estrutura sofre danos decorrentes da penetração dos agentes agressivos, que geram a redução de sua capacidade mecânica através da redução da área de seção transversal das barras de aço. Ainda, como os produtos resultantes das reações químicas são expansivos, geram a ocupação de um volume maior que o original, anterior às reações, o que resulta na fissuração devido a tensões internas no concreto. Em estágios avançados, é possível observar fissuração longitudinal e lascamento do concreto.

Outro efeito decorrente do processo corrosivo em estruturas de concreto armado é a falha no mecanismo de transferência de tensões entre o aço e o concreto, em que a aderência entre os dois materiais é prejudicada, dada a redução da área de seção transversal das armaduras e as reações expansivas.

A modelagem da fase de propagação da corrosão depende exclusivamente da chamada taxa de corrosão do aço. Porém, a determinação desse parâmetro depende das condições do meio externo (temperatura e umidade, presença de oxigênio) e das propriedades do concreto (permeabilidade, resistividade, cobrimento, carregamentos). Ao considerar a variedade de parâmetros envolvidos na determinação da taxa de corrosão, entende-se que os modelos de corrosão mais complexos exigem o conhecimento de muitas variáveis, as quais estão sujeitas ao erro em sua obtenção.

Vu e Stewart (2000) apresentam um modelo empírico para obtenção da taxa de corrosão, com base na conversão da taxa de difusão do oxigênio (obtida através da primeira lei de Fick), considerando uma porcentagem dos produtos corrosivos e das equações moleculares

### 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

da zona catódica. Este modelo é muito utilizado na literatura e possui alta credibilidade no meio científico, além de apresentar uma fácil utilização, dada a presença de apenas dois parâmetros, sendo estes a relação água/cimento ( $a/c$ ) e o cobrimento de armadura ( $cob$ ). Porém, em sua formulação, Vu e Stewart (2000) consideram algumas simplificações quanto as propriedades do meio externo, em que a umidade relativa é próxima à 75% e a temperatura ambiente próxima à 20 °C.

Em sua formulação, Vu e Stewart (2000) consideram que a taxa de corrosão decresce exponencialmente com o tempo, indicando que o processo corrosivo é mais acelerado no início. A expressão obtida pelos autores é mostrada na Equação (3.12):

$$i_{corr}(t_p) = \left[ \frac{37,8 (1 - a/c)^{-1,64}}{cob} \right] 0,85 t_p^{-0,29} \quad (3.12)$$

em que  $i_{corr}$  é a taxa ou corrente de corrosão ( $\mu A/cm^2$ ),  $t_p$  é o tempo de corrosão decorrido (anos),  $a/c$  a relação água/cimento e  $cob$  o cobrimento de armadura (cm).

Além dos fatores climáticos fixados, o modelo proposto por Vu e Stewart (2000) não conduz a valores representativos para intervalos de tempo pequenos, inferiores a 1 ano (RAMOS, 2020). Pensando nisto, Lu, Zhao e Yu (2008) propõem uma mudança no modelo original, afim de demonstrar a atenuação da taxa de corrosão para pequenos intervalos de tempo de maneira mais consistente, conforme mostra a Equação (3.13):

$$i_{corr}(t_p) = \left[ \frac{37,8 (1 - a/c)^{-1,64}}{cob} \right] \left[ \frac{1}{\sqrt[3]{1 + t_p}} \right] \quad (3.13)$$

Com a mesma premissa, através de avaliações numéricas, Yu *et al.* (2014) investigam a influência da relação ânodo-cátodo, da umidade relativa, resistividade do concreto e espessura do cobrimento na taxa de corrosão. Após a realização das análises, os autores propuseram a seguinte equação:

$$i_{corr} = a_1 r_h + \frac{1}{a_2 r_h^2 + a_3 r_h} + a_4 \quad (3.14)$$

onde  $r_h$  refere-se à umidade relativa do ar, enquanto os termos  $a_i$  ( $i=1, 2, 3, 4$ ) são parâmetros desconhecidos do modelo de previsão, os quais podem ser determinados através do método de ajuste de mínimos quadrados. Vale salientar que este modelo de previsão somente é aplicável para situações em que a umidade relativa do ar está entre 55% e 95%. Conforme explicam Yu *et*

### 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

---

al. (2014), a corrosão das armaduras está sob controle quando a umidade relativa está abaixo de 55%, enquanto a resistência do concreto seco é muito grande o aço corrói muito lentamente.

Mais recentemente, um estudo realizado por Otieno *et al.* (2016) propõe duas formulações para a obtenção da taxa de corrosão, conforme as Equações (3.15) e (3.16), sendo a primeira uma correlação entre a qualidade do concreto e a taxa de corrosão, e a segunda uma correlação entre o cobrimento de armaduras e a abertura de fissuras com a taxa de corrosão.

$$i_{corr} = k_1 e^{A_1(D_{90} \times 10^{10})} [\mu A/cm^2] \quad (3.15)$$

$$i_{corr} = k_2 \left( \frac{c}{w_{cr}} \right)^{-A_2} [\mu A/cm^2] \quad (3.16)$$

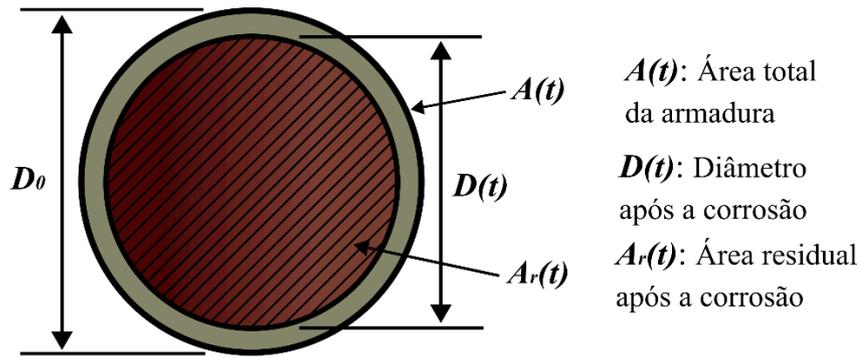
Na Equação (3.15),  $k_1$  ( $\mu A/cm^2$ ) e  $A_1$  ( $\mu A/cm^2$ ) são coeficientes cujos valores dependem de algumas variáveis do estudo de Otieno *et al.* (2016), sendo estas o cobrimento de armadura (20 mm ou 40 mm), da largura da fissura (0,4 mm ou 0,7 mm) e a exposição do ambiente (laboratório ou campo). Já para a Equação (3.16),  $k_2$  ( $\mu A/cm^2$ ) e  $A_2$  (-) são coeficientes cujos valores são dependentes do tipo de aditivo (sílica ativa ou cinza volante) e da relação água/cimento utilizadas na mistura do concreto, além do ambiente de exposição (laboratório ou campo). Ainda,  $c/w_{cr}$  indica a relação entre o cobrimento de armaduras e a largura da fissura, tabelada por Otieno *et al.* (2016) como:

$$c/w_{cr} = \begin{cases} 50 (c = 20 \text{ mm}, w_{cr} = 0,4 \text{ mm}) \\ 29 (c = 20 \text{ mm}, w_{cr} = 0,7 \text{ mm}) \\ 100 (c = 40 \text{ mm}, w_{cr} = 0,4 \text{ mm}) \\ 57 (c = 40 \text{ mm}, w_{cr} = 0,7 \text{ mm}) \end{cases} \quad (3.17)$$

#### 3.6.2.1 Modelagem da redução da área de aço

A determinação da perda de área de seção transversal das armaduras pode ser realizada considerando modelos de corrosão uniforme ou puntiforme. Para os modelos de corrosão uniforme, o diâmetro da armadura é calculado conforme a redução uniforme da área de seção transversal ao longo do tempo, sendo assim, admite-se que a massa de aço reduz uniformemente ao longo de toda a superfície da barra de aço, conforme ilustra a Figura (3.8).

Figura 3.8 - Modelo de corrosão uniforme.



Fonte: Adaptado de Souza e Leonel, 2012.

Segundo Val e Melchers (1997), a lei de Faraday indica que uma densidade de corrente de corrosão  $i_{corr} = 1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  corresponde a uma perda de seção transversal de  $11,6 \mu\text{m}/\text{ano}$ . Assim, a redução do diâmetro de uma barra de aço submetida à corrosão uniforme, em um determinado instante de tempo  $t$  pode ser estimada a partir da Equação (3.18), a seguir:

$$D(t) = D_0 - 0,0232 \int_{t_0}^t i_{corr}(t) dt \quad (3.18)$$

em que  $D_0$  é o diâmetro inicial da barra (em mm),  $t_0$  o tempo de início da corrosão (em anos).

Segundo Thoft-Christensen e Hansen (1994), ao assumir um valor constante para taxa de corrosão, é possível deduzir a seguinte equação:

$$D(t) = D_0 - 0,0232 (t - t_0) i_{corr} \quad (3.19)$$

Portanto, a determinação da área de aço residual de uma barra de aço após um determinado tempo de corrosão pode ser realizada através da seguinte equação:

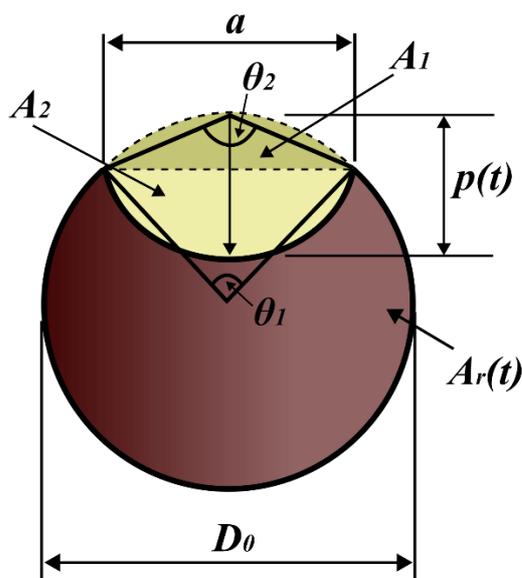
$$A_{unif}(t) = \frac{\pi (D_0 - 0,0232 i_{corr} t)^2}{4} \quad (3.20)$$

Logo, dada uma seção transversal de um elemento estrutural em concreto armado com  $n$  número de barras longitudinais, a área total residual de aço submetida à corrosão uniforme, em um dado instante de tempo, pode ser obtida pela Equação (3.21):

$$A_{r,unif}(t) = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{\pi (D_0 - 0,0232 i_{corr} t)^2}{4} \right] \quad (3.21)$$

Sabe-se que os valores medidos através dos modelos de previsão da taxa de corrosão são valores médios ao longo de toda a superfície da área de aço, e estão relacionados empiricamente a uma corrosão do tipo geral (uniforme). Porém a corrosão, como supracitado, pode ocorrer de diversas formas, sendo uma das mais significantes a corrosão puntiforme, em que a área de aço é reduzida em trechos localizados da superfície do aço, conforme apresentado na Figura (3.9).

Figura 3.9 - Configuração do pite.



Fonte: Adaptado de Val e Melchers (1997).

Portanto, a modelagem da fase de propagação da corrosão puntiforme é complexa, haja vista o modo em que esse tipo de corrosão se expressa. No que diz respeito a formação das cavidades (pites), a sua profundidade máxima é superior a degradação superficial causada pela corrosão uniforme, demonstrando sua severidade. Logo, alguns trabalhos presentes na literatura visam expor os resultados de pesquisas realizada para obtenção estatística de uma profundidade máxima a qual a corrosão puntiforme pode atingir.

Como exemplo cita-se o trabalho de Val, Stewart e Melchers (1998), em que os autores propõem um modelo de cálculo da perda de seção transversal conforme a profundidade do pite, segundo a Equação (3.22), a seguir:

$$p(t_p) = 0,0116 i_{corr} R t \quad (3.22)$$

nesta equação  $p(t)$  indica a profundidade do pite (dada em mm) após dado tempo de corrosão  $t$  (dado em anos),  $R$  corresponde à relação entre a profundidade máxima do pite e a profundidade

### 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

média. Assim  $R$  consiste em um parâmetro probabilístico que, conforme explica Stewart (2004), pode ser fixado com o valor de 5,08. Portanto, a determinação da área de área de aço pode ser feita através da Equação (3.23):

$$A = \begin{cases} \frac{\pi D_0^2}{4} - A_1 - A_2, & \text{se } p(t_p) \leq \frac{\sqrt{2}}{2} D_0 \\ A_1 - A_2, & \text{se } \frac{\sqrt{2}}{2} D_0 < p(t_p) < D_0 \\ 0, & \text{se } p(t_p) > D_0 \end{cases} \quad (3.23)$$

Nestas equações,  $A_1$  e  $A_2$  representam as áreas corroídas do pite, que são calculadas segundo as Equações (3.24) e (3.25), a seguir:

$$A_1 = \frac{1}{2} \left[ \theta_1 \left( \frac{D_0}{2} \right)^2 - a \left| \frac{D_0}{2} - \frac{p(t_p)^2}{D_0} \right| \right] \quad (3.24)$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \left[ \theta_2 p(t_p)^2 - a \frac{p(t_p)^2}{D_0} \right] \quad (3.25)$$

em que  $a$ ,  $\theta_1$  e  $\theta_2$  são os parâmetros geométricos relacionados ao pite, verificados conforme a Figura (3.9), e determinados a partir das Equações (3.26) à (3.28):

$$a = 2 p(t_p) \sqrt{1 - \left( \frac{p(t_p)}{D_0} \right)^2} \quad (3.26)$$

$$\theta_1 = 2 \arcsen \left( \frac{a}{D_0} \right) \quad (3.27)$$

$$\theta_2 = 2 \arcsen \left( \frac{a}{2p(t_p)} \right) \quad (3.28)$$

Entende-se que com o avanço da corrosão e consequente perda da área de seção transversal das armaduras, o aumento do grau de corrosão pode também interferir na capacidade de escoamento das barras de aço, haja vista que ocorrerão mudanças em sua microestrutura cristalina. Dessa forma, autores como Al-Osta *et al.* (2013) e Sarno e Pugliese (2020) estudaram a resistência de barras de aço mediante ao processo corrosivo, afim de determinar a redução da capacidade mecânica das armaduras e sua relação com o nível de corrosão. Logo, os autores

### 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

---

apresentam algumas relações entre a tensão de escoamento e do módulo de elasticidade das barras de aço corroídas em função do grau de corrosão, conforme as equações a seguir:

$$f_{y,corr} = (1 - \alpha_1 Q_{corr}) f_y \quad (3.29)$$

$$E_{s,corr} = (1 - 0,007 Q_{corr}) E_s \quad (3.30)$$

onde  $f_{y,corr}$  e  $E_{s,corr}$  representam a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade da armadura penalizada,  $f_y$  e  $E_s$  representam a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade inicial da armadura íntegra,  $\alpha_1$  um coeficiente de redução que pode ser adotado entre 0 à 0,020 e  $Q_{corr}$  é o grau de corrosão da armadura (dado em %). O valor do nível de corrosão é determinado a partir da taxa de corrosão ( $i_{corr}$ ) e do diâmetro da armadura ( $d$ ), conforme a Equação (3.30):

$$Q_{corr} = 0,046 \frac{i_{corr}}{d} t_p \quad (3.31)$$

#### 3.6.2.2 Modelagem da fissuração por reações expansivas no concreto

Outro impacto considerável da corrosão nas estruturas de concreto armado são as tensões provocadas pelas reações expansivas geradas na formação e no acúmulo de produtos corrosivos. Segundo Mehta e Monteiro (2008), as reações expansivas são geradas no momento em que o ferro metálico ( $F_e$ ) se transforma em produtos de corrosão (ferrugem), e a depender do estado de oxidação, o aumento de volume provocado nesta reação pode chegar à ordem de 600% em relação ao metal original. De maneira similar à expansão da etringita pouco cristalina, os hidróxidos de ferro pouco cristalinos têm a tendência de absorver a água e expandir (LIBERATI, 2014).

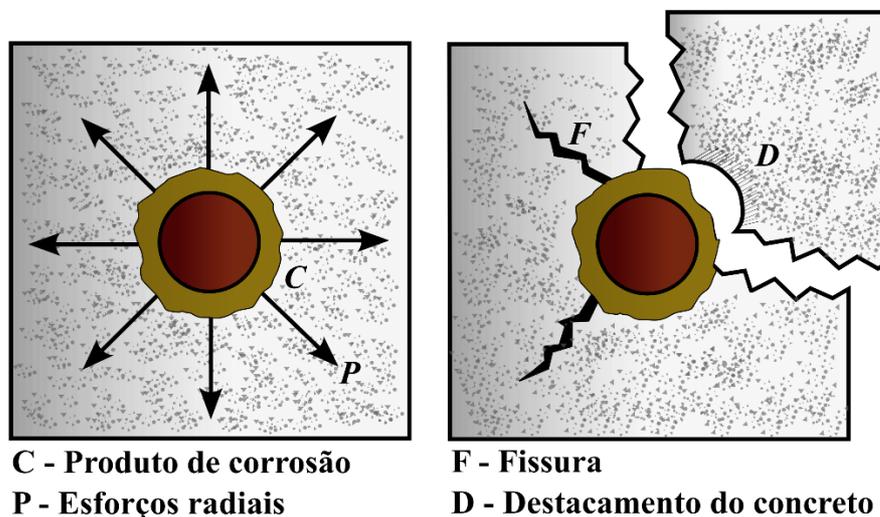
Segundo Cascudo (1997), esse aumento de volume do produto corrosivo gera esforços na direção radial das barras de aço, o que resulta em tensões de tração que causam fissuras no interior do concreto, conforme mostra a Figura (3.10). Assim, essas tensões podem chegar até 40 MPa, ocasionando, além de fissuras, trincas e perda da aderência entre o aço e o concreto (CÁNOVAS, 1988 *apud* LIBERATI, 2014).

Porém, a fissuração interna no concreto nem sempre ocorre quando as armaduras estão corroídas. Conforme explica Cascudo (1997), se o concreto apresentar muita umidade, os óxidos são gerados a uma velocidade constante, podendo migrar através dos poros do concreto.

### 3 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO

Neste caso, a durabilidade das estruturas será afetada pela redução da área de seção transversal e pela má aderência entre o aço e o concreto, somente.

Figura 3.10 - Esforços envolvidos que levam à fissuração e destacamento do concreto, devidos à corrosão de armaduras.



Fonte: Adaptado de Cascudo, 1997.

Com o objetivo de determinar as fissuras decorrentes das tensões expansivas provocadas na formação e acúmulo dos produtos corrosivos, alguns estudos presentes na literatura visam estimar de maneira determinística esses efeitos. Aqui destacam-se os trabalhos de Vidal, Castel e Francois (2004) e Li, Lawanwisut e Zheng (2005).

A expressão linear empírica que prevê a propagação de fissuras segundo Vidal, Castel e Francois (2004) é dada pela seguinte expressão:

$$w = K(\Delta A_s - \Delta A_{s0}) \quad (3.32)$$

sendo  $w$  a largura de fissura (mm),  $K$  uma constante de regressão linear com valor igual a 0,0575,  $\Delta A_s$  a área de seção transversal antes da corrosão (mm<sup>2</sup>) e  $\Delta A_{s0}$  a área de seção transversal após o processo corrosivo (mm<sup>2</sup>). Pode-se notar que este modelo apresenta fácil aplicação, visto que só depende da área inicial e da área final da seção transversal da barra de aço.

Já o modelo apresentado por Li, Lawanwisut e Zheng (2005) é mais sofisticado, abrangendo um maior número de parâmetros, determinando a máxima largura de fissura segundo a Equação (3.33), a seguir:

$$w_c = \frac{4 \pi d_s}{(1 - \nu_c) \left(\frac{a}{b}\right)^{\sqrt{\alpha}} + (1 + \nu_c) \left(\frac{b}{a}\right)^{\sqrt{\alpha}} - \frac{2 \pi b f_t}{E_{ef}}} \quad (3.33)$$

aqui  $w_c$  indica a largura de fissura (mm),  $d_s$  a espessura da camada dos produtos de corrosão ( $\mu\text{m}$ ),  $f_t$  é a resistência à tração do concreto (MPa),  $E_{ef}$  é o módulo de elasticidade efetivo do concreto (MPa),  $a$  é a soma entre o raio da armadura corroída e a espessura da camada dos produtos de corrosão,  $b$  é a distância do centro geométrico da armadura até a face externa da estrutura,  $\nu_c$  é o coeficiente de *Poisson* e  $\alpha$  é o fator de redução da rigidez.

# 4 MODELAGEM NUMÉRICA

## 4.1 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Para a realização desta pesquisa, foi necessária a construção de modelos numéricos de lajes a fim de simular o comportamento real de lajes lisas quando submetidas à corrosão. Desta forma, as lajes selecionadas para a calibração e validação através do Método dos Elementos Finitos pelo *software* ABAQUS foram as mesmas estudadas por Liberati (2019).

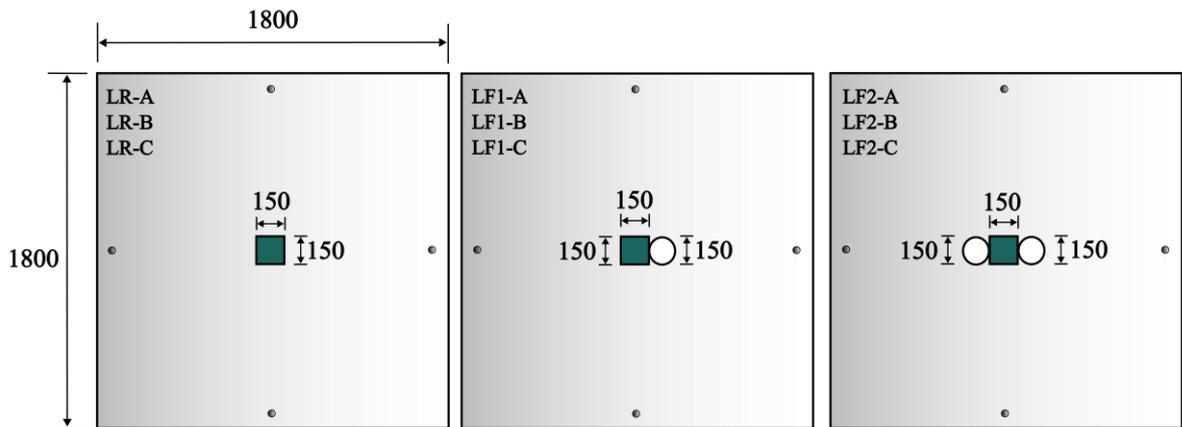
Para as repetições executadas nos estudos de Liberati (2019), foram consideradas três séries de estudo:

- Série 1: Lajes sem aberturas (chamadas de lajes de referência, prefixo LR);
- Série 2: Lajes com uma abertura (prefixo LF1);
- Série 3: Lajes com duas aberturas (prefixo LF2).

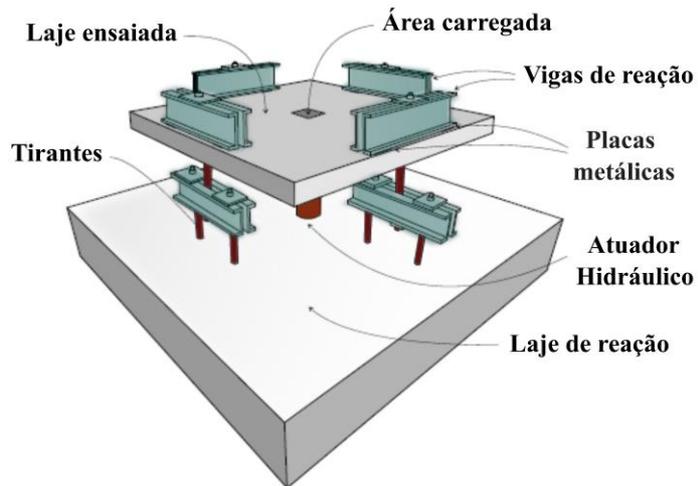
Cada série foi composta por três lajes lisas, identificadas pelos prefixos LR, LF1 e LF2, respectivamente. A série 1 foi composta pelas lajes LR-A, LR-B e LR-C. A série 2 foi composta pelas lajes LF1-A, LF1-B e LF1-C. E por fim, a série 3 foi composta pelas lajes LF2-A, LF2-B e LF2-C.

As lajes ensaiadas possuíam 1800 mm de lado e 130 mm de espessura. O pilar foi simulado utilizando-se uma placa metálica quadrada de 150 x 150 mm de lado e 80 mm de espessura, onde foi aplicada a carga experimental através de um atuador hidráulico. As reações de apoio foram impostas por oito placas metálicas localizadas em um raio de 900 mm, sendo assim transferidas para a laje de reação através de um conjunto de vigas metálicas e tirantes. A configuração do ensaio experimental foi realizada afim de garantir que os centros de carga coincidisse com o centroide do pilar e da laje. A Figura (4.1) ilustra a configuração do ensaio experimental e a geometria dos modelos ensaiados.

Figura 4.1 – (a) Geometria das lajes, medidas em mm; (b) Configuração do ensaio experimental realizado por Liberati (2019).



(a)



(b)

Fonte: Adaptado de Liberati, 2019.

Para a realização da caracterização do concreto utilizado, Liberati (2019) moldou 20 corpos de prova cilíndricos com 100 mm x 200 mm afim de realizar os ensaios de resistência à compressão simples ( $f_c$ ) preconizado pela norma ABNT NBR 5739 (2007), resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct}$ ) estabelecido pela norma ABNT NBR 7222 (2011) e o módulo de elasticidade longitudinal ( $E_c$ ) presente na norma ABNT NBR 8522 (2008). Ainda, realizou também o ensaio deflexão em três pontos com entalhe, utilizando-se de 3 vigas com seção transversal de 100 mm x 100 mm e 400 mm de profundidade, com intuito de determinar a energia de fratura ( $G_f$ ) do concreto.

#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

As propriedades mecânicas do aço foram determinadas a partir da realização de ensaios de tração axial, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR ISO 6892-1 (2013). Foram ensaiados 3 corpos de prova de aço (CA-50) com diâmetro de 6,3 mm e 9 corpos de prova com diâmetro de 12,5 mm afim de se obter a tensão de escoamento ( $f_y$ ), deformação de escoamento ( $\epsilon_y$ ), tensão de ruptura ( $f_u$ ) e o módulo de elasticidade longitudinal do aço ( $E_s$ ). Na Tabela (4.1) são apresentadas as propriedades mecânicas do concreto. Já a Tabela (4.2) apresenta os resultados experimentais das propriedades mecânicas das armaduras.

Tabela 4.1 - Propriedades geométricas das lajes e propriedades mecânicas do concreto obtidas experimentalmente por Liberati (2019).

Série	Laje	$d$ (mm)	$\rho$ (%)	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
1 (Lajes de Referência)	LR-A	89	1,62			
	LR-B	88	1,65	41,56	4,13	25,19
	LR-C	90	1,58			
2 (Lajes com uma abertura)	LF1-A	90	1,27			
	LF1-B	88	1,34	44,54	4,29	28,4
	LF1-C	91	1,26			
3 (Lajes com duas aberturas)	LF2-A	92	1,14			
	LF2-B	95	1,08	35,22	3,25	23,6
	LF2-C	93	1,12			

Fonte: Adaptado de Liberati (2019).

Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas do aço.

Diâmetro da barra	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$\epsilon_y$ (mm/m)	$E_s$ (GPa)
$\phi$ 6,3 mm	668,00	742,61	3,30	200,59
$\phi$ 12,5 mm	575,93	748,35	3,29	178,68

Fonte: Adaptado de Liberati (2019).

### 4.1.1 Concrete Damaged Plasticity (CDP)

O *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) é um modelo elastoplástico com dano presente no *software* ABAQUS que tem como objetivo principal analisar estruturas de concreto sob carregamentos cíclicos ou dinâmicos. Este modelo representativo do comportamento do concreto também pode ser utilizado para a análise de materiais frágeis como rochas, argamassas ou cerâmicas. Este modelo de dano plástico do *software* ABAQUS é baseado nos modelos propostos por Lubliner *et al.* (1989) e por Lee e Fenves (1998).

Sabe-se que para baixas pressões de confinamento, o concreto apresenta um comportamento frágil, ou seja, tende a romper de maneira brusca e sem aviso prévio. Ainda, entende-se que os principais mecanismos de ruptura do concreto são a fissuração causada pelos esforços de tração e o esmagamento causado pelos esforços de compressão. Assim, através da teoria constitutiva utilizada pelo CDP, é possível representar os efeitos de danos irreversíveis associados aos mecanismos de falha que ocorrem no concreto, além de reproduzir a perda de rigidez do material após a tensão última.

Então, como um modelo de dano contínuo baseado na plasticidade, o CDP realiza o controle da evolução da superfície de escoamento ou ruptura através de duas variáveis de enrijecimento, conhecidas como deformações plásticas equivalentes de tração ( $\varepsilon_t^{pl}$ ) e compressão ( $\varepsilon_c^{pl}$ ) que são relacionadas ao mecanismo de ruptura sob carga de tração e compressão, respectivamente. O CDP assume que a resposta uniaxial tanto à tração quanto à compressão do concreto é caracterizada pelo dano na plasticidade.

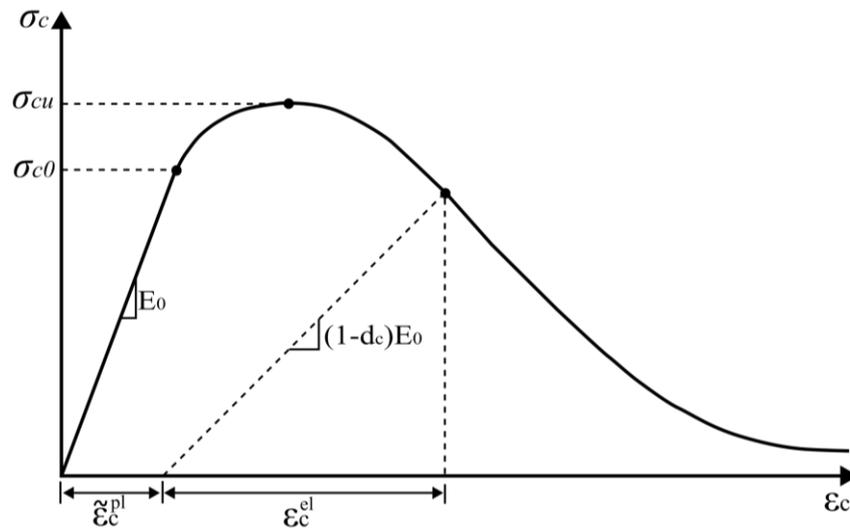
Como mostrado na Figura (4.2), no momento em que a estrutura de concreto é descarregada, em qualquer ponto presente no ramo de amolecimento da deformação nas curvas tensão-deformação, é possível observar que a rigidez elástica do material apresenta um tipo de danificação ou degradação. Assim, referente ao comportamento do concreto na compressão (Figura 4.2a), é possível observar que inicialmente o material apresenta um regime linear, definido pela deformação elástica, até atingir a tensão de plastificação. Posteriormente, com o início do desenvolvimento de fissuras, o comportamento do material passa a ser não-linear, tipicamente caracterizado por um endurecimento. E por fim, após a sua tensão última, é possível observar um comportamento de amolecimento, haja vista a diminuição das tensões solicitantes seguido de um aumento das deformações.

Já para o comportamento do concreto na tração (Figura 4.2b), é possível observar que o material segue uma resposta elástica linear para tensão-deformação até que o valor da

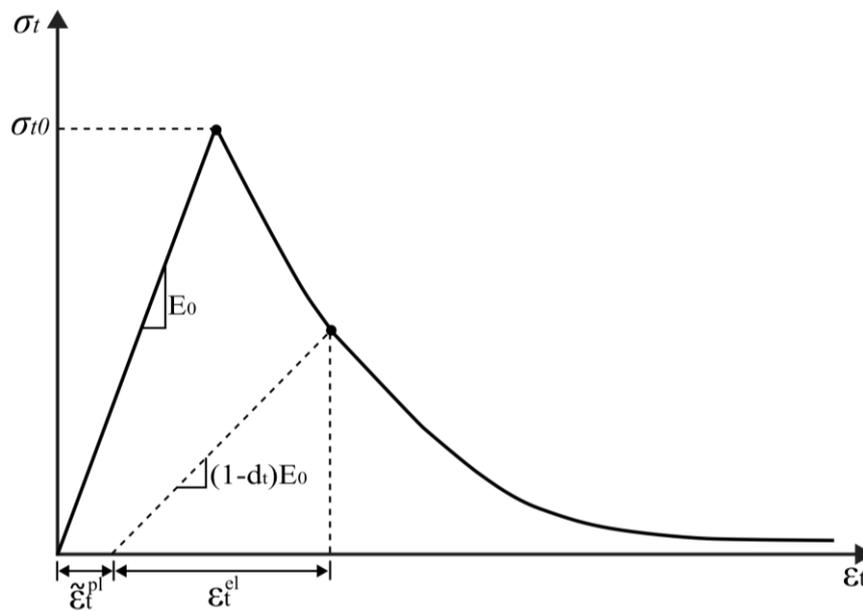
## 4 MODELAGEM NUMÉRICA

tensão de ruptura seja alcançado. Essa tensão de ruptura corresponde a formação de microfissuras, apresentando uma resposta de amolecimento, induzindo assim a localização de deformações na estrutura de concreto.

Figura 4.2 - Comportamento do concreto quando submetido à esforços de (a) compressão;  
(b) tração.



(a)



(b)

Fonte: Adaptado de ABAQUS *Analysis User's Manual*, 2012.

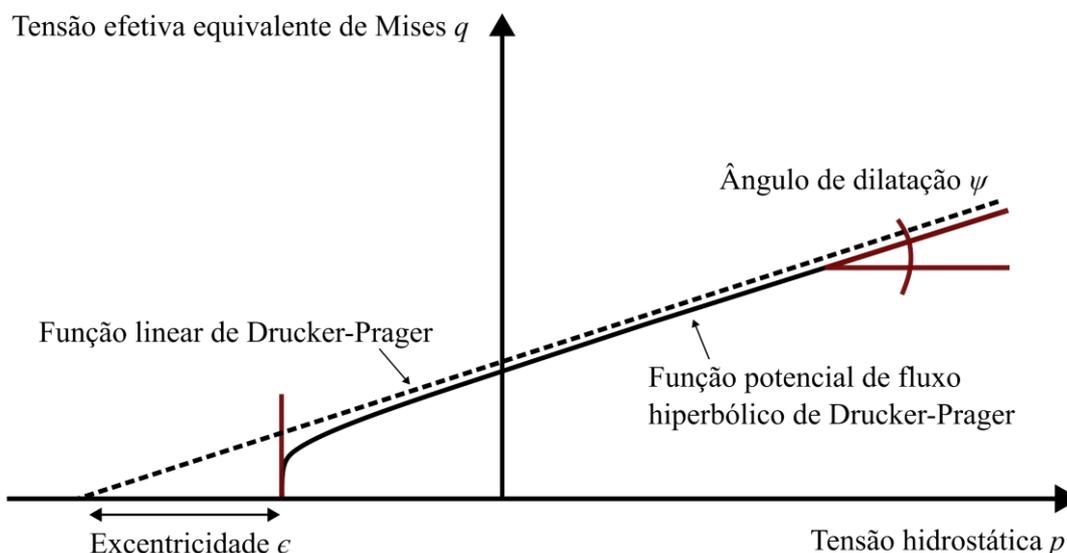
#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

A análise não linear dos modelos numéricos utilizando o *Concrete Damaged Plasticity* (CDP) requer a inserção de alguns critérios de plastificação do material, sendo estes o ângulo de dilatação ( $\psi$ ), a excentricidade potencial de fluxo ( $\epsilon$ ), a relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ), o fator de forma do material ( $K_c$ ) e o parâmetro de viscosidade ( $\mu$ ).

Segundo o Manual de Usuário do ABAQUS (2012), o ângulo de dilatação é o parâmetro associado à mudança de volume do material, que é causada devido às deformações plásticas que ocorrem em materiais frágeis como o concreto. Pode-se visualizar o ângulo de dilatação no plano meridional  $p$ - $q$ , segundo a Figura (4.3), em que este corresponde a inclinação entre a direção do incremento de deformação plástica e a tensão efetiva. Fisicamente, o ângulo de dilatação pode ser entendido como o ângulo de atrito interno do concreto.

Já a excentricidade potencial de fluxo é um pequeno número positivo que ajusta a forma da função potencial plástica hiperbólica expressando a aproximação de sua assíntota, sendo assim, o valor padrão sugerido pelo ABAQUS é  $\epsilon = 0,1$ , o que indica que o material possui quase que o mesmo ângulo de dilatação para uma ampla faixa de valores de tensão confinante.

Figura 4.3 - Representação do ângulo de dilatação e excentricidade.

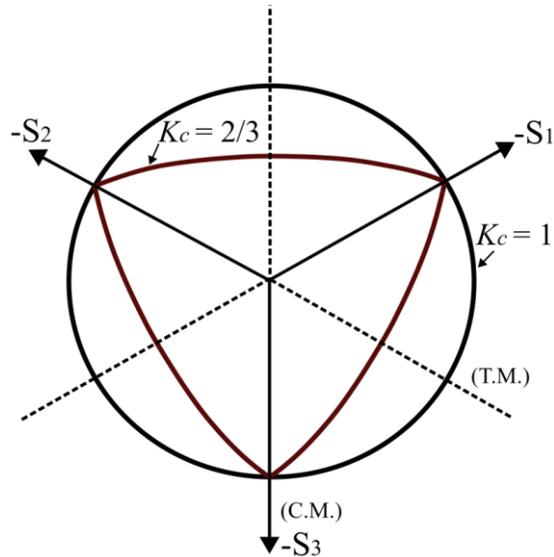


Fonte: Adaptado de ABAQUS *Analysis User's Manual*, 2012.

O fator de forma do material ( $K_c$ ) representa a razão da distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviatório. Segundo o Manual de Usuário do ABAQUS (2012), os valores do fator de forma devem satisfazer a condição  $0,5 < K_c < 1,0$ . Por padrão o valor é tomado como sendo  $K_c = 2/3$ . A Figura (4.4) mostra a representação gráfica da

superfície de ruptura no plano desviatório que corresponde à combinação de três elipses tangentes entre si.

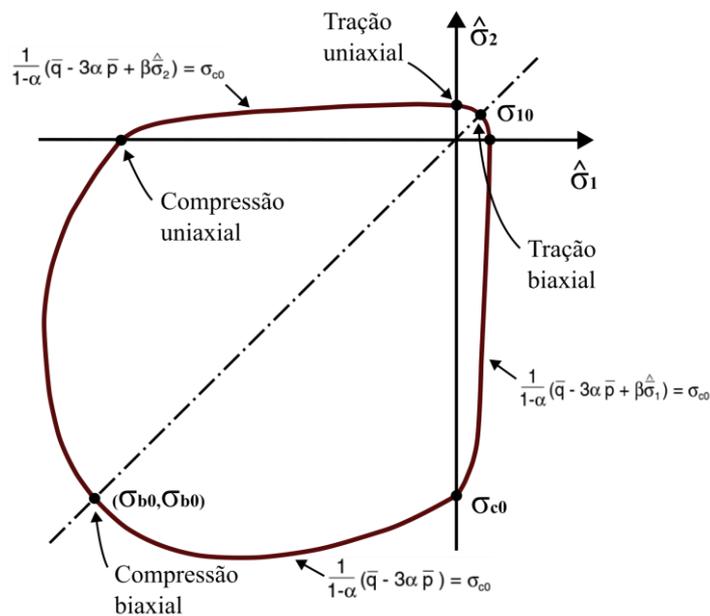
Figura 4.4 - Superfície de ruptura no plano desviatório.



Fonte: Adaptado de ABAQUS *Analysis User's Manual*, 2012.

Quanto a relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial, o Manual de Usuário do ABAQUS (2012) estipula um valor padrão de 1,16. Para tal, conforme demonstrado na Figura (4.5), o valor  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$  é obtido através da relação entre o valor inicial da tensão de escoamento biaxial ( $\sigma_{b0}$ ) e o valor inicial da tensão de escoamento uniaxial ( $\sigma_{c0}$ ).

Figura 4.5 - Superfície de escoamento no plano de tensões.



Fonte: Adaptado de ABAQUS *Analysis User's Manual*, 2012.

#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

O parâmetro de viscosidade ( $\mu$ ) representa o tempo de relaxação do sistema viscoplástico. Utilizar valores baixos para este parâmetro pode melhorar a taxa de convergência do modelo numérico no regime de amolecimento, sem comprometer os resultados, porém é possível notar um aumento significativo no custo computacional.

Ao realizar a revisão da literatura, observou-se uma variedade de trabalhos que apresentam diferentes cenários de utilização para esses parâmetros. Na Tabela (4.3) destacam-se os trabalhos mais relevantes encontrados a respeito do tema estudado nesta pesquisa e os valores utilizados para cada parâmetro do CDP.

Tabela 4.3 – Referências para os parâmetros utilizados no CDP.

REFERÊNCIAS	$\psi$ (°)	$\epsilon$	$\sigma b_0/\sigma c_0$	$K_c$	$\mu$
Genikomsou e Polak (2015)	40	0,1	1,16	0,667	0
Kaushik e Dasgupta (2019)	55	0,1	1,16	0,667	0,01
Altaee <i>et al.</i> (2020)	45	0,1	1,16	0,667	0
	50	0,15			
Silva, Christoforo e Carvalho (2021)	46,4	0,1	1,16	0,58	0,00001
Brackmann <i>et al.</i> (2021)	35	0,1	1,16	0,667	0,001
Savaris e Liberati (2022)	30	0,1	1,16	0,6667	0,001
	40				0,005
	50				0,0005
Gomaa <i>et al.</i> (2023)	30	0,1	1,16	0,667	0,0005

Fonte: Autor, 2024.

Conforme citado no início desta seção, os modelos numéricos validados nesta pesquisa foram fundamentados nas lajes lisas ensaiadas por Liberati (2019). Afim de validar o comportamento das lajes através do *software* ABAQUS, para cada uma das séries de estudo realizadas por Liberati (2019), foi concebido um modelo numérico que melhor representasse as três lajes.

Ao iniciar o processo de calibração dos modelos numéricos, através da curva Carga-Deslocamento, notou-se que os valores experimentais de resistência à tração do concreto geravam respostas de comportamento mais rígido para as lajes.

#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

---

Assim, com o objetivo de corrigir o comportamento do modelo numérico, a resistência à tração do concreto foi estimada utilizando-se da Equação (4.4), conforme a norma *fib* MODEL CODE (2010):

$$f_t = 0,3 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck} - 8)^2} \quad (4.4)$$

Para representar o comportamento do concreto tanto à tração quanto à compressão, foram utilizados diferentes modelos constitutivos presentes na literatura. O modelo constitutivo de compressão utilizado teve como referência o a norma *fib* MODEL CODE (2010), conforme exposto nas Equações (4.5) à (4.7), a seguir:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \left( \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \quad (4.5)$$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad (4.6)$$

$$k = E_{ci} / E_{c1} \quad (4.7)$$

onde:

$\varepsilon_{c1}$  é a deformação na tensão de compressão máxima;

$E_{c1}$  é o módulo secante desde a origem até a tensão de compressão máxima;

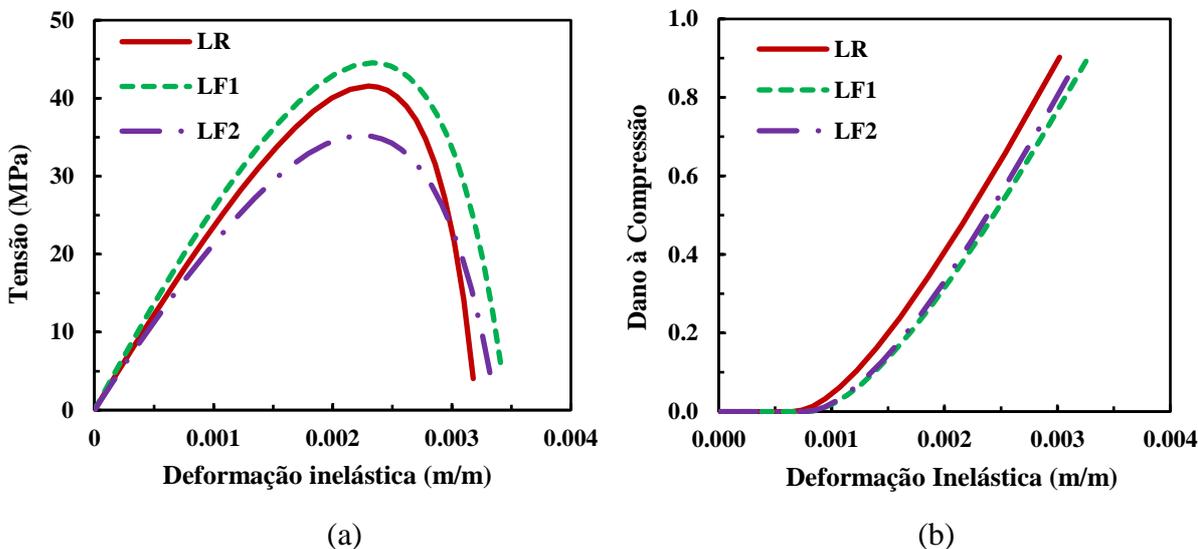
$k$  é o coeficiente de plasticidade, conforme valores tabelados pela norma;

Para representar a evolução da variável de dano à compressão, foi utilizado o critério de dano simplificado, segundo a Equação (4.8):

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (4.8)$$

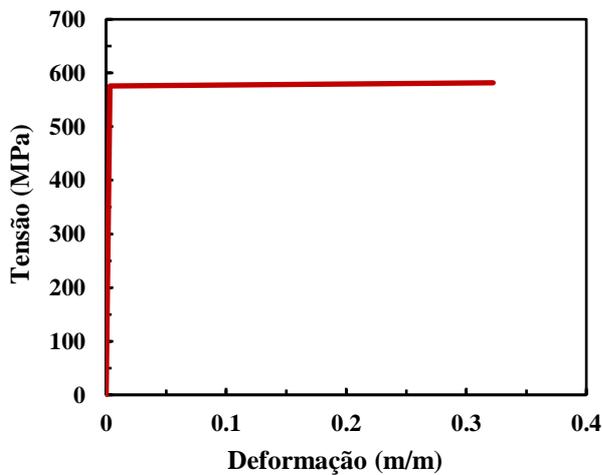
As curvas Tensão-Deformação do concreto e a evolução do dano na compressão para cada modelo numérico são apresentadas na Figura (4.6). A Figura (4.7) mostra o comportamento adotado para as armaduras principais, levando em consideração um patamar de escoamento horizontal.

Figura 4.6 - Curvas (a) Tensão-Deformação do concreto à compressão; (b) Variável de dano à compressão-Deformação do concreto.



Fonte: Autor, 2024.

Figura 4.7 - Curva Tensão-Deformação para as armaduras principais.



Fonte: Autor, 2024.

Para representar o comportamento à tração do concreto, um modelo de fissura fictício baseado na lei de abertura de fissura e energia de fratura foi utilizado afim de gerar a simulação da propagação das fissuras no concreto. Portanto, a função de abertura de fissura utilizada neste trabalho foi a mesma obtida experimentalmente por Hordijk (1991), conforme apresentado nas Equações (4.9) e (4.10), a seguir:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left\{ \left[ 1 + \left( c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left( -c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \right\} \quad (4.9)$$

$$w_c = \frac{5,14 G_f}{f_{ctm}} \quad (4.10)$$

em que:

$w$  é a abertura de fissuras;

$w_c$  abertura de fissura onde a tensão é zerada;

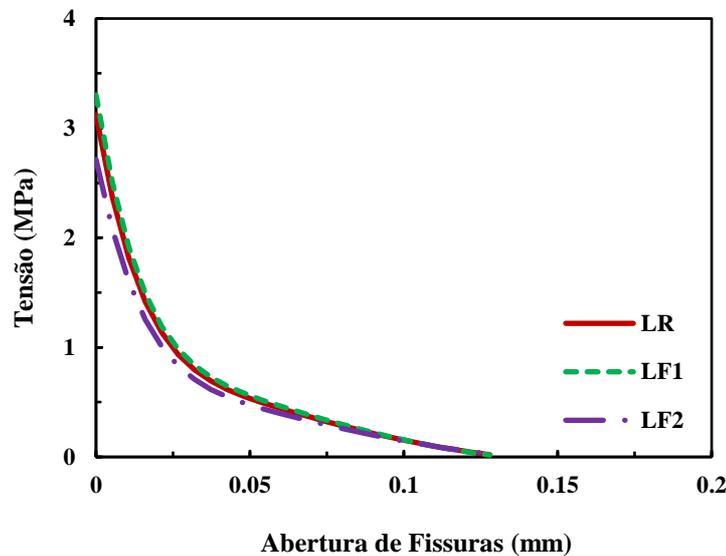
$G_f$  é a energia de fratura, assumida como a área do gráfico;

$c_1$  é um coeficiente que assume o valor de 3,0 para concretos de densidade normal;

$c_2$  é um coeficiente que assume o valor de 6,93 para concreto de densidade normal;

Diferente de outros modelos, o modelo de Hordijk (1991) representa a fase de amolecimento do concreto após a fissuração na tração de maneira não linear, através de uma curva. As curvas de comportamento à tração utilizadas estão expostas na Figura (4.8).

Figura 4.8 - Curvas Tensão-Abertura de fissura do concreto à tração.



Fonte: Autor, 2024.

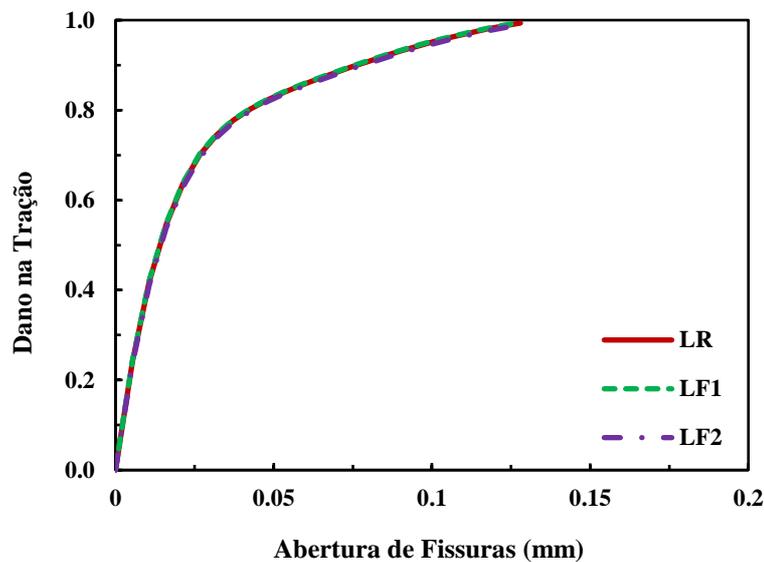
Além disto, segundo o Manual de Usuários do ABAQUS (2012), o dano na tração deve variar de zero para um material sem nenhuma danificação, até um, para um material totalmente danificado e com resistência comprometida. Ainda, o manual explica que a formulação do dano é escalar, e segue em função de deformações plásticas, temperatura entre outras variáveis.

Assim, a variável de dano à tração foi imposta também seguindo o critério de dano simplificado, de acordo com a Equação (4.11), a seguir:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{ctm}} \quad (4.11)$$

Na Figura (4.9) são mostradas as curvas representativas da variável de dano à tração do concreto para cada uma das lajes modeladas. Observa-se que o comportamento foi muito semelhante para todos os modelos.

Figura 4.9 - Variável de dano-Abertura de fissura do concreto à tração.



Fonte: Autor, 2024.

### 4.1.2 Geometria, condições de contorno, *step* e malha de elementos finitos

Os modelos numéricos foram nomeados a fim de identificá-los como modelos de análise de elementos finitos, sendo assim, identificados pelo sufixo “FEA”. A geometria dos modelos foi idealizada afim de reduzir o custo computacional, portanto, optou-se por se utilizar o artifício de simetria presente no *software* ABAQUS. Assim, para os modelos representativos das Séries 1, 2 e 3 (LR-FEA, LF1-FEA e LF2-FEA), a metade da geometria das lajes foram modeladas.

Para a aplicação das condições de contorno, foram modeladas placas metálicas com dimensões de 170 x 110 x 20 mm, sendo comprimento, largura e altura, respectivamente. Essa placa teve como finalidade simular as vigas de reação utilizadas no ensaio experimental, onde foram aplicadas as restrições de deslocamentos. Para simular os pilares, foi confeccionada uma

placa metálica com as mesmas propriedades do material das placas de reação, possuindo 150 x 75 x 80 mm, sendo comprimento, largura e altura, respectivamente.

O processo de interação entre as partes dos modelos numéricos foi definido como um contato *Surface to Surface*, em que é permitido certo deslizamento entre os elementos em contato, considerando-se um coeficiente de fricção entre estes. Para tal, definiu-se uma propriedade de interação através de um comportamento mecânico tangencial e um comportamento mecânico normal. Como esta pesquisa aborda uma análise estática, para o comportamento tangencial entre as partes, a formulação de fricção selecionada foi a de *Penalty*, sendo assim necessária a inserção de um coeficiente de fricção.

Segundo Leonhardt (1977), o coeficiente de fricção entre o aço e o concreto pode variar de 0,3 à 0,6. Nesta pesquisa foi adotado o coeficiente de 0,35. Posteriormente definiu-se o comportamento mecânico normal de *Hard Contact* entre os elementos, em que qualquer superfície que esteja em contato com outra não seria penetrada.

Para a simulação da interação entre as armaduras de aço e o concreto, foi selecionado o contato *Embedded Region*. Esse tipo de contato simula a aderência perfeita entre ambos materiais, sendo assim, não permitindo que ocorra o deslizamento das armaduras no interior das lajes de concreto. Para definir este tipo de contato, é necessário selecionar a região que estará imersa (armaduras) e que será envolvida pela região hospedeira (laje de concreto).

A convergência da análise numérica foi realizada por meio do controle de deslocamento de modo estático (*Static General*), aplicando-se um deslocamento na face inferior do pilar, de maneira semelhante a aplicação de carga nos ensaios experimentais realizados por Liberati (2019). O critério utilizado para o processo iterativo de solução foi o método de Newton-Raphson. Os modelos numéricos não possuíram nenhum critério de parada específico, sendo assim, o controle de parada do processamento numérico levou em consideração apenas o comportamento da curva Carga-Deslocamento pós-ruptura dos modelos. O incremento inicial do modelo considerou 5% do deslocamento final. O tamanho dos incrementos seguintes é definido aleatoriamente pelo ABAQUS, e o intervalo desses incrementos foi definido de  $10^{-35}$  (mínimo) até 1 (máximo).

A malha de elementos finitos foi definida de acordo com o tipo de elemento de cada parte confeccionada. Para as lajes de concreto e placas metálicas, utilizou-se o elemento finito C3D8R, que é um elemento contínuo de três dimensões, com oito nós de integração reduzida, e três graus de liberdade para cada nó. Este tipo de elemento, quando comparado ao C3D8, apresenta um melhor custo/benefício no que diz respeito ao tempo de processamento

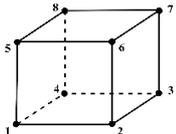
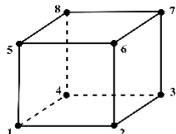
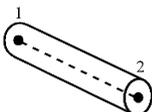
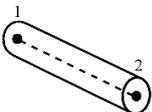
#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

computacional. O comprimento de malha selecionado para as lajes LR-FEA e LF2-FEA foi de 15 mm para todos os elementos sólidos (concreto e placas metálicas).

Para as armaduras, utilizou-se o elemento finito T3D2, que é um elemento de treliça (*truss*) de três dimensões, dois nós e três graus de liberdade para cada nó. A seleção desses elementos foi realizada em conformidade com diversos trabalhos encontrados na literatura. As armaduras de flexão foram definidas com malha de 15 mm, enquanto as armaduras inferiores foram definidas em 40 mm, para diminuir o custo computacional.

A Tabela (4.4) traz o resumo dos elementos finitos escolhidos para compor a modelagem numérica das lajes estudadas nesta pesquisa, bem como imagens representativas dos elementos, retiradas do Manual de Usuários do ABAQUS (2012).

Tabela 4.4 - Elementos Finitos utilizados para a modelagem.

Parte	Dimensão do elemento	Tipo	Forma	Elemento Finito	Representação
Laje de concreto	3D	Deformável	<i>Solid</i>	C3D8R	
Placas metálicas	3D	Deformável	<i>Solid</i>	C3D8R	
Barra de aço $\phi$ 6,3 mm	3D	Deformável	<i>Wire - Truss</i>	T3D2	
Barra de aço $\phi$ 12,5 mm	3D	Deformável	<i>Wire - Truss</i>	T3D2	

Fonte: Autor, 2024.

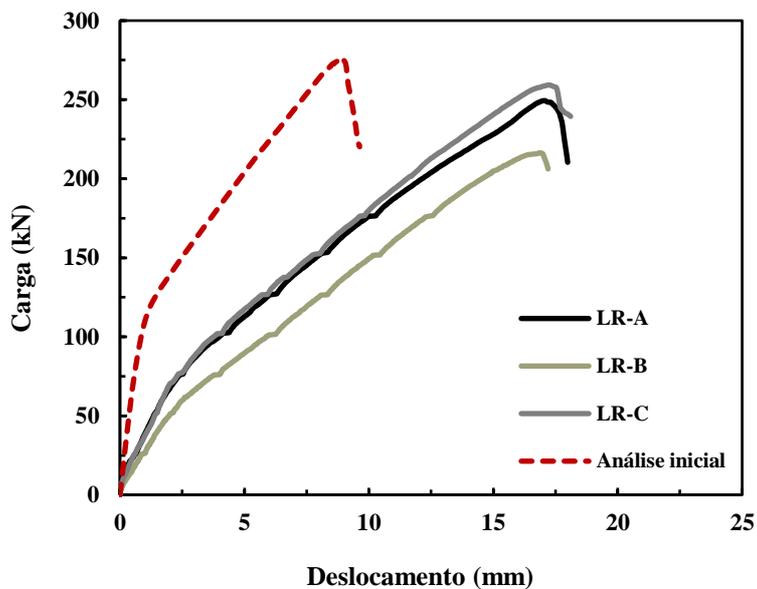
Ao realizar os primeiros testes considerando a restrição vertical total dos apoios, os resultados da curva Carga-Deslocamento demonstraram maior rigidez quando comparados aos resultados experimentais, conforme observado na Figura (4.10).

Assim, tomando como referência o estudo realizado por Sanabria Díaz (2023), optou-se pelo uso de elementos de mola lineares na direção Y dos apoios. O valor do coeficiente de rigidez das molas foi calculado por meio de uma relação entre a carga de ruptura das lajes

#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

experimentais e as médias dos deslocamentos medidos nos apoios T1, T2, T10 e T11 das lajes estudadas por Liberati (2019). Os valores dos coeficientes de rigidez utilizados para as molas estão expostos na Tabela (4.5). A Figura (4.11) apresenta todas as características adotadas para cada uma das lajes presentes neste estudo.

Figura 4.10 - Análise inicial da curva Carga-Deslocamento



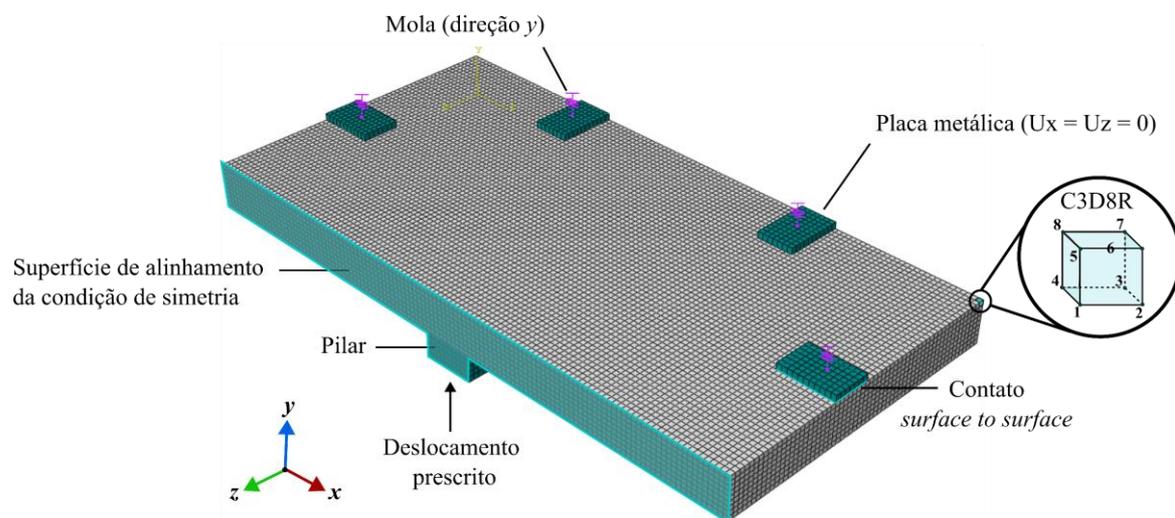
Fonte: Autor, 2024.

Tabela 4.5 - Valores do coeficiente de rigidez para as molas adotadas.

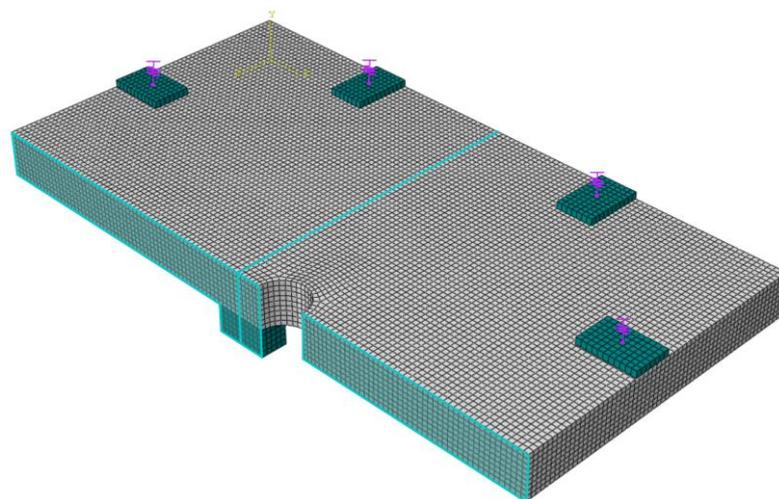
Laje	Coefficiente de Rigidez $k$ (N/mm)
LR-FEA	5492,03
LF1-FEA	5492,03
LF2-FEA	5492,03

Fonte: Autor, 2024.

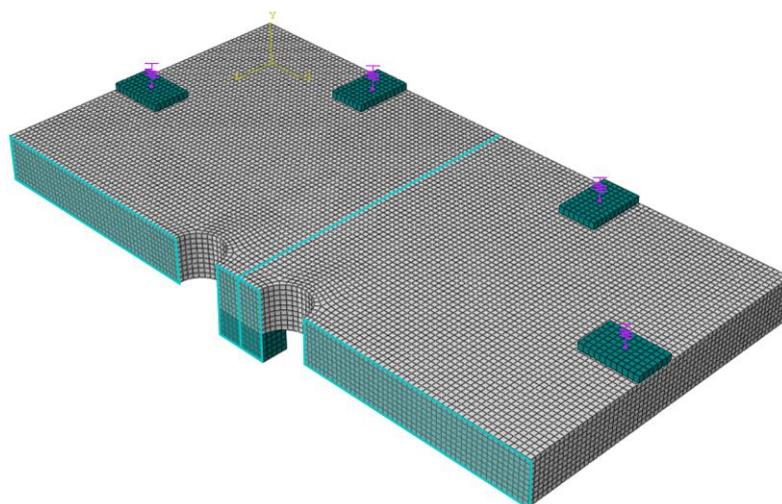
Figura 4.11 – Geometria, condições de contorno e malha de elementos finitos das lajes estudadas.



(a) LR-FEA



(b) LF1-FEA



(c) LF2-FEA

Fonte: Autor, 2024.

### 4.2 RESULTADOS DA CALIBRAÇÃO NUMÉRICA

Para obter a validação dos modelos numéricos, realizou-se a variação de parâmetros como o ângulo de dilatação, parâmetro de viscosidade, energia de fratura do concreto e malha de elementos finitos. Essas variações foram realizadas com o objetivo de avaliar a sensibilidade dos modelos numéricos quanto a alteração desses parâmetros, e assim, obter o arranjo que, sendo comum a todos os modelos, melhor represente os resultados experimentais.

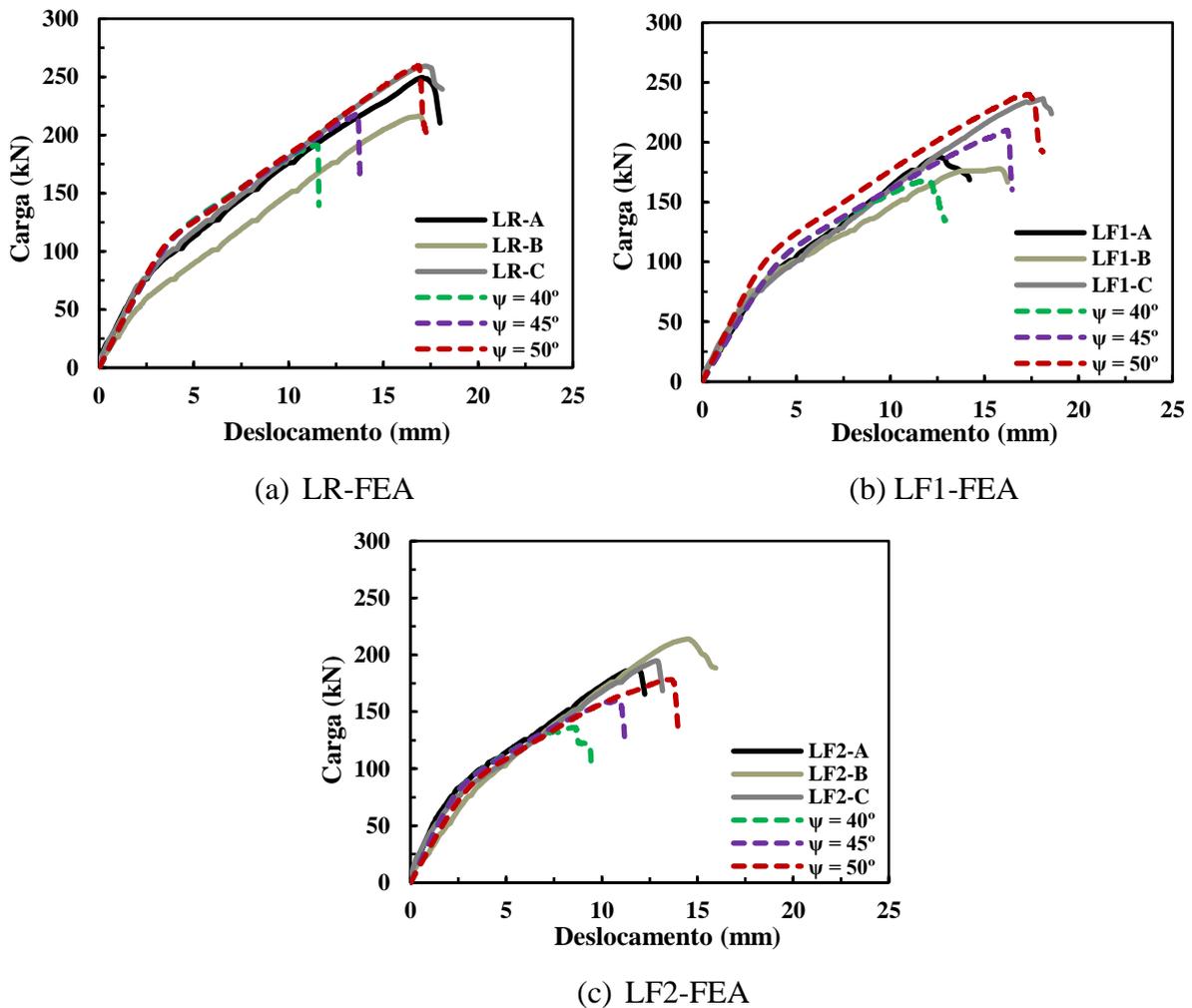
#### 4.2.1 Variação do ângulo de dilatação

Os resultados de Carga-Deslocamento para a variação do ângulo de dilatação são apresentados na Figura (4.12). Para a realização da sensibilidade dos modelos quanto à alteração do ângulo de dilatação, variou-se tal parâmetro entre os valores de 40°, 45° e 50°.

Semelhante aos resultados experimentais, a análise em elementos finitos mostrou uma resposta Carga-Deslocamento linear na primeira fase, até a carga atingir aproximadamente 100 kN, após o regime elástico os modelos apresentaram resposta não linear devido à formação de fissuras.

Observou-se que para valores abaixo de 50°, os modelos numéricos apresentaram rigidez muito inferior aos resultados experimentais. Ou seja, a carga e o deslocamento de ruptura das análises numéricas foram muito menores, ultrapassando o limite de 15% de diferença em relação aos resultados experimentais, para todos os casos. Sendo assim, com a alteração do ângulo de dilatação nos modelos numéricos, foi possível observar que tanto a carga quanto o deslocamento de ruptura foram alterados.

Figura 4.12 - Resultados da variação do ângulo de dilatação dos modelos numéricos.



Fonte: Autor, 2024.

#### 4.2.2 Variação da viscosidade

A Figura (4.13) mostra os resultados da variação da viscosidade ( $\mu$ ) para as simulações realizadas. Para avaliar o impacto da viscosidade no modelo numérico, foram estabelecidos os valores de  $10^{-3}$ ,  $10^{-4}$  e  $10^{-5}$ . A variação desses valores mostrou que, em conformidade com trabalhos encontrados na literatura, menores valores de viscosidade tendem a apresentar resultados mais satisfatórios, mas aumentam significativamente o custo computacional.

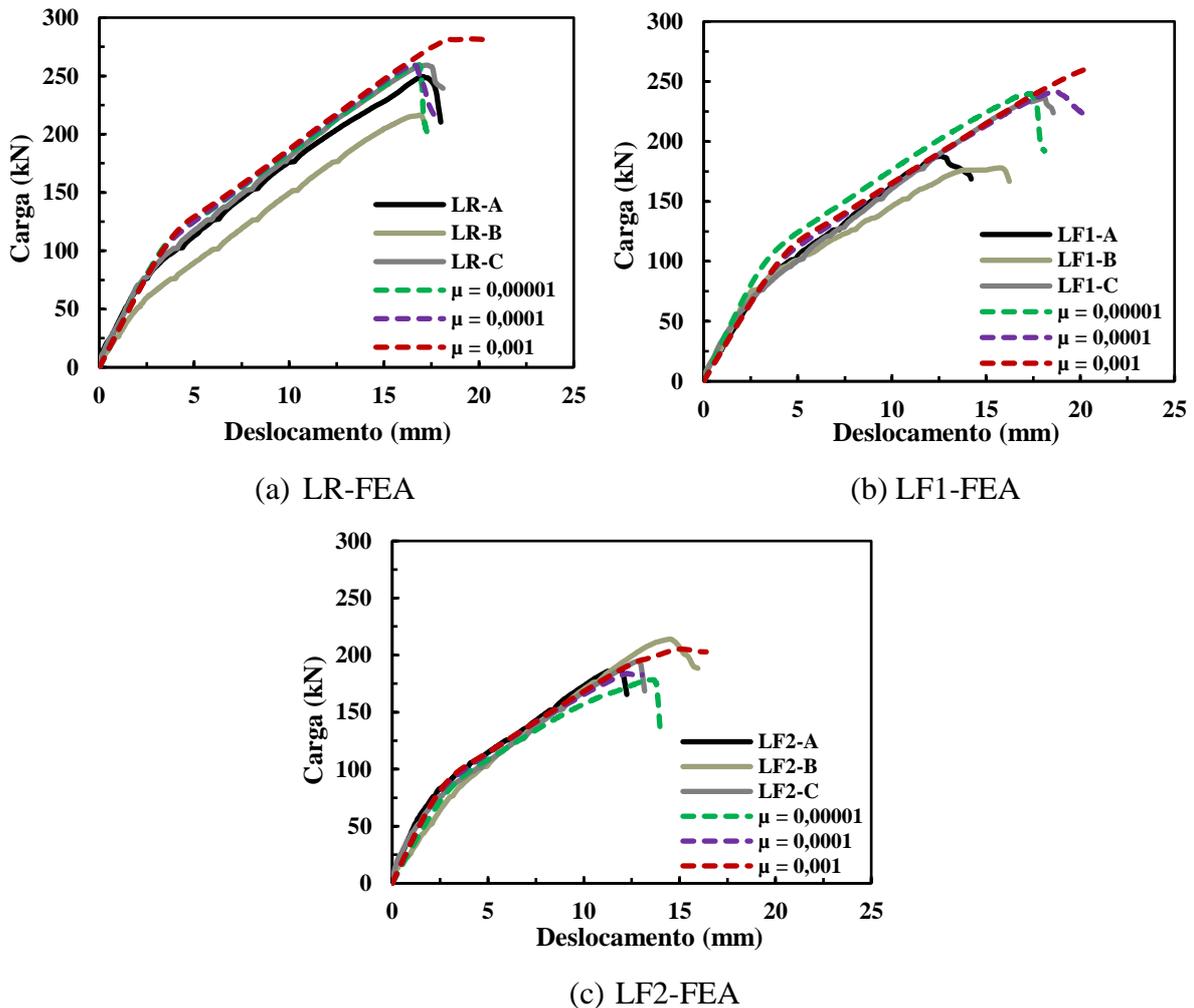
Para a laje LF2-FEA, a análise para a viscosidade de  $10^{-4}$  apresentou o erro “*too many attempts*”, que ocorre quando o *software* ABAQUS realiza muitas tentativas de convergência para um incremento, porém não consegue seguir com as iterações e aborta a

#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

realização da análise. Sendo assim, o modelo LF2-FEA abortou próximo aos 13 mm de deslocamento, não apresentando um resultado válido, pois não representou a ruptura do modelo.

Notou-se que a alteração do parâmetro de viscosidade implicou diretamente na alteração do comportamento de ruptura do modelo numérico, em que para o valor de  $10^{-5}$ , a capacidade de carga dos modelos reduziu de maneira brusca, e não gradual, conforme o resultado apresentado para o valor de  $10^{-4}$ , o que é esperado para o caso de ruptura por punção. Já para o valor de  $10^{-3}$ , os modelos não apresentaram a ruptura.

Figura 4.13 - Resultados da variação da viscosidade dos modelos numéricos.



Fonte: Autor, 2024.

### 4.2.3 Variação da energia de fratura ( $G_f$ )

Sabe-se que a energia de fratura ( $G_f$ ) é a energia consumida por unidade de superfície durante o processo de formação das fissuras. Conforme mostrado na Equação (4.10), o modelo constitutivo à tração de Hordijk (1991) apresenta a abertura de fissura como função da energia de fratura e da resistência à tração do concreto. Sendo assim, ao alterar a energia de fratura foi possível observar diferenças nos comportamentos das lajes.

Para a avaliação do impacto da energia de fratura no comportamento Carga-Deslocamento das lajes, foram realizados testes utilizando-se dos resultados experimentais obtidos por Liberati (2019), e ainda, as estimativas apresentadas pelos códigos normativos *fib* Model Code (2010), conforme Equação (4.12), e CEB-FIP MODEL CODE (1990), conforme a Equação (4.13).

$$G_f = 73f_{cm}^{0,18} \quad (4.12)$$

$$G_f = G_{fo}(f_{cm}/f_{cmo})^{0,7} \quad (4.13)$$

em que:

$G_f$	é a energia de fratura;
$G_{fo}$	é o valor base da energia de fratura (N.mm/mm <sup>2</sup> ), que depende do tamanho do máximo do agregado (aqui adotado como 16 mm);
$f_{cm}$	é a resistência do concreto à compressão;
$f_{cmo}$	10 MPa;

A Tabela (4.6) apresenta os valores da energia de fratura, para cada uma das lajes, de acordo com o processo experimental, bem como as estimativas obtidas através dos códigos normativos acima citados. A Figura (4.14) apresenta os resultados obtidos da variação da energia de fratura nas simulações das lajes estudadas.

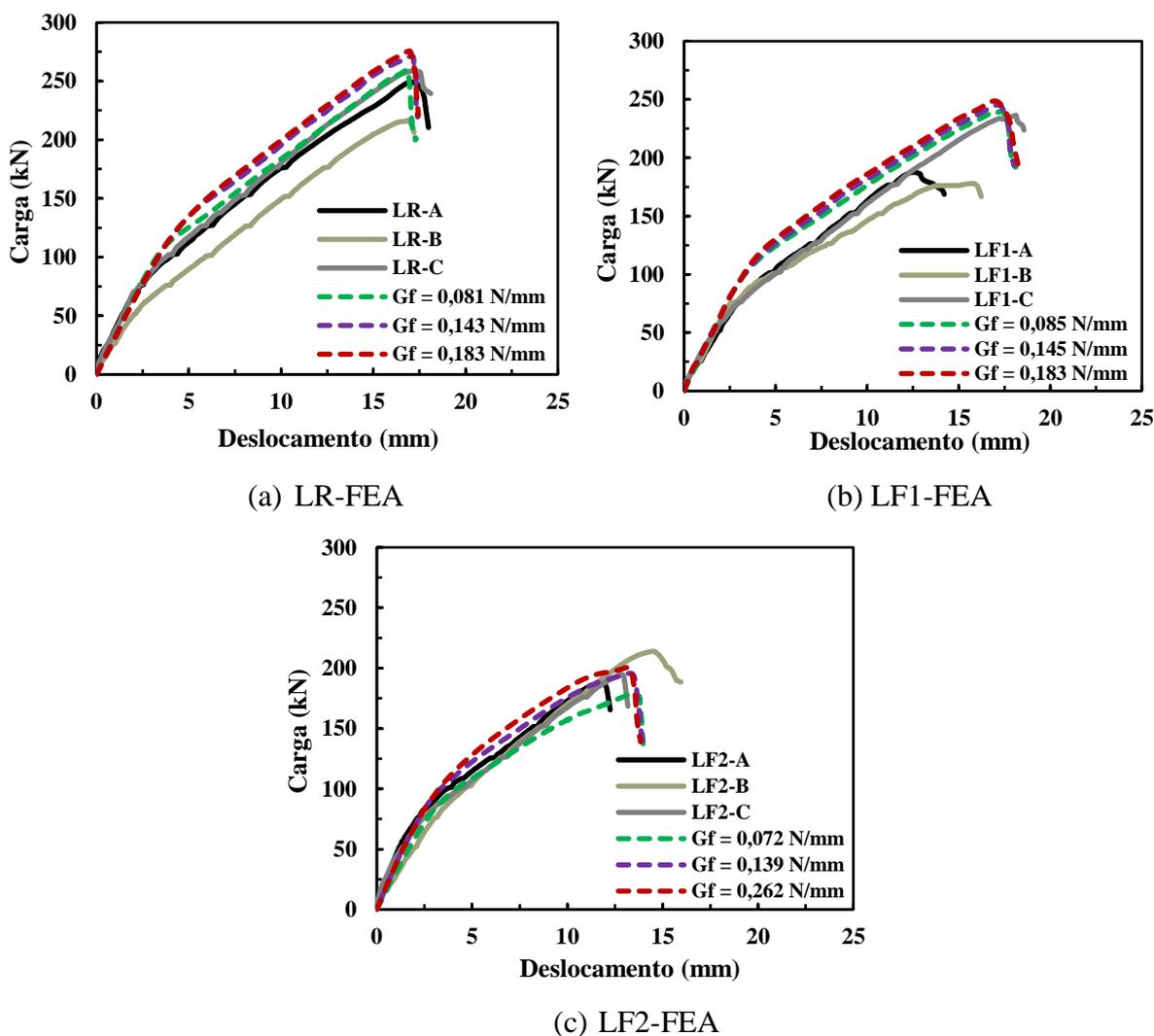
Notou-se que para maiores valores de energia de fratura, os modelos numéricos apresentaram maior capacidade de carga, haja vista que maiores valores de energia de fratura indicam maior necessidade de energia para iniciar o processo de abertura de fissuras no concreto. A alteração da energia de fratura não alterou o modo e o deslocamento de ruptura das lajes. Os resultados que melhor se adequaram foram os estimados pelo CEB-FIP MODEL CODE (1990).

Tabela 4.6 - Valores utilizados para análise de variação da energia de fratura.

Lajes	Energia de Fratura (N/mm)		
	MC (1990)	MC (2010)	Experimental
LR-FEA	0,081	0,143	0,183
LF1-FEA	0,085	0,145	0,183
LF2-FEA	0,072	0,139	0,262

Fonte: Autor, 2024.

Figura 4.14 - Resultados da variação da energia de fratura dos modelos numéricos.



Fonte: Autor, 2024.

### 4.2.4 Sensibilidade de malha

A análise de sensibilidade de malha foi realizada a fim de investigar o comportamento Carga-Deslocamento das lajes quanto a aplicação de diferentes comprimentos de grade de elementos finitos. Para todas as lajes, optou-se por realizar a variação da malha nas partes da laje de concreto e placas metálicas, desta forma, as demais partes do modelo numéricos tiveram o comprimento de malha fixados. Logo, para as armaduras superiores ( $\phi$  12,5 mm) manteve-se o comprimento de 15 mm e para as armaduras inferiores e ganchos ( $\phi$  6,3 mm) manteve-se 40 mm.

Os comprimentos de malha selecionados para a análise de sensibilidade foram de 15 mm, 30 mm e 40 mm. Ao realizar as variações, os modelos LR-FEA e LF2-FEA apresentaram o erro “*too many attempts*” para as análises com malha de 30 mm e 40 mm. Esse erro ocorre quando o *software* ABAQUS realiza muitas tentativas de convergência para um incremento, porém não consegue seguir com as iterações e aborta a realização da análise. Sendo assim, não tiveram resultados representativos para as análises.

Já a laje LF1-FEA, apresentou resultados completos, em que pôde-se observar que os modelos com comprimentos de malha de 30 mm e 40 mm apresentaram uma redução da capacidade de carga do modelo, porém não representando sua ruptura. A Figura (4.15) apresenta os resultados da análise de sensibilidade de malha para as simulações realizadas nessa pesquisa.

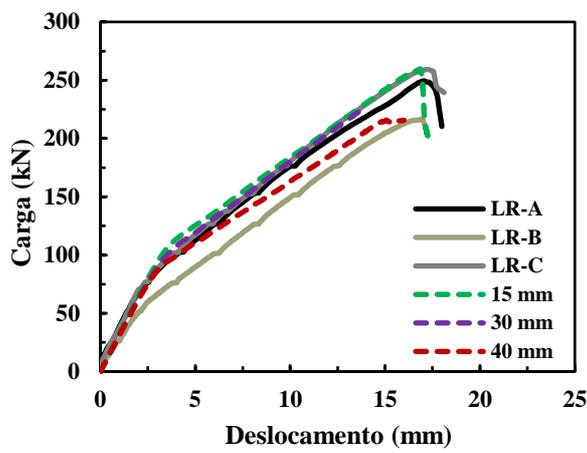
A Tabela (4.7) mostra os valores que melhor se adequaram para as lajes desta pesquisa. Nota-se que os valores estabelecidos para o ângulo de dilatação, parâmetro de viscosidade e energia de fratura, são comuns para todos os modelos.

Tabela 4.7 – Propriedades utilizadas para as validações numéricas.

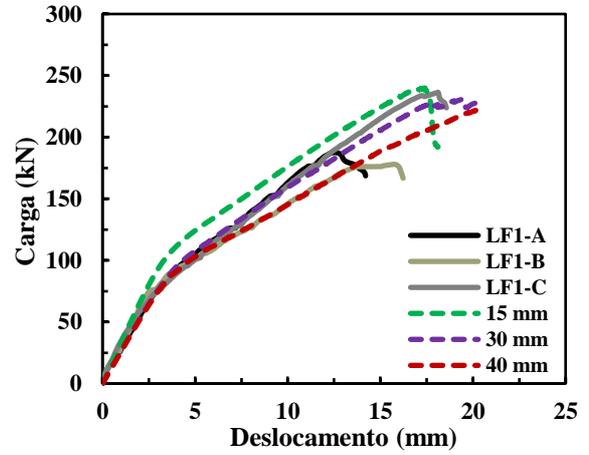
Laje	$\psi$ (°)	$\epsilon$	$\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$	$K_c$	$\mu$	$G_f$ (N/mm)
LR-FEM	50	0,1	1,16	0,667	0,00001	0,081
LF1-FEM	50	0,1	1,16	0,667	0,00001	0,085
LF2-FEM	50	0,1	1,16	0,667	0,00001	0,072

Fonte: Autor, 2024.

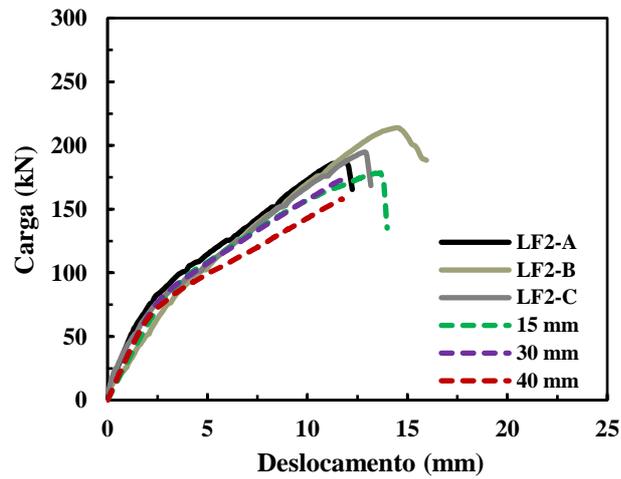
Figura 4.15 - Análise de sensibilidade de malha para os modelos.



(a) LR-FEA



(b) LF1-FEA



(c) LF2-FEA

Fonte: Autor, 2024.

### 4.3 RESULTADOS DOS MODELOS VALIDADOS

Nesta seção serão apresentados os resultados dos modelos numéricos validados quanto ao comportamento Carga-Deslocamento, e ainda, o comportamento Carga-Deformação para o concreto e para as armaduras das lajes estudadas.

#### 4.3.1 Análise dos deslocamentos e deformações

Após a definição de todos os parâmetros a serem inseridos no modelo de plasticidade danificada do *software* ABAQUS, para a validação dos modelos numéricos, foram comparadas as curvas Carga-Deslocamento, Carga-Deformação para o concreto e Carga-Deformação para as armaduras, geradas após o processamento computacional, com as curvas experimentais expostas no trabalho de Liberati (2019).

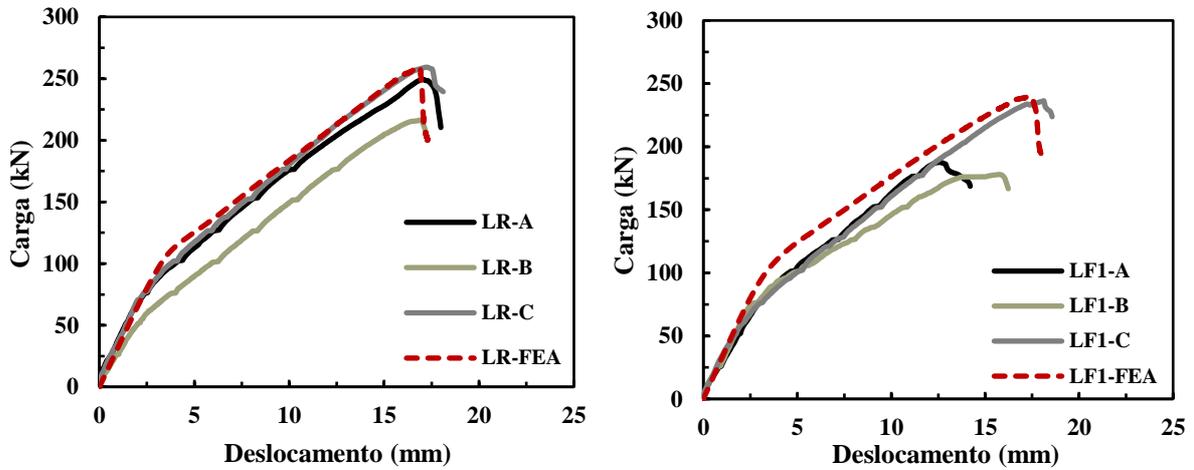
No estudo experimental, a instrumentação foi realizada com o intuito de obter resultados dos deslocamentos verticais em pontos pré-definidos nas lajes, das deformações nas armaduras de flexão e no concreto, através da leitura incremental de carregamento. Ainda, foi analisado o desenvolvimento das fissuras radiais e circunferenciais ao longo das lajes.

O deslocamento das lajes foi medido por transdutores de posição (LVDT), posicionados em quinze pontos distintos ao longo das lajes. Para os modelos numéricos, considerou-se somente a avaliação no ponto central (T6) da laje para medição do deslocamento.

Sendo assim, a Figura (4.20) apresenta a comparação da resposta Carga-Deslocamento entre as análises numéricas e os resultados experimentais. Através das curvas, é possível observar que as simulações se assemelharam aos resultados experimentais referentes as lajes LR-C, LF1-C e LF2-C.

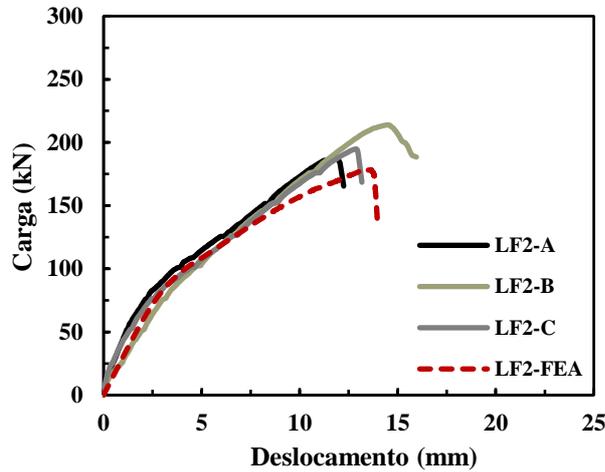
Ao comparar os resultados numéricos com os resultados experimentais das lajes LR-C, LF1-C e LF2-C, a diferença da carga e do deslocamento de ruptura para todas as simulações, quando comparadas aos resultados experimentais não ultrapassou 15%. A laje LR-FEA apresentou uma diferença de 0,14% e 2,15% de diferença para a carga de ruptura e o deslocamento de ruptura, respectivamente. Para a laje LF1-FEA, a diferença foi de 2,55% e 0,78%, respectivamente. Já a laje LF2-FEA apresentou uma diferença de 9,21% e 5,51%, respectivamente. Esses valores demonstram o êxito do processo de modelagem numérica bem como da seleção de todos os parâmetros de plasticidade envolvidos nas análises.

Figura 4.16 - Comparação entre as curvas Carga-Deslocamento dos modelos numéricos e resultados experimentais por Liberati (2019).



(a) LR-FEA

(b) LF1-FEA



(c) LF2-FEA

Fonte: Autor, 2024.

Na Tabela (4.8) são apresentados os resultados de carga e deslocamento final para cada uma das lajes experimentais, bem como das análises numéricas realizadas neste trabalho.

Além da comparação entre as curvas Carga-Deslocamento, foi realizada a comparação entre as respostas Carga-Deformação para o concreto e para as armaduras. Os pontos que foram definidos para medição das deformações seguiram a instrumentação do ensaio experimental. Todas as medições de deformação foram executadas utilizando-se de extensômetros elétricos de resistência (EERs).

Tabela 4.8 - Resultados de carga e deslocamento finais para as lajes estudadas.

<b>Laje</b>	<b>Carga de ruptura (kN)</b>	<b>Deslocamento final (mm)</b>
LR-A	249,40	17,07
LR-B	216,40	16,87
LR-C	259,20	17,18
LR-FEA	259,57	16,82
<i>CV(%)</i>	8,28	1,00
LF1-A	187,61	12,58
LF1-B	177,97	15,73
LF1-C	236,29	18,13
LF1-FEA	245,55	19,62
<i>CV(%)</i>	15,30	15,43
LF2-A	187,57	11,84
LF2-B	213,87	14,45
LF2-C	194,80	12,84
LF2-FEA	187,51	13,06
<i>CV(%)</i>	7,78	8,43

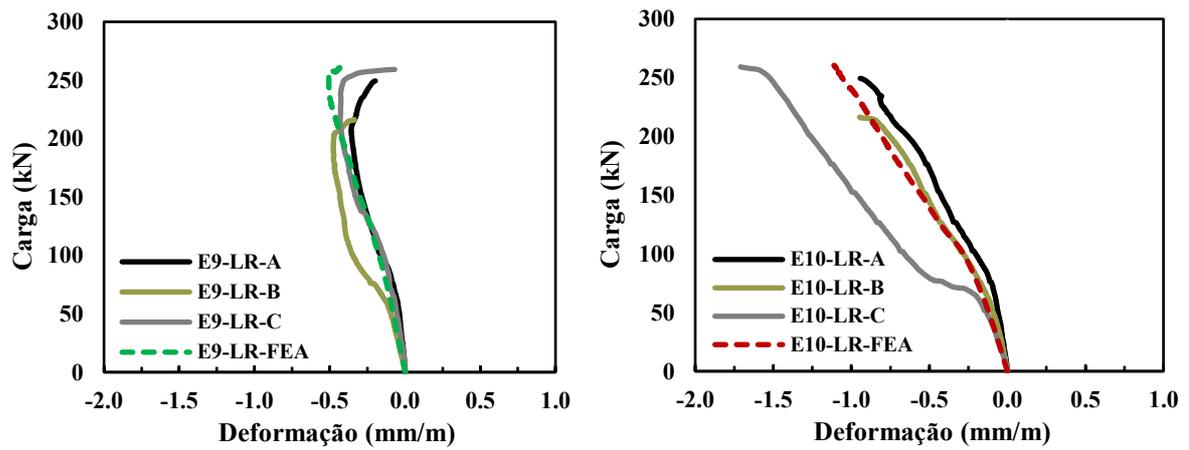
Fonte: Autor, 2024.

A medição das deformações nas armaduras foi realizada em pontos próximos aos pilares, nas duas direções de reforço, mas somente nas armaduras superiores ( $\phi$  12,5 mm). Já a medição das deformações no concreto foi realizada somente na face comprimida das lajes, em regiões adjacentes aos pilares.

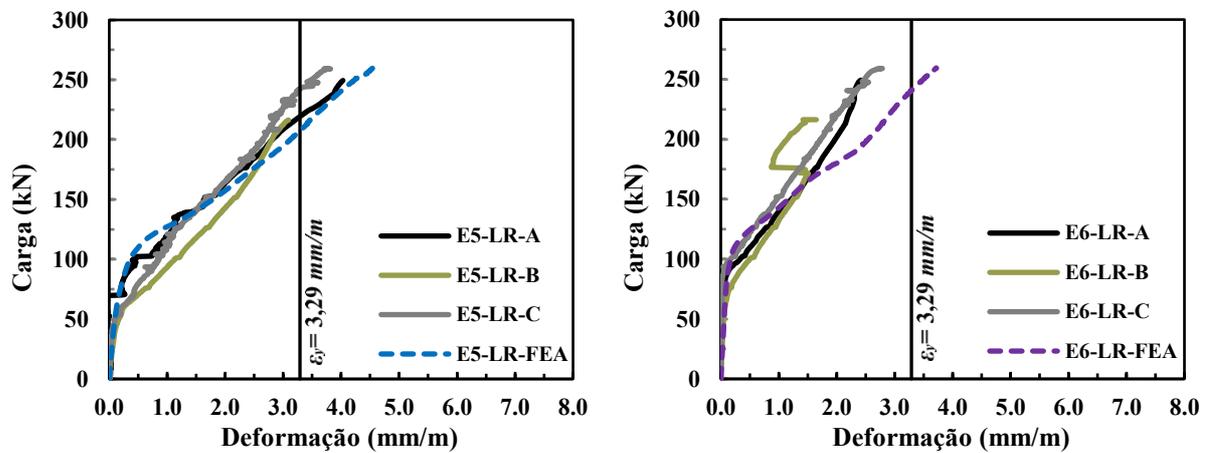
Para a avaliação das deformações no concreto nas simulações, foram selecionadas apenas duas posições de extensômetros para cada laje, sendo estes os extensômetros E9 e E10 para as lajes LR-FEA e LF1-FEA e, E12 e E13 para a laje LF2-FEA. De maneira semelhante para as armaduras, foram selecionados os extensômetros nas posições E5 e E6 para a laje LR-FEA, E6 e E7 para as lajes LF1-FEA e LF2-FEA. As Figuras (4.17), (4.18) e (4.19) comparam os resultados das deformações medidas nas análises numéricas e os resultados experimentais por Liberati (2019). A Figura (4.20) apresenta o comparativo entre os resultados Carga-Deslocamento dos modelos numéricos.

#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

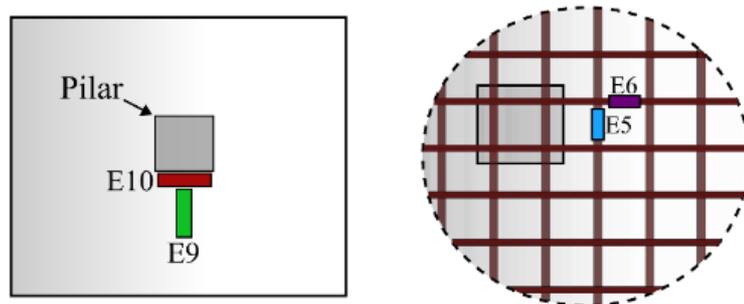
Figura 4.17 - Curvas Carga-Deformação para o concreto e para as armaduras da laje LR-FEA.



(a) Concreto



(b) Armaduras

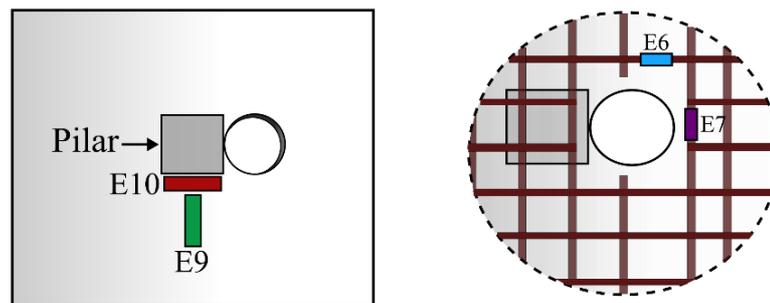
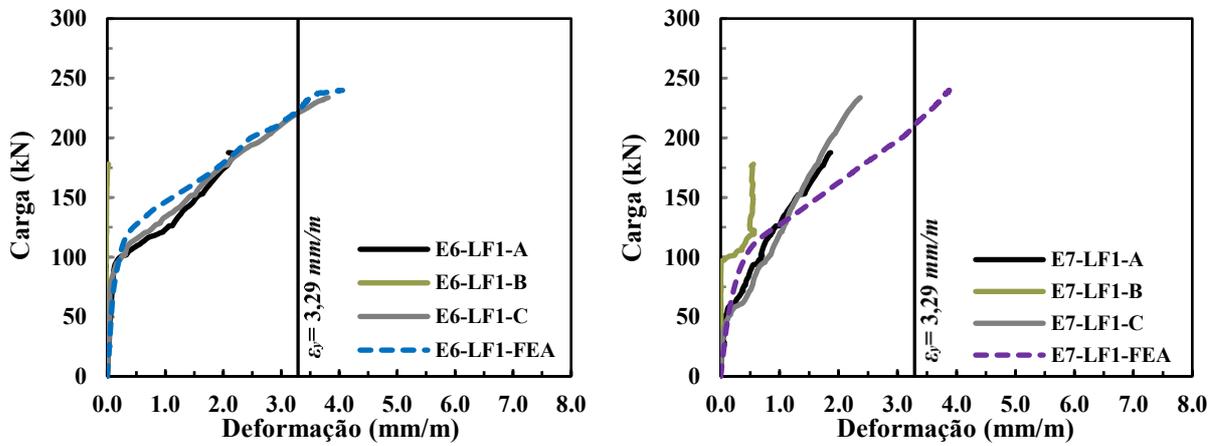
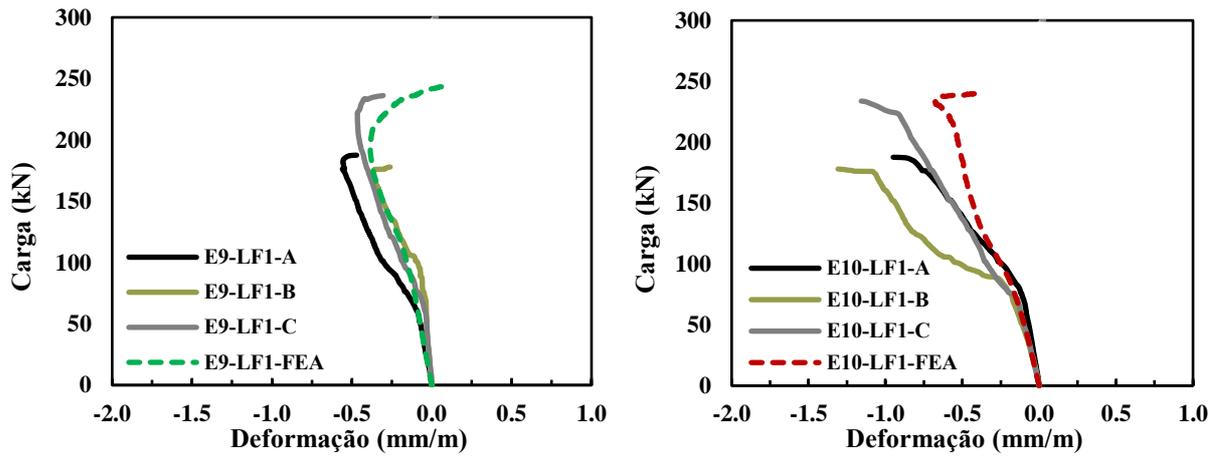


(c) Posicionamento dos extensômetros

Fonte: Autor, 2024.

#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

Figura 4.18 - Curvas Carga-Deformação para o concreto e para as armaduras da laje LF1-FEA.

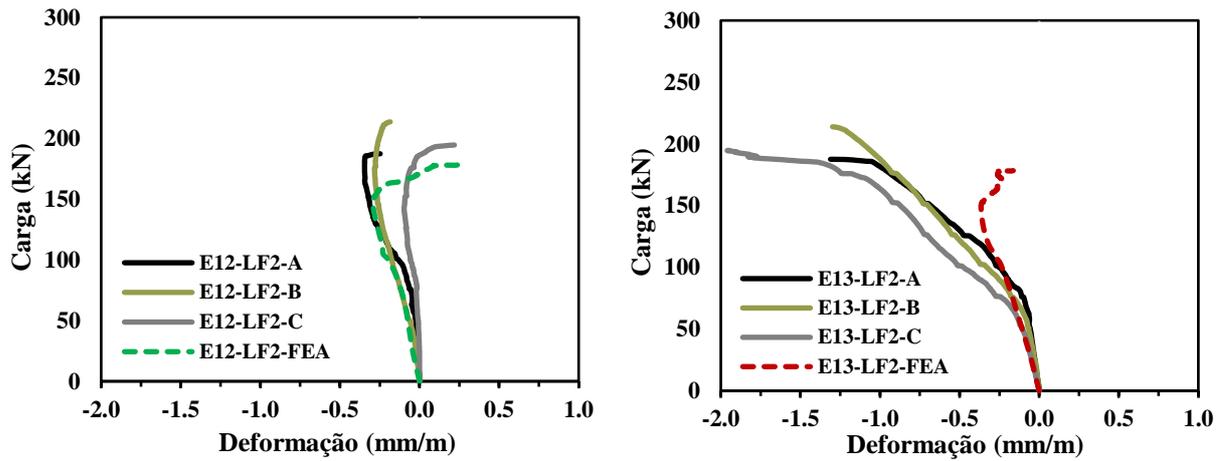


(c) Posicionamento dos extensômetros

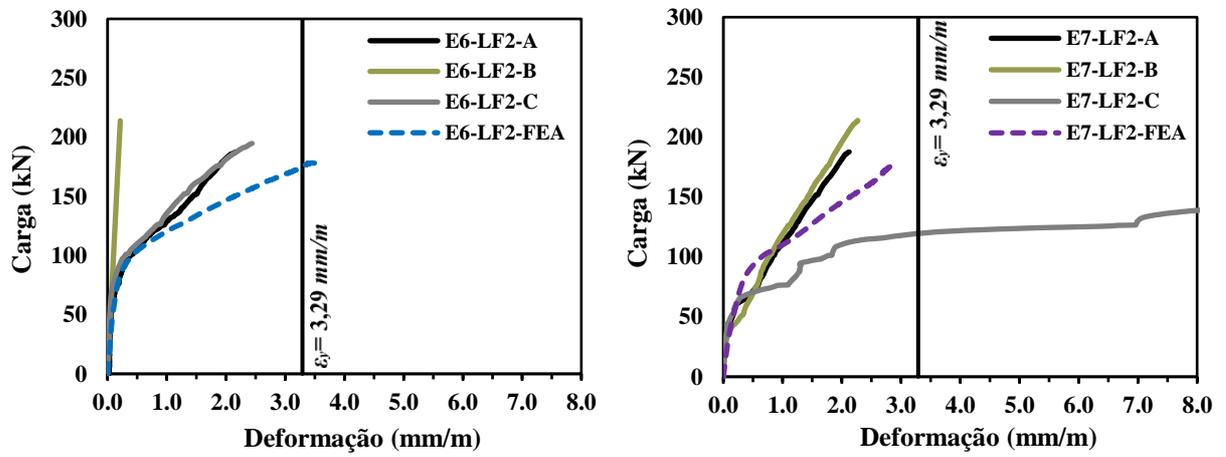
Fonte: Autor, 2024.

#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

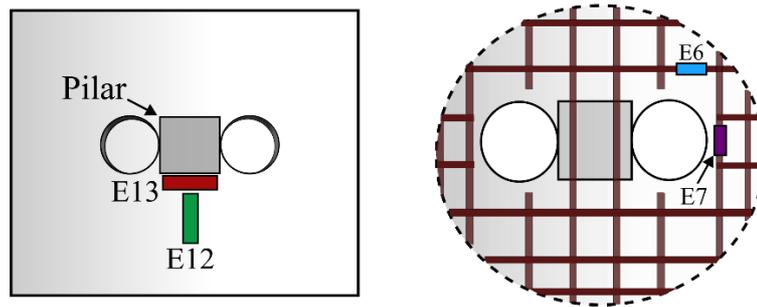
Figura 4.19 - Curvas Carga-Deformação para o concreto e para as armaduras da laje LF2-FEA.



(a) Concreto



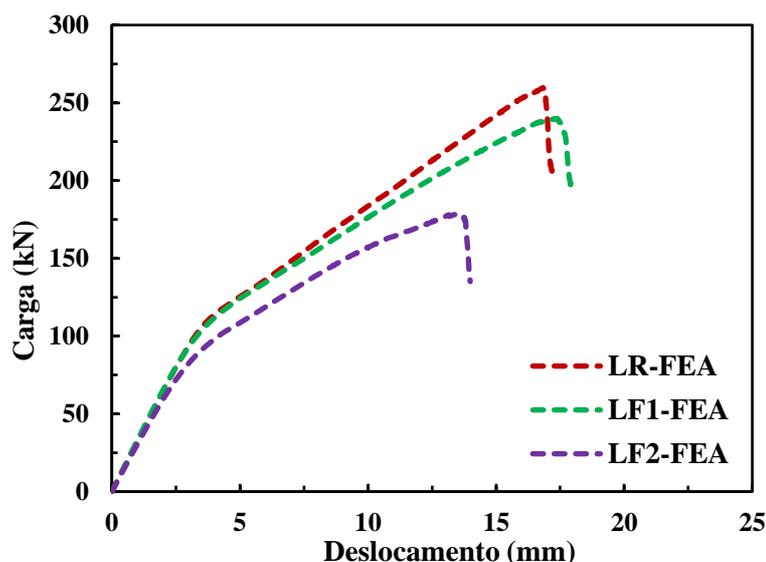
(b) Armaduras



(c) Posicionamento dos extensômetros

Fonte: Autor, 2024.

Figura 4.20 - Comparação da capacidade de carga entre os modelos numéricos.



Fonte: Autor, 2024.

Ao observar os resultados da curva Carga-Deslocamento dos modelos numéricos, nota-se que, semelhante aos resultados experimentais, a presença de aberturas reduz a capacidade de carga das lajes. Sendo assim, comparadas à simulação das lajes de referência (LR-FEA), as lajes LF1-FEA e LF2-FEA apresentam uma redução da capacidade resistente à punção em 7,60% e 31,28%, respectivamente. Ainda, ao comparar as lajes LF1-FEA e LF2-FEA, a presença de duas aberturas adjacentes ao pilar geraram uma redução de 25,63% na resistência à punção da laje.

### 4.3.2 Fissuração e modos de falha

Em cada uma das lajes modeladas, o padrão de fissuração se deu de maneira semelhante, em que as primeiras fissuras radiais se iniciaram através da projeção da face do pilar até as bordas da laje.

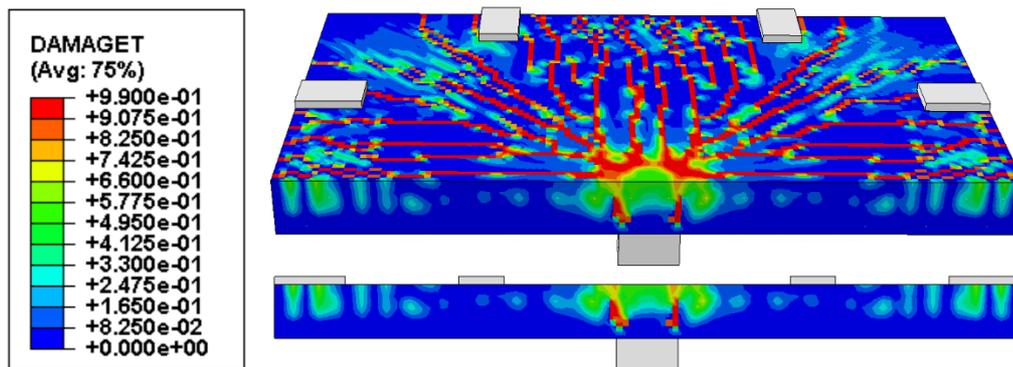
Pesquisas anteriores (Akkaya et al., 2022; Madkour et al., 2022; Gomaa et al., 2023) sugerem que a variável de dano à tração pode ser utilizada para representar a fissuração e ruptura do concreto em modelos numéricos no *software* ABAQUS. O mesmo método foi utilizado para representar a fissuração das lajes corroídas, conforme será discutido no Capítulo 5.

Notou-se que para as lajes LR-FEA, LF1-FEA e LF2-FEA, as primeiras fissuras ocorreram com cerca de 32,98%, 36,54% e 27,87% das respectivas cargas de ruptura, correspondendo ao intervalo de 75 kN à 100 kN, assim como nos resultados experimentais.

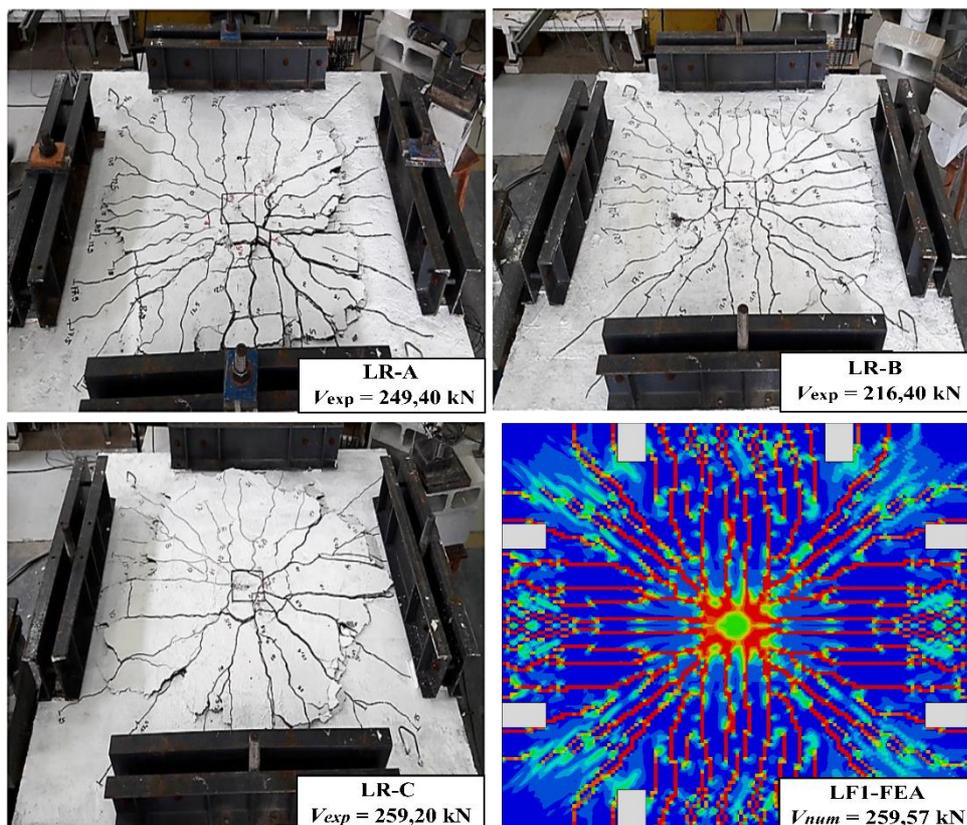
## 4 MODELAGEM NUMÉRICA

Nas lajes com aberturas, as fissuras surgiram na superfície superior, entre o centro do pilar e o interior das aberturas, posteriormente evoluindo até as bordas das lajes, em conformidade com o ensaio experimental. As Figuras (4.21) à (4.23) apresentam as superfícies de rupturas das lajes LR-FEA, LF1-FEA e LF2-FEA, e suas respectivas comparações com os resultados finais de fissuração captados por Liberati (2019).

Figura 4.21 - (a) Padrão de fissuração para a laje LR-FEA; (b) Comparação entre o modelo LR-FEA e os resultados experimentais da Série 1.



(a)

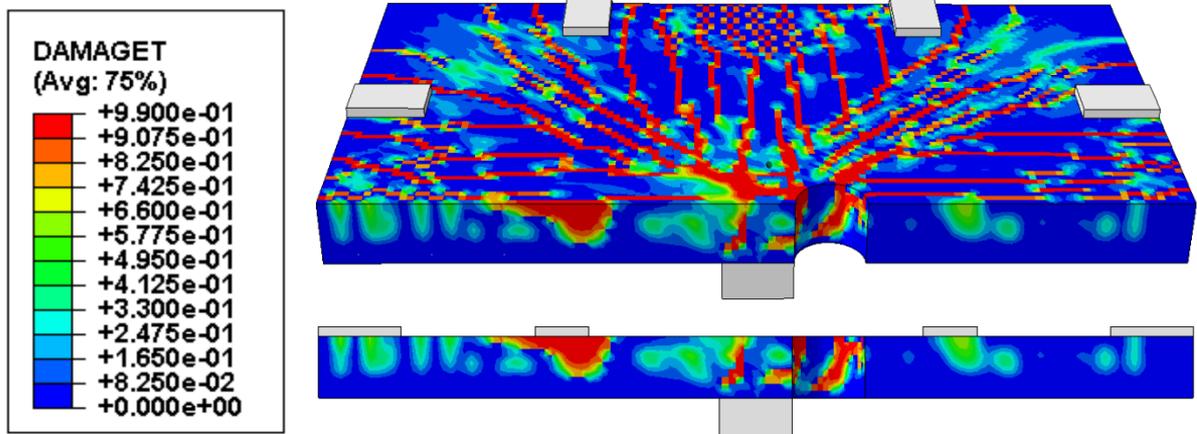


(b)

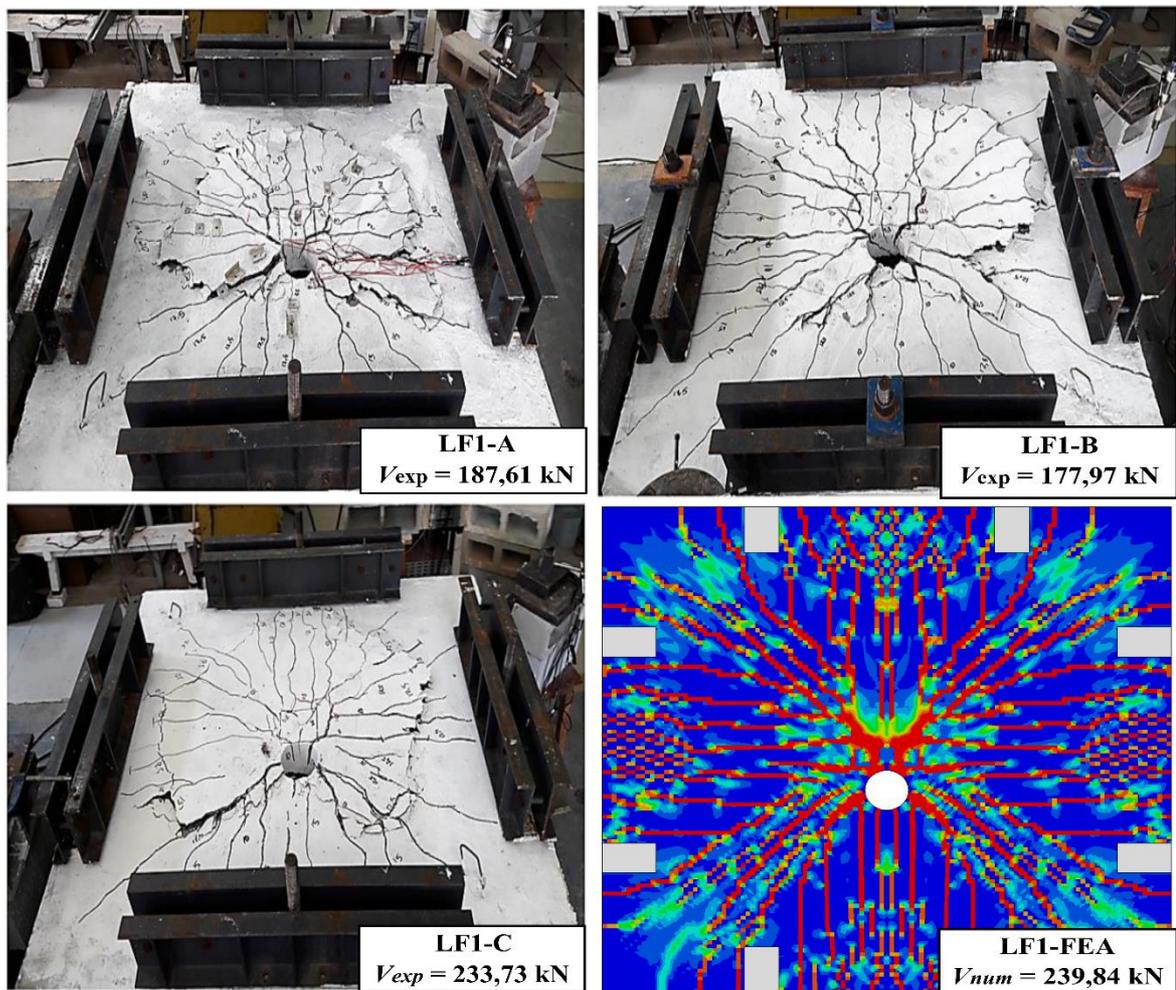
Fonte: Autor, 2024.

#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

Figura 4.22 - (a) Padrão de fissuração para a laje LF1-FEA; (b) Comparação entre o modelo LF1-FEA e os resultados experimentais da Série 2.



(a)

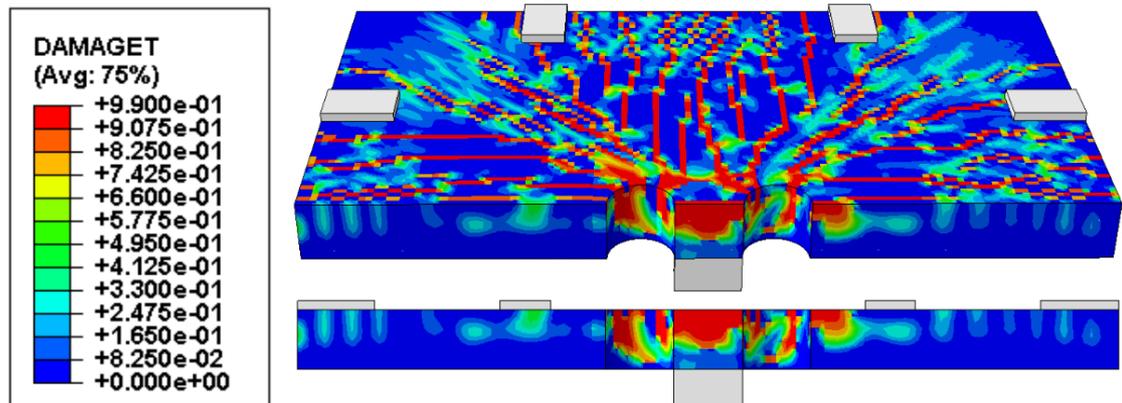


(b)

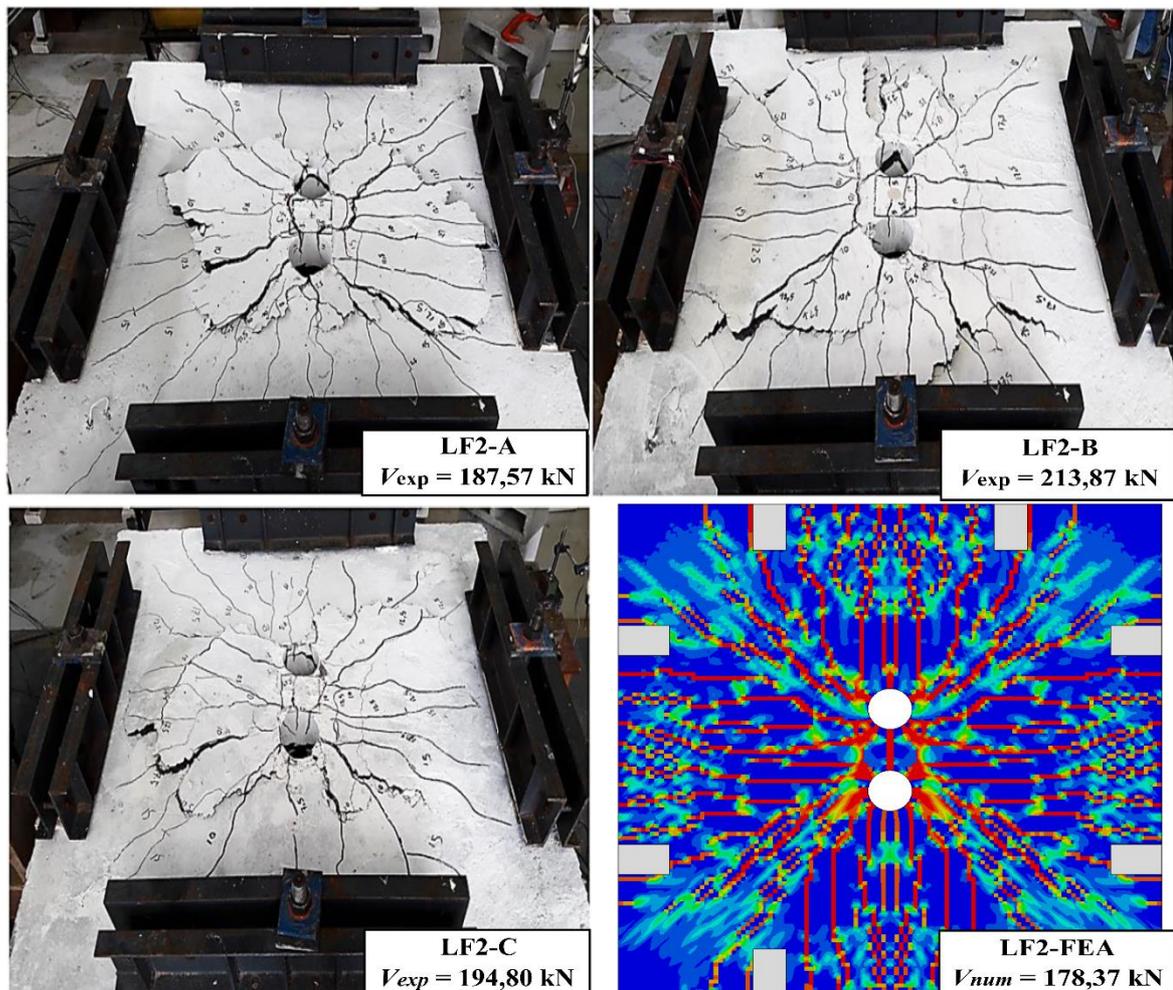
Fonte: Autor, 2024.

#### 4 MODELAGEM NUMÉRICA

Figura 4.23 - (a) Padrão de fissuração para a laje LF2-FEA; (b) Comparação entre o modelo LF2-FEA e os resultados experimentais da Série 3.



(a)



(b)

Fonte: Autor, 2024.

#### **4 MODELAGEM NUMÉRICA**

---

Logo, com os modelos calibrados, e representando com acurácia as curvas Carga-Deslocamento, Carga-Deformação e o modo de fissuração, a pesquisa prosseguiu para a etapa de análise das lajes submetidas à corrosão através da modelagem em elementos finitos.

Para tal, no Capítulo 5 é detalhado todo o processo de correção do comportamento dos materiais, bem como a modelagem das etapas inerentes ao processo corrosivo.

# 5 MODELAGEM DA CORROSÃO

Após o processo de calibração e validação numérica das três lajes lisas com e sem aberturas adjacentes ao pilar, os modelos foram submetidos a uma análise paramétrica a fim de incluir todos os efeitos causados pelo processo corrosivo. Foram implementadas no ABAQUS todas as atualizações do comportamento dos materiais, presentes na literatura, para os danos induzidos pela corrosão. Esse processo é descrito no decorrer desta seção.

### 5.1. PENALIZAÇÃO DAS ARMADURAS

De acordo com o Capítulo 3 deste estudo, sabe-se que a corrosão gera a redução das propriedades mecânicas e geométricas das armaduras de aço no interior do concreto. Ainda, conforme os códigos normativos Eurocode 2 (2004), *fib* Model Code (2010) e NBR 6118 (2023), apenas armaduras à uma distância de até  $2d$  das faces do pilar são efetivas para resistir à punção. Sendo assim, para o estudo em questão, considerou-se uma corrosão puntiforme na região central das armaduras principais.

Conforme visto na revisão da literatura, o aumento da corrosão afeta as propriedades mecânicas como a tensão de escoamento ( $f_y$ ) e o módulo de elasticidade ( $E_s$ ) do aço. Essa penalização ocorre devido a formação dos pites, característica da corrosão não uniforme, propiciando a concentração de tensões nos pontos de maior fragilidade (DU *et al.*, 2005; OU e NEGUYEN, 2014). Assim, conforme as Equações (3.29) e (3.30) apresentadas por Al-Osta (2013) e Sarno e Pugliese (2020), é possível atualizar o comportamento dessas propriedades de acordo com o grau de corrosão imposto. As equações são repetidas abaixo por conveniência.

$$f_{y,corr} = (1 - \alpha_1 Q_{corr}) f_y \quad (5.1)$$

$$E_{s,corr} = (1 - 0,007 Q_{corr}) E_s \quad (5.2)$$

onde  $Q_{corr}$  é o grau de corrosão medido em porcentagem,  $f_y$  e  $E_s$  representam a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade inicial da armadura íntegra e  $\alpha_1$  um coeficiente de redução que pode ser adotado entre 0 à 0,020, a depender do estado de corrosão aplicado (acelerada ou em campo), ou ainda, pelo tipo de corrosão (uniforme ou puntiforme). Para este

trabalho, o valor de  $\alpha_I$  foi adotado como 0.0198, de acordo com as recomendações de Wang e Liu (2008) para corrosão puntiforme.

### 5.2. PENALIZAÇÃO DO CONCRETO

A corrosão das armaduras também gera a fissuração do concreto devido às reações expansivas, afetando assim o comportamento do material. O modelo utilizado para representar a redução da resistência à compressão do concreto foi o apresentado por Shayanfar *et al.* (2016).

A pesquisa de Shayanfar *et al.* (2016) consistiu na construção de espécimes cúbicos de concreto armado, aos quais foi aplicada uma corrosão acelerada. As amostras foram moldadas com diferentes relações água-cimento (0.40, 0.45 e 0.50). Após a aplicação da corrosão, foram realizados testes de resistência à compressão para medir a redução dessa resistência em diferentes graus de corrosão.

Os resultados mostraram que a redução da resistência à compressão do concreto é proporcional ao aumento do grau de corrosão das armaduras. Foram obtidas correlações para calcular a redução da resistência à compressão em função do grau de corrosão para os três tipos de concreto ensaiados. Observou-se que, em concretos com maior resistência (menor relação água-cimento), a redução da resistência à compressão é menor em comparação com concretos de menor resistência (maior relação água-cimento), para o mesmo grau de corrosão.

A fim de se obter o resultado do impacto da corrosão na resistência à compressão do concreto, é necessário se obter um fator de redução ( $\lambda$ ). Esse fator pode ser calculado por meio das Equações (5.3), (5.4) e (5.5), que preveem os efeitos da corrosão na resistência à compressão do concreto para as relações água-cimento de 0.40, 0.45 e 0.50, respectivamente. Por fim, após obter o valor de  $\lambda$ , a redução da resistência à compressão pode ser calculada de acordo com a Equação (5.6). Já a resistência à tração seguiu sendo estimada de acordo com a norma *fib* Model Code (2010) (Equação 4.4), levando em consideração a resistência à compressão reduzida pelos efeitos da corrosão.

$$\lambda = 2.72 C_w - 1.98 \quad (5.3)$$

$$\lambda = 2.288 C_w - 1.733 \quad (5.4)$$

$$\lambda = 2.576 C_w - 1.876 \quad (5.5)$$

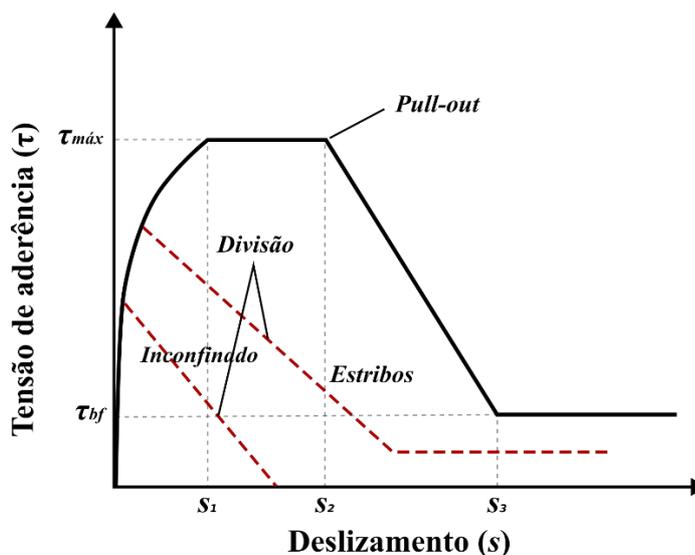
$$f'_{c,corr} = (1 - \lambda)f'_c \quad (5.6)$$

### 5.3. REDUÇÃO DA ADERÊNCIA ENTRE O AÇO E CONCRETO

Para a situação de ligações laje-pilar corroídas, não é possível assumir a aderência perfeita entre o aço e o concreto, haja vista que a redução da área de seção transversal das armaduras e a expansão dos produtos corrosivos no interior do concreto geram fissurações que acabam reduzindo a resistência de aderência entre os dois materiais. Logo, como a redução da aderência é uma das principais deteriorações geradas pelo processo corrosivo, o comportamento de deslizamento entre o aço e o concreto deve ser considerado para simular a influência da corrosão das armaduras na resistência de modelos em elementos finitos. Essa perda da aderência é causada pelo mecanismo de fissuração, já que a corrosão diminui o confinamento das armaduras no interior do concreto.

A norma *fib* Model Code (2010) desenvolveu um modelo não linear para estimar o comportamento aderência-deslizamento (*bond-slip*) entre a barra de aço não corroída e o concreto, conforme ilustra a Figura 5.1. Para a ruptura por arrancamento (*pull-out*), a curva apresenta três regiões. A primeira apresenta um aumento não linear da tensão de aderência até atingir o valor máximo ( $\tau_{m\acute{a}x}$ ). A segunda região é definida por uma tensão de aderência constante por uma faixa de deslizamento definida entre os valores  $s_1$  e  $s_2$  sob condições confinadas. Na falta de confinamento, essa linha horizontal ficará inclinada, indicando que houve uma falha por divisão (*splitting*) ao invés de uma falha por arrancamento. A terceira região, por fim, indica que a tensão de aderência diminui até um nível constante inferior à  $\tau_{bf}$ . No caso de *splitting*, a resistência de aderência é muito menor do que em casos de ruptura por arrancamento.

Figura 5.1 - Comportamento aderência-deslizamento.



Fonte: *fib* Model code (2010).

## 5 MODELAGEM DA CORROSÃO

A curva Aderência-Deslizamento apresentada pela *fib* Model Code (2010) é definida de acordo com as Equações (5.7) à (5.10), e tem seus parâmetros definidos de acordo com a Tabela (5.1).

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x} \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha, \quad 0 \leq s \leq s_1 \quad (5.7)$$

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x}, \quad s_1 \leq s \leq s_2 \quad (5.8)$$

$$\tau = \tau_{m\acute{a}x} - \frac{(\tau_{m\acute{a}x} - \tau_{bf})(s - s_2)}{(s_3 - s_2)}, \quad s_2 \leq s \leq s_3 \quad (5.9)$$

$$\tau = \tau_{bf}, \quad s > s_3 \quad (5.10)$$

Tabela 5.1 - Parâmetros de comportamento aderência-deslizamento.

Pull-Out (PO)			Splitting (SP)			
Boa aderência	Outras condições de aderência		Boa aderência		Outras condições de aderência	
			Inconfinado	Estribos	Inconfinado	Estribos
$\tau_{m\acute{a}x}$	$2.5\sqrt{f_{ck}}$	$1.25\sqrt{f_{ck}}$	$7.0 \left( \frac{f_{ck}}{20} \right)^{0.25}$	$8.0 \left( \frac{f_{ck}}{20} \right)^{0.25}$	$5.0 \left( \frac{f_{ck}}{20} \right)^{0.25}$	$5.5 \left( \frac{f_{ck}}{20} \right)^{0.25}$
$s_1$	1.0 mm	1.8 mm	$s (\tau_{m\acute{a}x})$	$s (\tau_{m\acute{a}x})$	$s (\tau_{m\acute{a}x})$	$s (\tau_{m\acute{a}x})$
$s_2$	2.0 mm	3.6 mm	$s_1$	$s_1$	$s_1$	$s_1$
$s_3$	$c_{clear}$	$c_{clear}$	$1.2 s_1$	$0.5 c_{clear}$	$1.2 s_1$	$0.5 c_{clear}$
$\alpha$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
$\tau_{bf}$	$0.4 \tau_{m\acute{a}x}$	$0.4 \tau_{m\acute{a}x}$	0	$0.4 \tau_{m\acute{a}x}$	0	$0.4 \tau_{m\acute{a}x}$

1)  $c_{clear}$  é a distância entre as nervuras da armadura.

Fonte: *fib* Model Code (2010).

Ao considerar o impacto da corrosão na perda de aderência entre o aço e o concreto, a tensão de aderência mudará, alterando assim o comportamento da curva Aderência-Deslizamento. Diferentes técnicas de modelagem da aderência entre o aço e o concreto são utilizadas na literatura para análises em elementos finitos. Gomaa *et al.* (2023) apresentaram uma técnica de modelagem que consiste na utilização de elementos C3D8R para as armaduras e

o concreto, assim utilizando o contato de superfície coesiva entre ambas as partes, calculando a tensão máxima de aderência ( $\tau_{m\acute{a}x}$ ) e o deslizamento máximo entre o aço e o concreto ( $s_{m\acute{a}x}$ ), por fim, obtendo a rigidez de aderência ( $K_{nn}$ ,  $K_{ss}$  e  $K_{tt}$ ), em que  $K_{nn}$  é a rigidez normal ao plano de trabalho, e  $K_{ss}$  e  $K_{tt}$  representam a rigidez ao cisalhamento no plano de trabalho.

Por outro lado, ao se utilizar elementos de treliça (T3D2) para modelagem das armaduras, existem duas técnicas presentes na literatura que podem ser utilizadas para representar a redução da aderência entre o aço e o concreto. Tang *et al.* (2020) apresentam uma solução através da utilização de elementos de mola SPRING2, que é um elemento de mola de dois nós que permite o cálculo da rigidez apenas na direção paralela à direção do elemento, e cada nó possui apenas os graus de liberdade de translação, sendo restringidas as rotações. Sendo assim, os autores utilizaram elementos de mola para representar a redução da aderência aço-concreto em vigas corroídas e reforçadas com placas metálicas. Seus resultados apresentaram boa concordância no comportamento das curvas Carga-Deslocamento, porém os autores apenas avaliaram o comportamento para 10% de corrosão.

Outra alternativa para modelar a redução da rigidez no contato aço-concreto é a utilização de elementos CONN3D2 (elementos de conectores), apresentada por Li *et al.* (2014). No estudo conduzido por Li *et al.* (2014), os autores investigaram o comportamento de paredes de concreto submetidas à corrosão por meio de um modelo de cálculo para o comportamento da aderência em função da taxa de corrosão aplicada na estrutura. O método proposto modela a rigidez máxima do vínculo aço-concreto para os casos em que o grau de corrosão ( $\rho$ ) atinge até 4%, segundo a Equação (5.11), ou ainda, entre 4% e 80%, conforme a Equação (5.12) (TANG *et al.*, 2020).

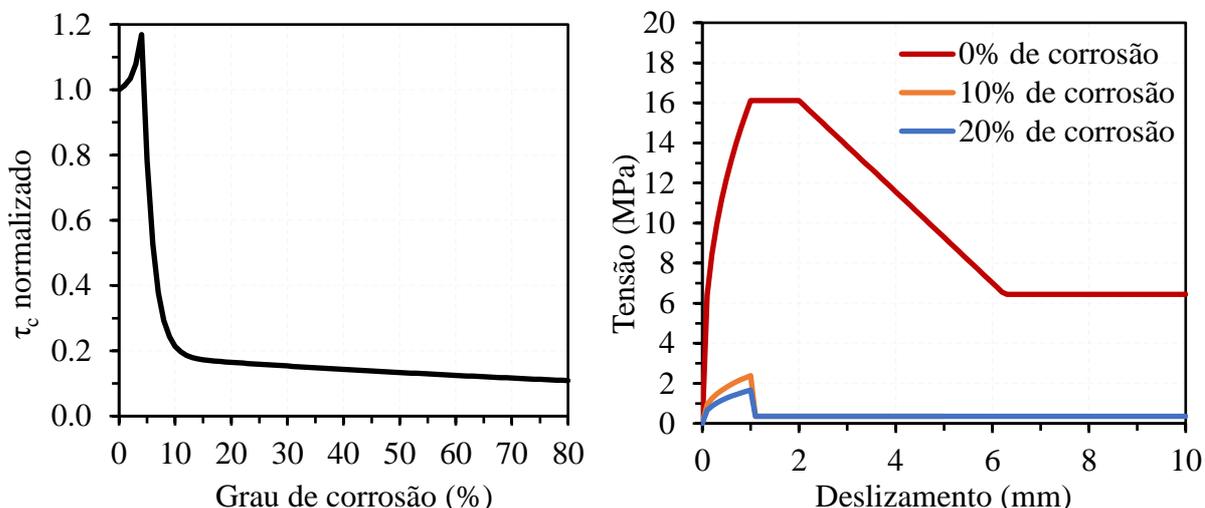
$$\tau_c = (0.0069e^{0.7858\rho} + 0.9959e^{0.0041\rho}) \tau_{m\acute{a}x} \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha, \quad 0 \leq \rho \leq 4\% \quad (5.11)$$

$$\tau_c = (0.1887e^{-0.0069\rho} + 9.662e^{-0.5552\rho}) \tau_{m\acute{a}x} \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha, \quad 4\% \leq \rho \leq 80\% \quad (5.12)$$

O modelo de cálculo acima propõe um aumento exponencial na resistência máxima do vínculo aço-concreto até o grau de corrosão de 4%, e posteriormente uma diminuição exponencialmente até um valor aproximadamente constante após os 20% de corrosão, sendo cerca de 10% da sua resistência original, conforme demonstra a Figura (5.2). Segundo Li *et al.* (2014), essa redução da tensão de aderência ocorre devido a formação de produtos de corrosão que alteram o mecanismo de aderência, reduzindo a adesão química e o intertravamento

mecânico entre o aço e o concreto. A Figura (5.2) também mostra as respectivas curvas Tensão-Deslizamento para cada grau de corrosão considerado neste estudo.

Figura 5.2 – Curva normalizada da deterioração da tensão de aderência em função do grau de corrosão e curvas para os graus de corrosão de 0%, 10% e 20% de corrosão.



Fonte: Autor, 2024.

Após realizar alguns testes, optou-se por utilizar a abordagem com elementos de conectores (CONN3D2) para simular a deterioração da resistência de aderência entre o aço e o concreto. Esse tipo de elemento permite capturar o comportamento aderência-deslizamento de maneira não-linear. Sua aplicação é feita a partir de dois pontos, sendo um conectado ao concreto e outro na armadura. Através desta conexão, é imposto o comportamento definido pelas curvas resultantes das Equações (5.11) e (5.12).

### 5.4. VALIDAÇÃO DO MÉTODO DE MODELAGEM DA CORROSÃO

Com o intuito de validar o impacto da corrosão nos processos de penalização das armaduras, concreto e aderência supracitados, um modelo numérico baseado nos resultados experimentais de Qian *et al.* (2022) foi construído.

Em seu estudo, Qian *et al.* (2022) investigaram doze ligações laje-pilar divididas em três séries de estudo com diferentes taxas da armadura, espessuras de laje e graus de corrosão. A série 3 (S3) foi selecionada para validação de modelagem do processo corrosivo, sendo composta pelas lajes S3-0, S3-10, S3-20 e S3-30, nomeadas de maneira a indicar 0%, 10%, 20% e 30% de corrosão, respectivamente.

Para validação do processo corrosivo, apenas as lajes S3-0, S3-10 e S3-20 foram consideradas. Segundo os autores, apenas as armaduras dentro da distância  $1,5d_0$  da face do pilar (sendo  $d_0$  a espessura da laje) é efetiva para resistir à punção. Sendo assim, a área corroída foi restrita à uma distância de 300 mm de cada face do pilar, sendo uma distância ligeiramente maior do que a região crítica. Apenas as barras principais de flexão dentro desta região foram corroídas.

Conforme observado na Figura (5.3), a construção do modelo numérico seguiu o mesmo padrão das lajes do presente estudo. Sendo assim, os modelos numéricos em elementos finitos gerados neste trabalho foram compostos por elementos sólidos tridimensionais de oito nós (C3D8R) para as partes da laje de concreto e placas metálicas que simularam os apoios. Já para as armaduras, foram empregados elementos de treliça (T3D2).

A convergência das análises foi realizada por meio do controle de deslocamento de modo estático (*Static General*) e o critério utilizado para o processo iterativo de solução foi o método de Newton-Raphson. O deslocamento foi aplicado na face superior do pilar.

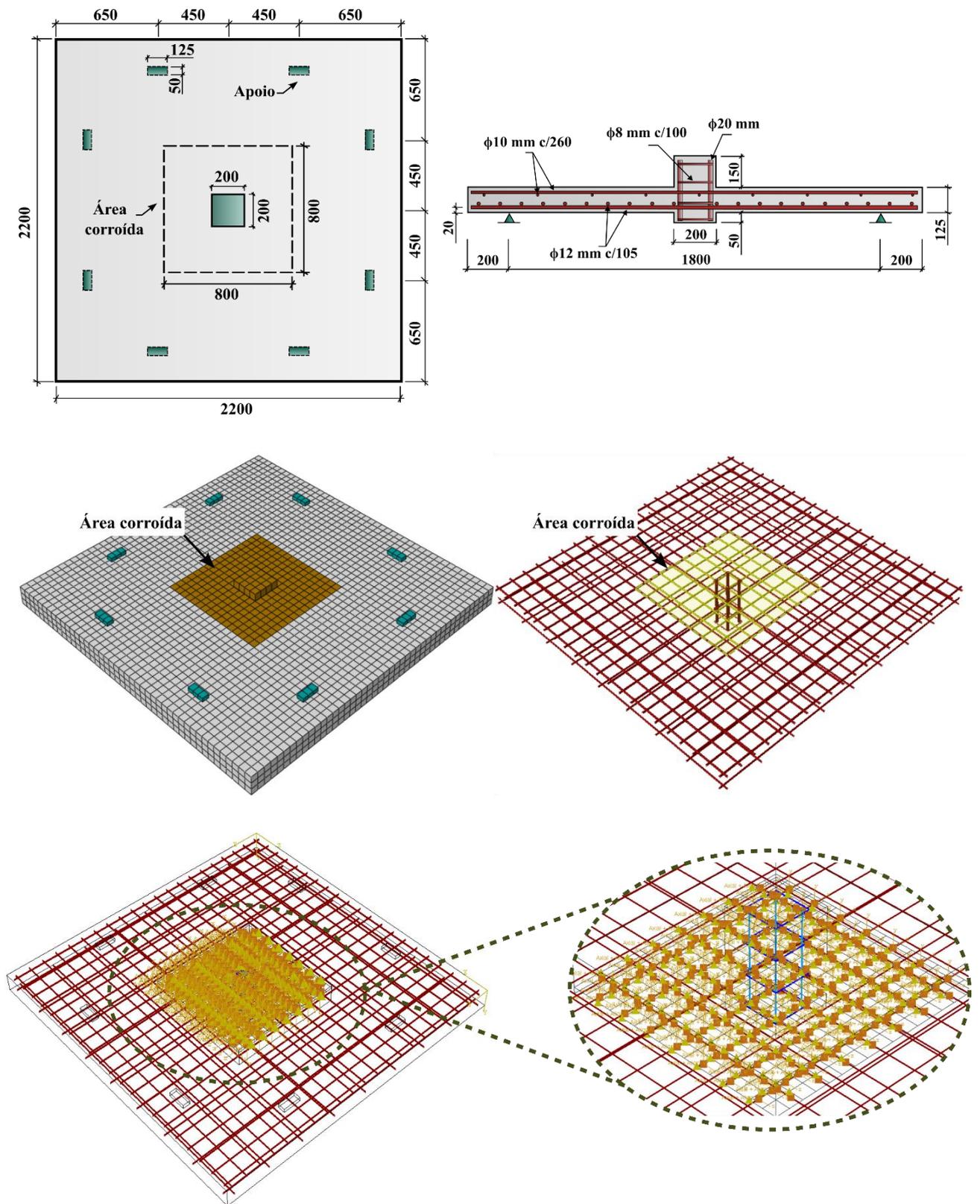
Para representar o comportamento do concreto, o modelo de plasticidade danificada (CDP) foi utilizado. Os parâmetros de plasticidade foram calibrados conforme a resposta carga-deslocamento do modelo de referência não corroído (S3-0), e os valores foram definidos como  $\psi = 45^\circ$ ,  $\epsilon = 0.1$ ,  $fb_0/fc_0 = 1.16$ ,  $K_c = 0.667$ ,  $\mu = 0.0001$ . Para representar o comportamento do concreto à compressão e à tração foram utilizados o modelo constitutivo da norma *fib* Model Code (2010) e o modelo de Hordijk (1991), respectivamente. Porém, o valor da resistência à compressão e à tração foram corrigidos conforme mencionado seção 5.2.

A malha de elementos finitos foi definida como 50 mm para todos os elementos presentes na laje. A interação entre as partes das placas metálicas que simularam os apoios e a laje de concreto foi definida como interação de superfície, por meio de um comportamento tangencial e normal. A interação de região embutida (*embedded region*) foi adotada para as armaduras não corroídas.

A fim de representar a perda de aderência entre o aço e o concreto elementos de conectores (CONN3D2) foram adotados. A categoria de componentes de conexão básicos foi selecionada, em que a translação foi definida como axial e a rotação foi restringida como alinhada (*align*). Segundo o Manual de Usuários do ABAQUS (2012), a translação axial fornece uma conexão entre dois nós que atua ao longo da linha de conexão. Já a restrição de alinhamento fornece uma conexão entre dois nós que alinha suas direções locais. Sendo assim, para as armaduras dispostas na direção do eixo Z global, fez-se necessária a criação de um eixo local em que a direção X fosse paralela à direção do eixo Z global, para permitir a utilização da abordagem de conectores em ambas as direções.

## 5 MODELAGEM DA CORROSÃO

Figura 5.3 – Geometria, malha, área corroída e conexões das lajes experimentais de Qian *et al.* (2022).

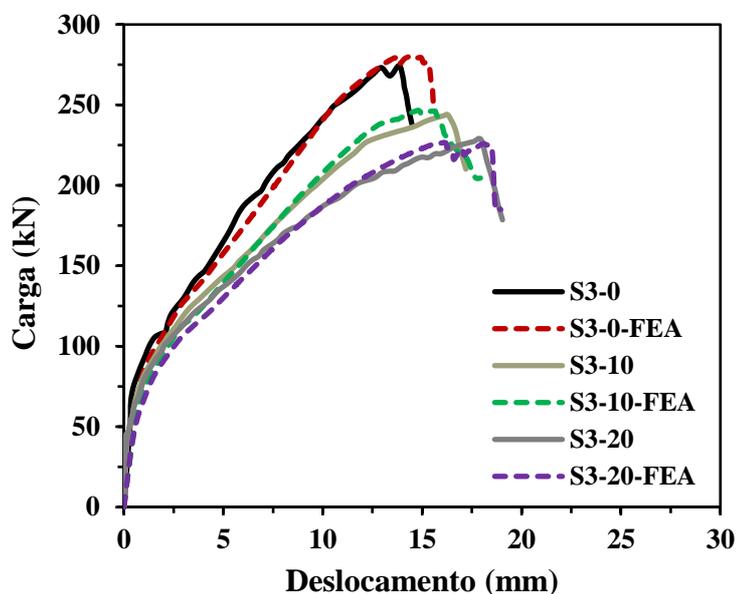


Fonte: Autor, 2024.

As curvas Carga-Deslocamento resultantes do processo de validação numérica das lajes de Qian *et al.* (2022) são apresentadas na Figura (5.4). Conforme é possível observar, o processo de modelagem representou com acurácia os resultados experimentais das lajes corroídas. Notou-se que com o aumento do grau de corrosão, a capacidade resistente das lajes foi reduzida, conforme o esperado.

Em geral, os corpos de prova que foram submetidos à maiores graus de corrosão apresentaram uma rigidez inicial inferior comparada a laje de referência. Isso se deve ao fato de que o processo corrosivo gera a pré-fissuração no concreto, representada nos modelos numéricos através da redução da resistência à tração do concreto.

Figura 5.4 – Comparação entre as curvas Carga-Deslocamento experimentais e numéricas das lajes de Qian *et al.* (2022).



Fonte: Autor (2024).

Qian *et al.* (2022) observaram que a mudança do deslocamento correspondente à carga de pico para diferentes graus de corrosão foi distinta para as diferentes séries de estudo. Assim, a influência da corrosão das armaduras na deformação das ligações laje-pilar depende do modo de ruptura predominante. Porém, é possível observar que a rigidez pós-fissuração das lajes diminuiu significativamente, pois a corrosão diminuiu a área de seção transversal da armadura, o que tem grande influência na rigidez pós-fissuração das peças.

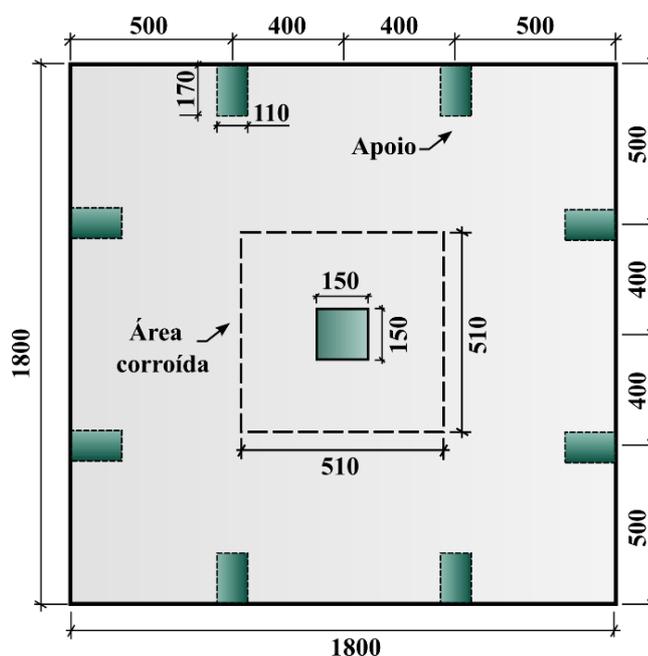
### 5.5. RESULTADOS DE MODELAGEM DA CORROSÃO

Após a modelagem numérica da corrosão aplicada às lajes de Qian *et al.* (2022) representar um resultado satisfatório em comparação aos resultados experimentais, o mesmo processo foi aplicado para as três lajes lisas com e sem aberturas adjacentes ao pilar presentes neste estudo. Portanto, realizou-se a correção do comportamento dos materiais quando submetidos à corrosão, para comparar o comportamento Carga-Deslocamento e o modo de fissuração entre o modelo numérico não corroído e os modelos que representam os graus de corrosão de 10% e 20%.

Os modelos foram nomeados conforme o grau de corrosão ao qual foram submetidos. Sendo assim, as lajes LR-10 e LR-20 representam as lajes da série 1 que foram submetidas aos graus de corrosão de 10% e 20%, respectivamente. O mesmo sucedeu para as lajes da série 2 (LF1-10 e LF1-20) e da série 3 (LF2-10 e LF2-20), que possuem aberturas adjacentes ao pilar.

A região adotada para penalização foi imposta segundo as recomendações da norma ABNT NBR 6118 (2023), que sugere que a distância para o perímetro crítico (C') é de  $2d$ , onde  $d$  é a altura útil da laje. Logo, a região de aplicação da corrosão seguiu à uma distância de 180 mm das faces dos pilares, conforme ilustrado na Figura (5.5).

Figura 5.5 - Área corroída para as lajes do presente estudo.



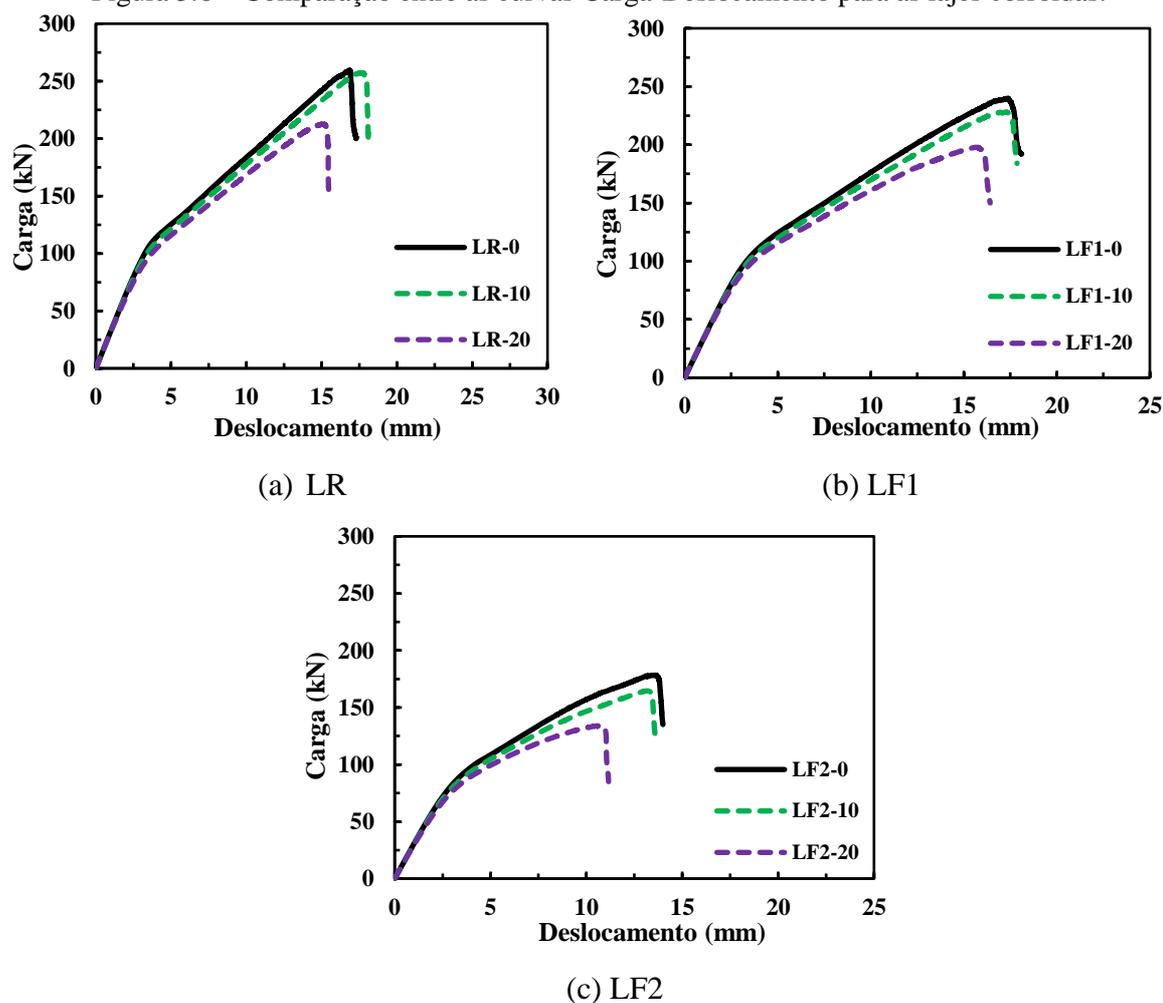
Fonte: Autor, 2024.

## 5.5.1 Análise dos deslocamentos e deformações das lajes corroídas

Semelhante ao aplicado nas lajes de Qian et al. (2022), a penalização do aço, concreto e aderência entre ambos os materiais seguiu a teoria de modelagem apresentada nas seções 5.1, 5.2 e 5.3 desse trabalho. Observou-se que com o aumento do grau de corrosão, a capacidade resistente de todas as lajes foi reduzida, conforme o esperado.

Para as lajes LR-10 e LR-20, o aumento do grau de corrosão ocasionou uma perda da capacidade de carga de 0,87% e 18,10%, respectivamente, em comparação à laje sem corrosão (LR-FEA). Já para as lajes LF1-10 e LF1-20, a redução da capacidade de carga foi de 4,90% e 17,52%, respectivamente quando comparada à laje LF1-FEA. Por fim, em comparação à laje LF2-FEA, as lajes LF2-10 e LF2-20 apresentaram uma redução de 7,70% e 24,93%, respectivamente. A Figura 5.6 apresenta as curvas carga-deslocamento para cada grau de corrosão. A Tabela 5.2 apresenta os resultados de carga e deslocamento de ruptura para as lajes submetidas à corrosão.

Figura 5.6 – Comparação entre as curvas Carga-Deslocamento para as lajes corroídas.



Fonte: Autor, 2024.

Tabela 5.2 - Resultados carga-deslocamento para diferentes graus de corrosão.

Laje	Carga de ruptura (kN)	Deslocamento final (mm)
LR-0	259,57	16,82
LR-10	257,37	17,57
LR-20	212,60	15,09
<b>CV(%)</b>	<b>10,90</b>	<b>7,71</b>
LF1-0	239,84	17,37
LF1-10	228,08	17,25
LF1-20	197,82	15,70
<b>CV(%)</b>	<b>9,77</b>	<b>5,55</b>
LF2-0	178,37	13,59
LF2-10	164,63	13,17
LF2-20	133,90	10,55
<b>CV(%)</b>	<b>14,32</b>	<b>13,25</b>

Fonte: Autor, 2024.

Conforme observado na Figura (5.6), as curvas carga-deslocamento das lajes corroídas apresentaram uma redução significativa na capacidade resistente das lajes à medida que o grau de corrosão aumentou, o que era esperado. Conforme já explicado, as lajes submetidas à maiores graus de corrosão apresentam uma rigidez inicial reduzida devido a diminuição da resistência à tração do concreto gerada pelo processo corrosivo.

Ainda, diferente dos resultados de modelagem das lajes da Série 3 de Qian *et al.* (2022), com o aumento do grau de corrosão, as lajes das séries 2 e 3 (lajes com uma e duas aberturas adjacentes ao pilar, respectivamente), apresentaram não apenas a queda da capacidade de carga, mas também a redução do deslocamento na ruptura. Isso pode ser explicado pois, devido a presença das aberturas, a seção de concreto na região do perímetro crítico acaba sendo reduzida. Logo, com uma menor seção de concreto para colaborar na resistência às tensões de cisalhamento, a propagação das fissuras se intensifica, dada a alta concentração de tensões na região das aberturas, assim ocasionando a ruptura antecipada das lajes. Já para as lajes da Série 1 (sem aberturas), observou-se que o aumento do grau de corrosão para 10% ocasionou em um acréscimo do deslocamento na ruptura, porém, para 20% de corrosão, observou-se a redução da capacidade de carga assim como a redução do deslocamento na ruptura.

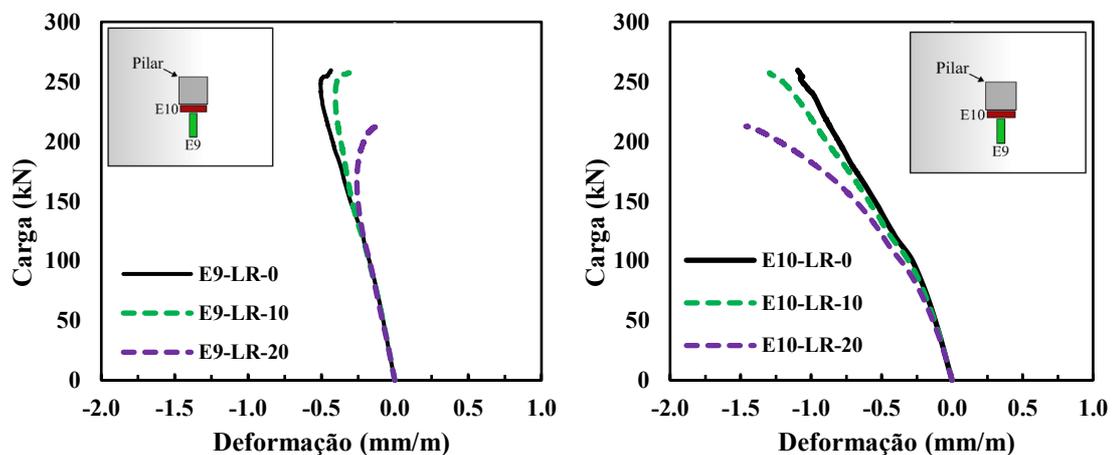
## 5 MODELAGEM DA CORROSÃO

Ainda, conforme é possível observar nas Figuras (5.7) à (5.9), as deformações no concreto em ambas as direções, a partir do surgimento das primeiras fissuras de flexão (na faixa de carga compreendida entre 75 kN e 100 kN), não ultrapassaram a deformação de esmagamento do concreto ( $\epsilon_c > 3,5\%$ ), indicando que o concreto se manteve íntegro nas regiões medidas.

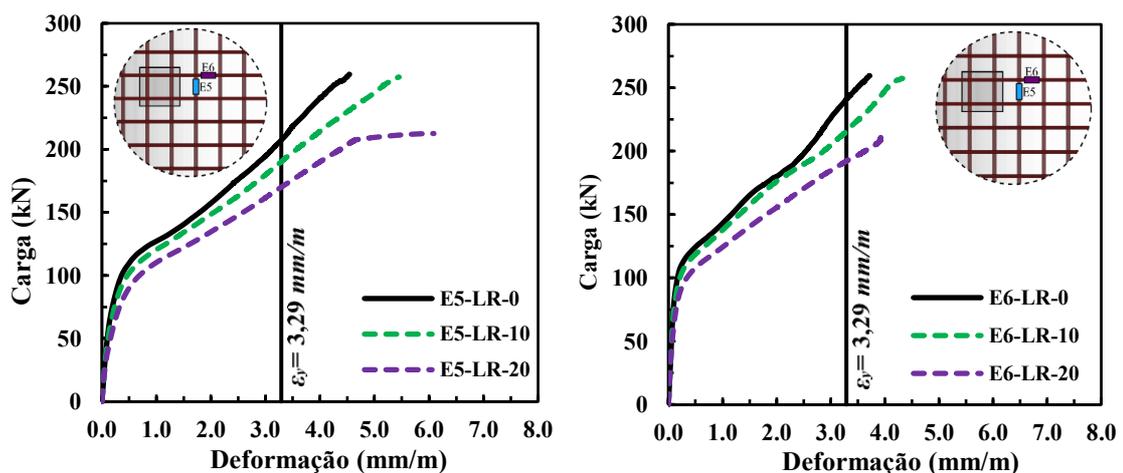
Já para as armaduras, a variável  $\epsilon_y$  é mostrada afim de representar a deformação de escoamento obtida por meio do ensaio de tração axial realizado por Liberati (2019) para as armaduras principais de 12,5 mm.

Para as lajes da Série 2, as deformações medidas nos extensômetros E6 e E7 demonstraram que as armaduras, para ambos os graus de corrosão, alcançaram a deformação de escoamento, porém não chegaram à ruptura.

Figura 5.7 – Comparação das curvas carga-deformação entre as lajes LR-0, LR-10 e LR-20.



(a) Concreto

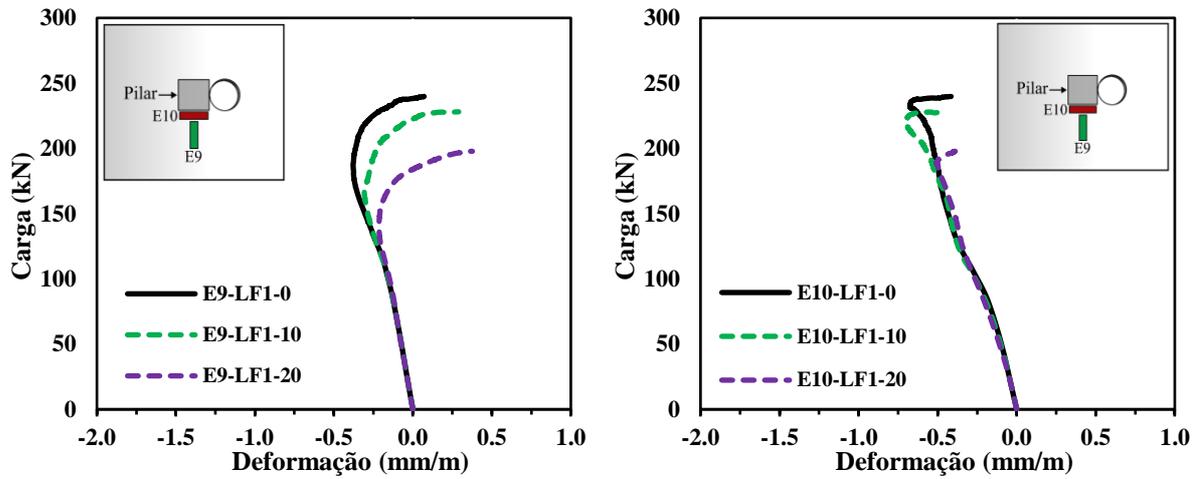


(b) Armaduras

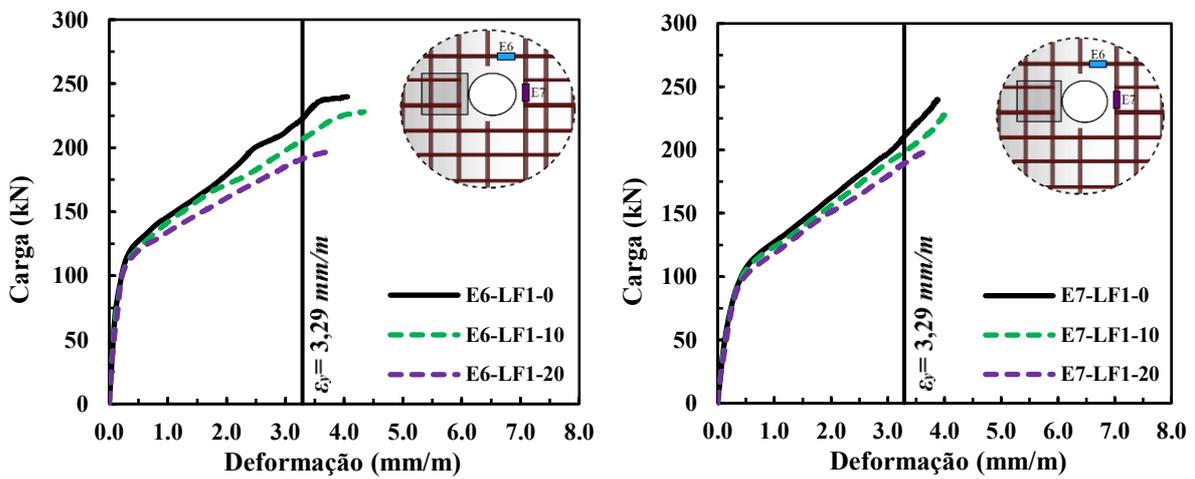
Fonte: Autor, 2024.

## 5 MODELAGEM DA CORROSÃO

Figura 5.8 - Comparação das curvas carga-deformação entre as lajes LF1-FEA, LF1-10 e LF1-20.



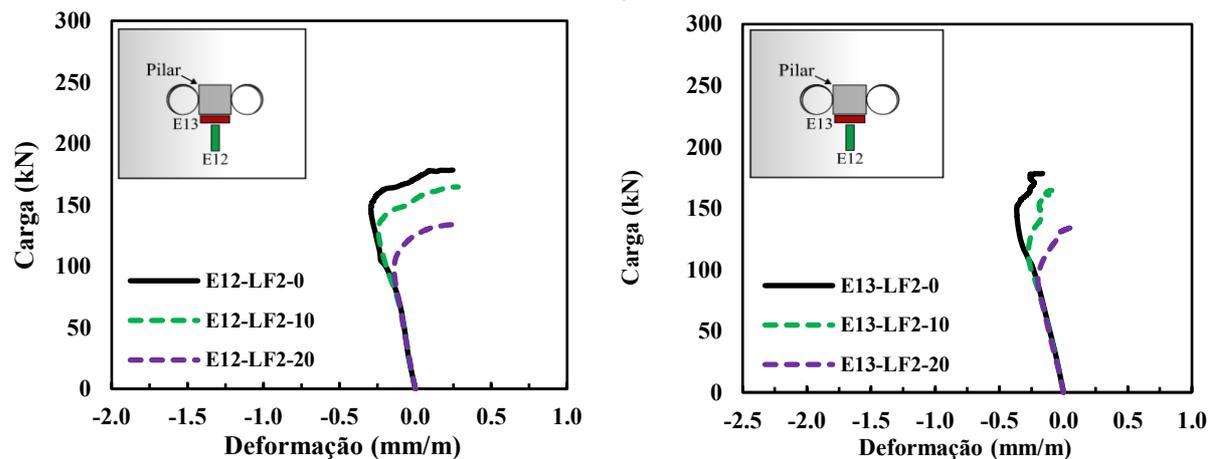
(a) Concreto



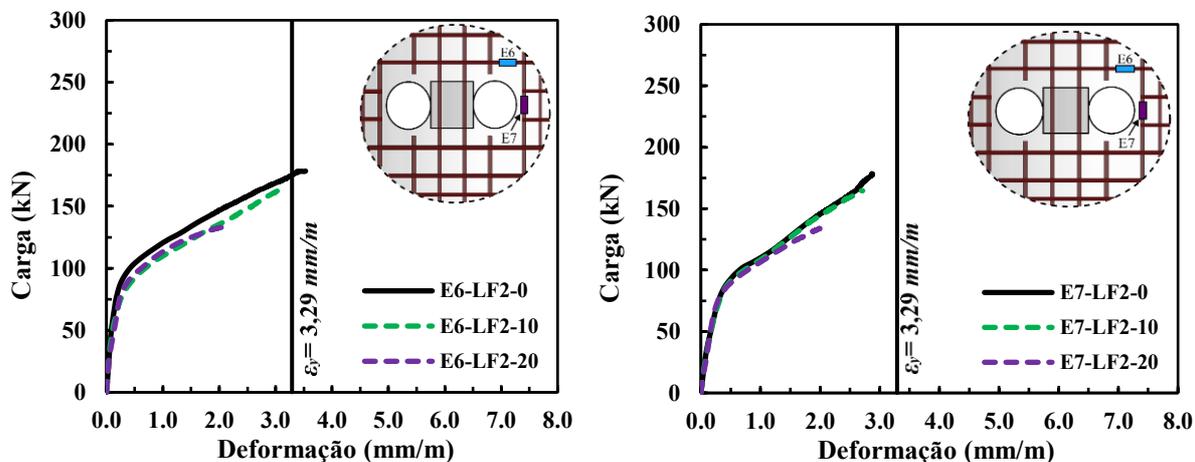
(b) Armaduras

Fonte: Autor, 2024.

Figura 5.9 - Comparação das curvas carga-deformação entre as lajes LF2-FEA, LF2-10 e LF2-20.



(a) Concreto



(b) Armaduras

Fonte: Autor, 2024.

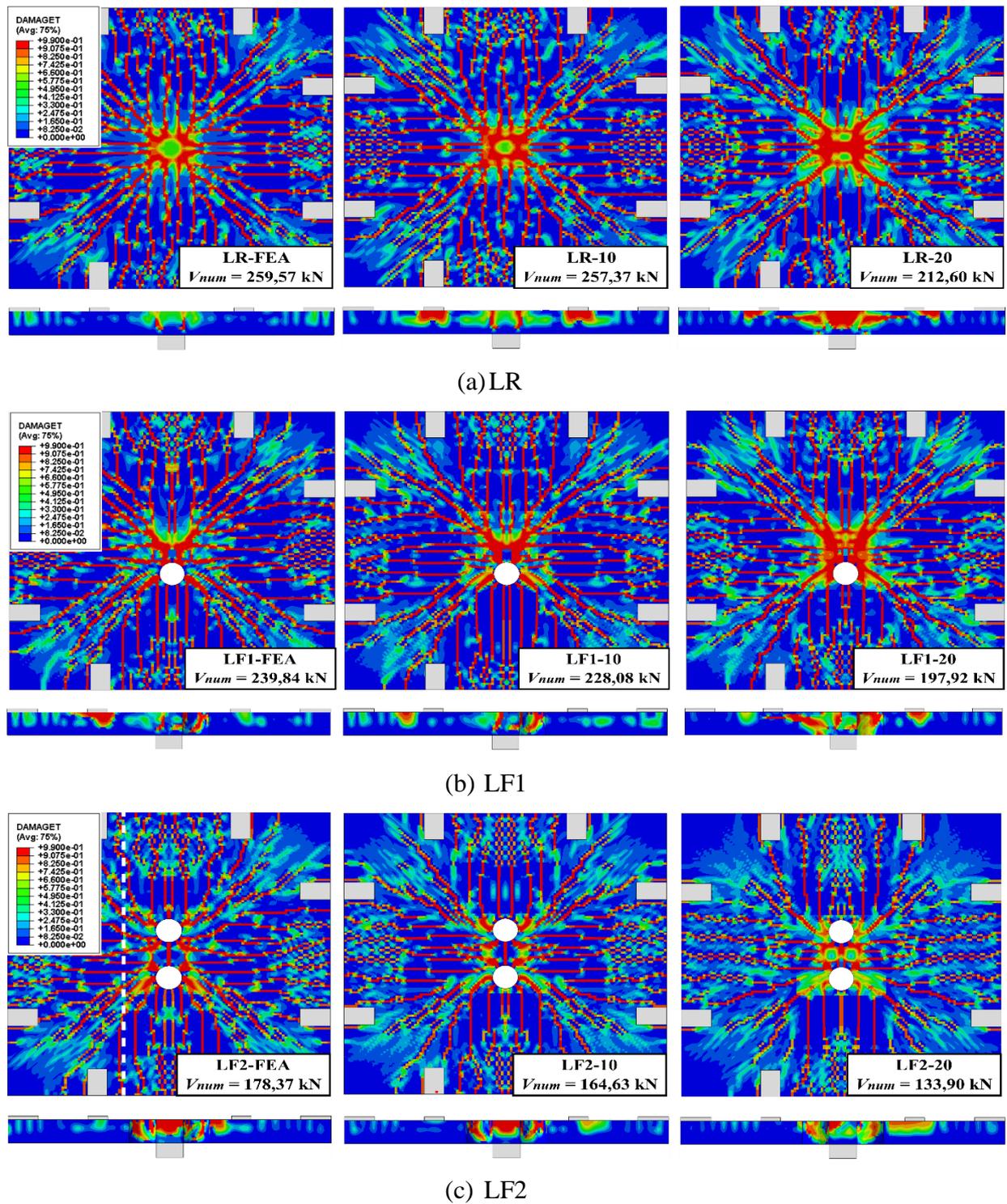
### 5.5.2 Análise do modo de fissuração das lajes corroídas

Uma comparação entre os modos de fissuração das lajes submetidas aos diferentes graus de corrosão e a laje não corroída é mostrada na Figura (5.10). Para as lajes não corroídas, os modelos numéricos simularam adequadamente a superfície de ruptura e a propagação de fissuras, bem como o cone de fissuração característico do fenômeno de punção. Logo, de maneira semelhante, a propagação de fissuras para as lajes corroídas é demonstrada pela utilização do índice de propagação do dano à tração (DAMAGET). É possível observar que com o aumento do grau de corrosão, ocorre também o aumento da fissuração das lajes, pois as fissuras de cisalhamento podem se propagar ao longo de fissuras longitudinais provocadas pela penalização do concreto. Notou-se que, para as lajes das Séries 2 e 3, a fissuração foi maior na projeção do

## 5 MODELAGEM DA CORROSÃO

pilar, na região acima das aberturas. Já para as lajes da Série 1, notou-se uma intensificação das fissuras radiais e seu espraiamento até as bordas das lajes.

Figura 5.10 - Comparação do mapa de fissuração entre as lajes das séries (a) LR, (b) LF1 e (c) LF2.

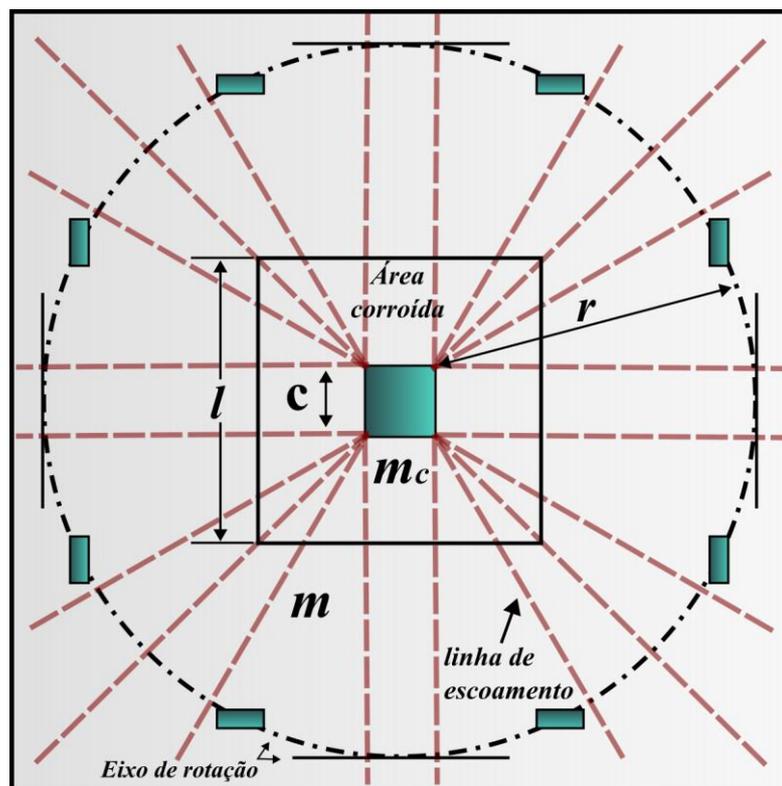


Fonte: Autor, 2024.

Ainda, através do índice de propagação do dano à tração, é possível observar uma intensificação do cone de fissuração, fenômeno característico da punção. Através da Figura (5.10) é notável que as maiores zonas de ruptura se dão nos corpos de prova corroídos, o que pode ser atribuído à presença das fissuras longitudinais se unirem às fissuras por cisalhamento. Ou seja, quando as fissuras de cisalhamento críticas do cone de fissuração atingem as fissuras radiais, as fissuras de cisalhamento podem se transformar nas fissuras horizontais antes de continuar sua propagação na profundidade da laje, o que acaba gerando uma ampliação na superfície de ruptura.

Com o objetivo de realizar a análise do modo de ruptura predominante nas lajes estudadas, o método da linha de ruptura foi utilizado para prever a resistência à flexão das lajes (CSA A23.3, 2014). De acordo com a ilustração da Figura (5.11), a configuração típica da linha de escoamento das amostras corroídas se dá a partir do padrão de fissuração observado.

Figura 5.11 - Padrões típicos de linha de ruptura considerados para determinação da resistência à flexão das lajes.



Fonte: Adaptado de Qian *et al.* (2022).

Assim, a resistência à flexão das lajes corroídas pode ser obtida através da Equação (5.13), a seguir.

$$P_{flex} = [4cm_c + 2\pi m_c r_c + 2\pi m(r - r_c)]/r \quad (5.13)$$

onde  $c$  é a medida do lado do pilar;  $l$  é a medida do lado da área corroída;  $r_c$  é o raio equivalente da área afetada pela corrosão, dada por  $r_c = 2(l-c)/\pi = 229,18$  neste estudo;  $r$  é o raio da área de momento positivo (900 mm neste estudo);  $m$  e  $m_c$  são a capacidade nominal à flexão da laje por metro, na seção não corroída e na seção corroída, respectivamente. Para tal, os valores de  $m$  e  $m_c$  são obtidos através das equações abaixo:

$$m = \rho f_y d^2 (1 - \alpha_1 \rho f_y / f'_c) \quad (5.14)$$

$$m_c = \rho_{corr} f_{y,corr} d^2 (1 - \alpha_1 \rho_{corr} f_{y,corr} / f'_c) \quad (5.15)$$

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 f'_c \quad (5.16)$$

em que  $\rho$  e  $\rho_{corr}$  são as taxas de armaduras à flexão das lajes não corroídas e corroídas, respectivamente;  $d$  é a altura útil da laje;  $f_y$  e  $f_{y,corr}$  são a tensão de escoamento das armaduras não corroídas e corroídas, respectivamente; e por fim,  $f'_c$  é a resistência à compressão do concreto.

De acordo com o contido na Seção (3.6.2) desse trabalho, a corrosão afeta as propriedades mecânicas das armaduras, conseqüentemente reduzindo sua tensão de escoamento e taxa de armaduras. Essa redução pode ser medida através das Equações (5.17) e (5.18):

$$f_{y,corr} = f_y (1 - \alpha_y Q_{corr}) \quad (5.17)$$

$$\rho_{corr} = \rho (1 - Q_{corr}) \quad (5.18)$$

onde  $Q_{corr}$  é o grau de corrosão;  $\alpha_y$  é um coeficiente empírico referente ao tipo de corrosão adotado (0,0124 para corrosão uniforme e 0,0198 para corrosão por pites).

Com base nas predições realizadas pelo método das linhas de ruptura, a resistência a flexão das lajes é exposta na Tabela (5.3). Associado a essas observações, evidencia-se que o modo de ruptura também pôde ser classificado, comparando-se a razão entre a carga última ( $V_{num}$ ) com a resistência à flexão das lajes ( $P_{flex}$ ).

Elstner e Hognestad (1956) definem que para valores desta relação  $V_{num}/P_{flex} > 1$ , o modo de ruptura é por flexão. Se  $V_{num}/P_{flex} < 1$  a ruptura se dá por punção, e se  $V_{num}/P_{flex} = 1$ , as rupturas por flexão e por punção da laje ocorrem quase que simultaneamente. Portanto, através

## 5 MODELAGEM DA CORROSÃO

destas relações, é possível concluir que todas as lajes romperam por punção de maneira brusca e repentina ( $V_{num}/P_{flex} < 1$ ).

Tabela 5.3 - Cargas e Modos de ruptura observados.

Série	Laje	$d$ (mm)	$\rho$ (%)	$V_{num}$ (kN)	$P_{flex}$ (kN)	$V_{num}/P_{flex}$	Modo de ruptura
1	LR-0	90	1,61	259,57	430,89	0,60	Punção
	LR-10	90	1,45	257,37	393,34	0,65	Punção
	LR-20	90	1,29	212,6	359,71	0,59	Punção
2	LF1-0	90	1,29	239,84	408,94	0,59	Punção
	LF1-10	90	1,16	228,08	331,76	0,69	Punção
	LF1-20	90	1,03	197,92	303,59	0,65	Punção
3	LF2-0	90	1,11	178,37	393,51	0,45	Punção
	LF2-10	90	1,00	164,63	286,64	0,57	Punção
	LF2-20	90	0,89	133,9	262,77	0,51	Punção

Fonte: Autor, 2024.

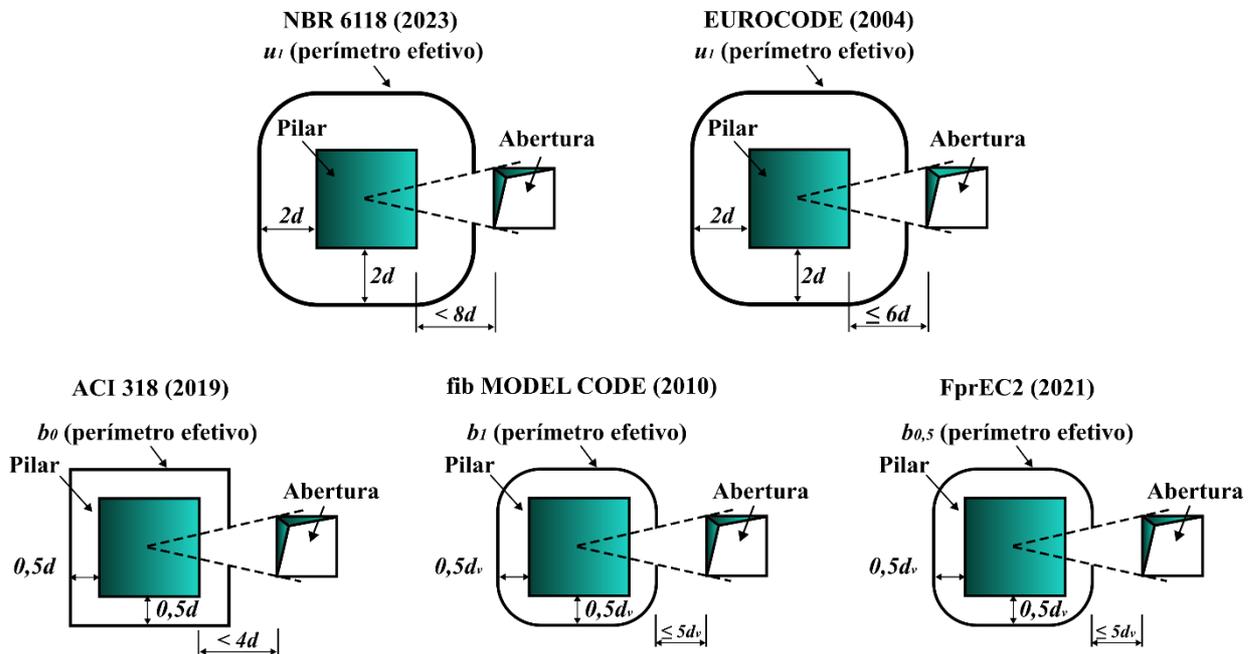
### 5.6. COMPARAÇÕES NORMATIVAS

Os códigos normativos em vigor atualmente para punção em lajes lisas levam em consideração os efeitos das aberturas na capacidade final da laje com base no tamanho e localização, reduzindo o perímetro de controle/crítico. A NBR 6118 (2023) e o Eurocódigo 2 (2004) consideram o perímetro de controle na distância de  $2d$  da face do pilar, enquanto o ACI 318 (2019), fib Model Code (2010) e a próxima geração do Eurocódigo 2 (FprEC2) adotam o perímetro de cisalhamento crítico à uma distância de  $0,5d$  da área carregada (pilar), onde  $d$  é a altura útil efetiva da laje.

A NBR 6118 (2023), Eurocode 2 (2004) e fib Model Code (2010) assumem o perímetro de controle com extremidades circulares, enquanto o ACI 318 (2019) e o FrpEC2 (2021) adotam uma forma retangular para o perímetro crítico. Todos os códigos normativos de projeto de estruturas de concreto reduzem o perímetro de cisalhamento crítico com base no tamanho e localização da abertura, onde uma parte do perímetro de controle contida entre duas tangentes traçadas até o contorno da abertura a partir do centro do pilar é considerada ineficaz na resistência à punção. Nestes casos, o perímetro de controle será reduzido somente se a

distância entre o perímetro do pilar e a borda da abertura atender aos valores estipulados para cada norma de projeto, conforme detalhado na Figura (5.12).

Figura 5.12 - Perímetros de controle e regras para detalhamentos de lajes lisas com aberturas.



Fonte: Autor, 2024.

Baseado nos resultados obtidos pelos ensaios experimentais e pelos modelos numéricos não lineares das lajes lisas estudadas, foi realizada então uma comparação entre a carga de ruptura ( $V_{u,exp}$  e  $V_{u,num}$ ) e a carga resistente à punção estimada pelas normas Eurocode 2 (2004), *fib* Model Code (2010), ACI 318 (2019), ABNT NBR 6118 (2023) e a nova geração do Eurocode 2 (FprEN, 2021). A Tabela (5.4) mostra todas as especificações para o cálculo da resistência à punção para lajes lisas sem armadura de cisalhamento conforme os códigos normativos citados.

A Tabela (5.5) mostra os resultados da razão entre as cargas de ruptura das lajes obtidas nos ensaios experimentais e as cargas previstas pelos códigos normativos. Já a Tabela (5.6) expõe os resultados da razão entre as cargas de ruptura obtidas pelos modelos numéricos com e sem corrosão e a previsão dos códigos normativos.

## 5 MODELAGEM DA CORROSÃO

Tabela 5.4 - Previsões de capacidade resistente à punção pelos códigos normativos.

Norma	Capacidade resistente à punção	Símbolos
Eurocode 2 (2004)	$V_{Rd,c} = 0.18 k (100 \rho f'_c)^{\frac{1}{3}} u_1 d \geq V_{min} = 0.035 k^{\frac{3}{2}} \sqrt{f'_c} u_1 d$ $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$	<p><math>V_{Rd,c}</math> é a capacidade resistente à punção;</p> <p><math>\beta</math> é a razão entre os lados do pilar;</p> <p><math>\lambda_s</math> é o fator size-effect;</p>
fib Model Code (2010)	$V_{Rd,c} = k_{\psi} \sqrt{f'_c} b_1 d$ $k_{\psi} = \frac{1}{1.5 + 0.9 k_{dg} \psi d} \leq 0.6$ $k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0.75$ $\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \frac{f_y}{E_s} \left( \frac{m_s}{m_R} \right)^{1.5} \text{ (LoA II)}$	<p><math>\lambda</math> é a densidade do concreto;</p> <p><math>\alpha_s</math> é um fator baseado na localização do pilar;</p> <p><math>b_o</math> é a localização do perímetro da seção crítica;</p> <p><math>d, d_v</math> são a altura útil da laje;</p>
ACI 318 (2019)	<p>Mínimo entre</p> $V_{Rd,c} = \frac{1}{12} \left( 1 + \frac{4}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$ $V_{Rd,c} = \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$ $V_{Rd,c} = \frac{1}{3} \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$ $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004 \cdot d}} \leq 1.0$	<p><math>f'_c</math> é a resistência à compressão do concreto;</p> <p><math>\rho</math> é a taxa efetiva de armadura de flexão na seção crítica;</p> <p><math>k</math> é o coeficiente size-effect;</p>
FprEN (2021)	$V_{Rd,c} = 0.6 \cdot k_{pb} \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq 0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ <p>onde <math>1 \leq k_{pb} = 3.6 \sqrt{1 - \frac{b_o}{b_{0.5}}} \leq 2.5</math></p>	<p><math>u_1</math> e <math>b_1</math> são os perímetros de controle ao cisalhamento;</p> <p><math>\psi</math> é o ângulo de inclinação da laje em radianos na força máxima;</p>
NBR 6118 (2023)	$V_{Rd,c} = 0.18 k (100 \rho f'_c)^{1/3} u_1 d$ $k = 1 + \sqrt{200/d}$	<p><math>k_{dg}</math> é um coeficiente que considera o tamanho máximo do agregado;</p>

Tabela 5.5 - Comparação entre a carga de punção analítica e os resultados experimentais.

Laje	Eurocode 2 (2004) $V_{u,exp}/V_{u,EC2}$	fib Model Code (2010) $V_{u,exp}/V_{u,MC2010}$	ACI 318 (2019) $V_{u,exp}/V_{u,ACI}$	FrpEC2 (2021) $V_{u,exp}/V_{u,FrpEC2}$	NBR 6118 (2023) $V_{u,exp}/V_{u,NBR}$
LR-A	1,12	1,39	1,38	1,23	1,24
LR-B	0,98	1,12	1,21	1,07	1,08
LR-C	1,14	1,46	1,41	1,27	1,27
<b>Média</b>	1,08	1,32	1,33	1,19	1,20
<b>CoV (%)</b>	8,23	13,73	7,91	8,79	8,54
LF1-A	1,04	1,09	1,15	0,96	1,15
LF1-B	1,01	1,04	1,12	0,92	1,11
LF1-C	1,29	1,58	1,43	1,21	1,44
<b>Média</b>	1,11	1,24	1,23	1,03	1,24
<b>CoV (%)</b>	14,02	24,24	13,54	14,83	14,46
LF2-A	1,37	1,54	1,50	1,06	1,54
LF2-B	1,54	1,82	1,64	1,18	1,74
LF2-C	1,43	1,61	1,54	1,09	1,61
<b>Média</b>	1,45	1,66	1,56	1,11	1,63
<b>CoV (%)</b>	5,73	8,82	4,47	5,99	6,22

Fonte: Autor, 2024.

## 5 MODELAGEM DA CORROSÃO

Tabela 5.6 - Comparação entre a carga de punção analítica e os resultados numéricos de corrosão.

Laje	Eurocode 2 (2004)	<i>fib</i> Model Code (2010)	ACI 318 (2019)	FrpEC2 (2021)	NBR 6118 (2023)
	$V_{u,num}/V_{u,EC2}$	$V_{u,num}/V_{u,MC2010}$	$V_{u,num}/V_{u,ACI}$	$V_{u,num}/V_{u,FrpEC2}$	$V_{u,num}/V_{u,NBR}$
LR-FEA	1,13	1,43	1,40	1,25	1,26
LR-10	1,18	1,54	1,41	1,30	1,31
LR-20	1,01	1,21	1,17	1,13	1,13
<b>Média</b>	1,11	1,39	1,33	1,23	1,23
<b>CoV (%)</b>	7,47	12,24	10,07	7,47	7,47
LF1-FEA	1,33	1,65	1,26	1,23	1,47
LF1-10	1,31	1,64	1,21	1,22	1,46
LF1-20	1,19	1,40	1,06	1,10	1,33
<b>Média</b>	1,28	1,56	1,18	1,18	1,42
<b>CoV (%)</b>	5,81	9,05	8,98	5,81	5,81
LF2-FEA	1,35	1,50	1,05	1,04	1,50
LF2-10	1,29	1,41	0,98	1,00	1,44
LF2-20	1,10	1,08	0,80	0,85	1,22
<b>Média</b>	1,25	1,33	0,95	0,96	1,39
<b>CoV (%)</b>	10,48	16,59	13,72	10,48	10,48

Fonte: Autor, 2024.

Ao realizar a análise comparativa entre os resultados experimentais e os resultados teóricos, observa-se que os códigos normativos apresentam abordagens com diferenças significativas nos resultados de resistência à punção. Nota-se que relação entre cargas experimentais, numéricas e as estimadas pelos códigos normativos são, em sua maioria, maiores do que 1,0 para todas as situações, evidenciando a abordagem conservadora que as normas têm em relação a resistência à punção. É importante ressaltar que os valores das taxas de armaduras foram corrigidos, conforme a Equação (5.18) (Qian et al., 2022). Essa correção ocorre devido a redução da área de seção transversal das armaduras causada pela corrosão, e é necessária para utilizar as fórmulas propostas pelos códigos Eurocode 2 (2004), *fib* Model Code (2010), FrpEC2 (2021) e ABNT NBR 6118 (2023).

Com relação as lajes de referência (LR-A, LR-B e LR-C), as normas *fib* Model Code (2010) e ACI 318 (2019) mostraram as maiores dispersões nos resultados estimados, em que a maior diferença entre os valores previstos e os obtidos experimentalmente foi de 31,6% e 29,09%, respectivamente. Já para as lajes com uma abertura adjacente ao pilar (LF1-A, LF1-B e LF1-C), todas as normas apresentaram uma covariância acima de 10%, indicando grande dispersão entre os resultados. Neste caso, a maior dispersão apresentada foi também pela norma *fib* Model Code (2010).

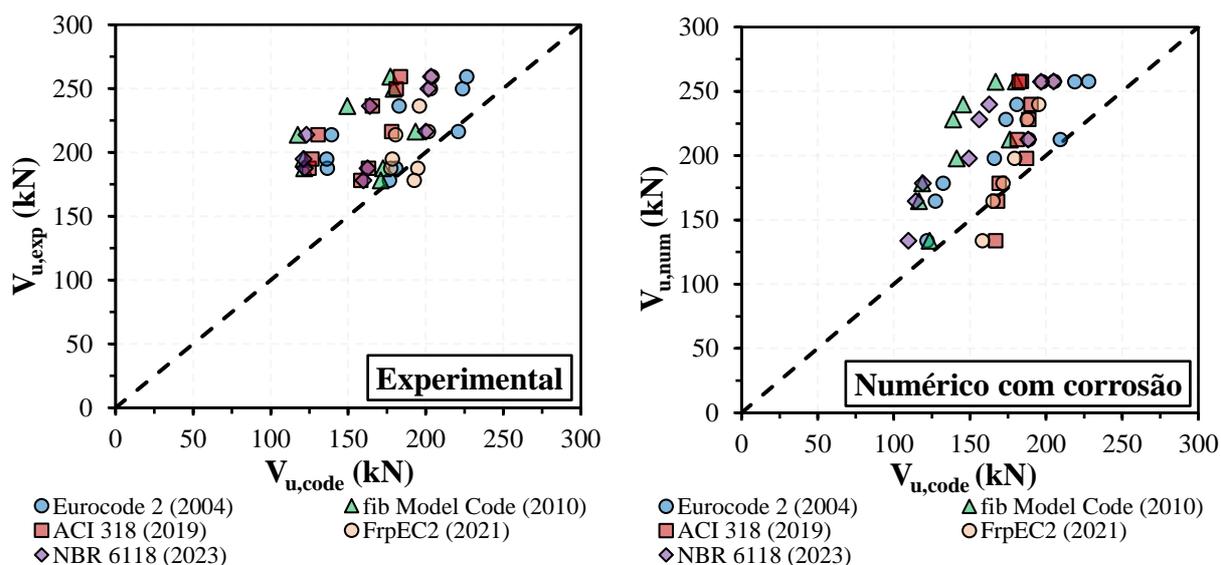
## 5 MODELAGEM DA CORROSÃO

Ao tratar de ligações laje-pilar corroídas, as normas *fib* Model Code (2010) e ACI 318 (2019) também apresentaram as maiores dispersões para o caso das lajes sem aberturas e com uma abertura. Para a laje LF2-10 e LF2-20, o ACI 318 (2019) apresentou estimativas de resistência à punção de 2,11% e 24,73% maiores do que os valores obtidos pelas simulações. Para as mesmas lajes, a norma FrpEC2 (2021) apresentou valores 0,36% e 18,13% acima dos obtidos pelos modelos numéricos, demonstrando serem contra a segurança nessas situações específicas.

O ACI 318 (2019) demonstra subestimar os valores de resistência à punção para as situações de lajes corroídas com aberturas. Entende-se que essa subestimação dos valores da resistência à punção está ligada ao fato de que a norma não considera os efeitos da taxa de armadura em sua formulação, sendo assim mais conservadora.

Ainda, os códigos Eurocode 2 (2004), FrpEC2 (2021) e ABNT NBR 6118 (2023) demonstraram também serem mais conservadores, em que, a comparação mostrou uma subestimação significativa da capacidade de punção das lajes não corroídas e corroídas. Os três códigos apresentaram as menores dispersões entre os valores estimados e os valores obtidos pelos testes experimentais e simulações numéricas. A Figura (5.13) mostra a relação entre os valores teóricos para a resistência à punção das lajes lisas e a carga última dos testes experimentais e simulações numéricas com corrosão aplicada.

Figura 5.13 - Relação entre a carga de ruptura prevista pelos códigos normativos e os resultados experimentais/numéricos.



Fonte: Autor, 2024.

# 6 CONCLUSÕES

Um estudo numérico foi conduzido neste trabalho a fim de analisar a capacidade resistente à punção de três lajes lisas sem e com aberturas adjacentes ao pilar, quando submetidas à corrosão. Uma extensa revisão bibliográfica foi realizada com o objetivo de investigar o impacto da corrosão causada pela ação de íons cloreto às estruturas de concreto armado. Entende-se, portanto, que após a exposição à ambientes com a presença de agentes corrosivos, as estruturas de concreto armado passam pelo processo de deterioração de natureza eletroquímica que possui duas fases, a iniciação e a propagação.

Durante a fase de iniciação, os agentes agressivos penetram na matriz cimentícia do concreto por meio de absorção capilar, permeabilidade e difusão iônica. Assim, os íons cloreto alcançam as armaduras no interior do concreto, deteriorando a camada de filme óxido, resultando na despassivação e início da propagação da corrosão. Nesta segunda fase, ocorre uma reação eletroquímica de oxirredução, com transferência de elétrons entre regiões anódicas e catódicas, levando à deterioração das armaduras, que sofrem perda de suas propriedades geométricas e mecânicas devido à redução da área da seção transversal provocada pela corrosão.

Neste contexto, o presente trabalho observou as técnicas presentes na literatura para modelagem dos efeitos da corrosão das armaduras e seus impactos nas estruturas de concreto armado, aplicando-as para a investigação da resistência à punção de lajes lisas, sem e com aberturas, quando corroídas. Logo, os seguintes efeitos foram considerados:

- A deterioração das propriedades geométricas das armaduras: a área de seção transversal das armaduras foi analiticamente reduzida por meio das metodologias propostas por Val, Stewart e Melchers (1998) e Vu e Stewart (2000), considerando uma corrosão puntiforme;
- A deterioração das propriedades mecânicas das armaduras: além da redução da área de seção transversal das armaduras, considerou-se também a redução do seu limite de escoamento ( $f_y$ ) e módulo de elasticidade ( $E_s$ ), pelas metodologias propostas por Al-Osta (2013) e Sarno e Pugliese (2020);
- A degradação das propriedades mecânicas do concreto: conforme ocorrem as reações expansivas no interior do concreto devido aos produtos corrosivos, o concreto tende

a sofrer fissuração ou até o lascamento. Portanto, foram considerados os efeitos da corrosão na redução da resistência à compressão e à tração do concreto pela metodologia de Shayanfar *et al.* (2016).

- A deterioração da ligação aço-concreto: a aderência entre ambos os materiais é degradada a partir do momento em que o concreto sofre a fissuração e as armaduras reduzem sua área de aço. Sendo assim, utilizou-se da teoria apresentada por Li *et al.* (2014) para estimar a máxima tensão de aderência entre ambos os materiais quando submetidos aos diferentes graus de corrosão.

Após um processo de calibração dos modelos numéricos baseados nos resultados experimentais obtidos por Liberati (2019), os conceitos acima citados foram aplicados às simulações. Logo, os resultados foram comparados com os resultados experimentais, e também com as previsões geradas pelos códigos normativos Eurocode (2004), fib Model Code (2010), ACI 318 (2019), FrpEC2 (2021) e ABNT NBR 6118 (2023), sendo assim possível chegar as seguintes conclusões:

1. Os modelos numéricos de referência construídos e validados simularam com acurácia o comportamento das lajes lisas com e sem aberturas, demonstrando a eficácia do processo de modelagem.
2. Os resultados do estudo paramétrico envolvendo a corrosão demonstraram que, conforme o grau de corrosão aumenta, a capacidade resistente à punção das lajes com e sem aberturas foi reduzida, chegando a uma redução média de 4,84% e 20,18% para os graus de corrosão de 10% e 20%, respectivamente.
3. Os resultados carga-deslocamento evidenciaram que o aumento do grau de corrosão reduziu a carga de ruptura de todas as lajes, conforme o esperado. Entretanto, a ductilidade das lajes das Séries 2 e 3 foram reduzidas, enquanto a ductilidade das lajes da Série 1 se manteve semelhante. A hipótese para explicar tal resultado é que, conforme a presença das aberturas, a seção de concreto no perímetro crítico foi reduzida, assim reduzindo a resistência das lajes com aberturas, devido à alta concentração de tensões de cisalhamento presentes nas regiões das aberturas.
4. A superfície de ruptura das lajes simuladas se mostrou muito semelhante às das lajes experimentais, demonstrando a credibilidade dos modelos numéricos construídos. O modo de ruptura foi semelhante, em que as primeiras fissuras radiais se propagaram na projeção da face do pilar até as bordas da laje, seguidas

do surgimento das fissuras circunferenciais. Além disto, nas simulações das lajes que possuem aberturas, foi possível observar a fissuração característica presente no interior das aberturas, geradas pelas tensões de cisalhamento. É notável que a superfície de ruptura das lajes corroídas se torna maior quando comparada às lajes não corroídas, haja vista que as fissuras de cisalhamento podem se propagar ao longo de fissuras longitudinais provocadas pela penalização do concreto gerada pelo processo corrosivo.

5. Nota-se também que as simulações apresentaram rigidez inicial diferente, sendo menores à medida que o grau de corrosão aumentou. Isso ocorreu devido ao efeito de pré-fissuração das lajes, aqui considerado através da redução da resistência à tração do concreto;
6. A resistência à punção das lajes lisas submetidas à corrosão não pôde ser prevista com acurácia utilizando os códigos normativos Eurocode (2004), fib Model Code (2010), ACI 318 (2019), FrpEC2 (2021) e ABNT NBR 6118 (2023). Todos os códigos se mostraram conservadores na estimativa de resistência à punção das lajes estudadas. Porém, para os casos de lajes submetidas à corrosão, os códigos Eurocode 2 (2004), FrpEC2 (2021) e ABNT NBR 6118 (2023) apresentaram as melhores estimativas da capacidade de carga para as lajes. Ainda, para alguns casos de corrosão e presença de aberturas (LF2-10 e LF2-20), as estimativas das normas FrpEC2 (2021) e ACI 318 (2019) se mostraram contra a segurança, estimando valores maiores do que de fato as lajes resistem.

Logo, como os modelos numéricos foram capazes de representar o comportamento das lajes experimentais com acurácia, e após a validação dos métodos de modelagem do processo corrosivo baseados nos resultados experimentais de Qian *et al.* (2022), conclui-se como válida a aplicação dessa metodologia para verificação da capacidade resistente de lajes lisas submetidas à corrosão, ampliando assim o conhecimento desse sistema estrutural.

### 6.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir serão apresentadas algumas sugestões para estudos futuros envolvendo punção em lajes lisas de concreto armado com aberturas submetidas à corrosão:

- Realização de ensaios experimentais de lajes lisas de concreto armado com aberturas e com armaduras de cisalhamento, a fim de avaliar o impacto de diferentes graus de corrosão das armaduras na resistência da laje;
- Avaliação do impacto da corrosão para lajes com diferentes disposições e formatos de aberturas;
- Estudo paramétrico amplo com o objetivo de investigar os efeitos da espessura da laje, influência de diferentes taxas de armadura de flexão, e diferentes resistências de concreto, na capacidade de carga de lajes lisas submetidas à corrosão;

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS ANALYSIS USER'S MANUAL. Providence, RI, USA. Dassault Systems Simulia Corp, 2012.

ALBUQUERQUE, E. J. P. **Punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento e pilares de centro retangulares**. 2010, 299 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília. Brasília, DF, 2010.

AL-OSTA, M.A.; AL-SAKKAF, H.A.; SHARIF, A.M.; AHMAD, S.; BALUCH, M.H. Finite Element Modeling of Corroded RC Beams Using Cohesive Surface Bonding Approach. **Computers and Concrete**. 2018, 22, 167–182. DOI: <http://doi.org/10.12989/cac.2018.22.2.167>

ALTAEE, M.; KADHIM, M. M. A.; SALIH, S.; ADHEEM, A. H. Employment of damage plasticity constitutive model for concrete members subjected to high strain-rate. **IMDC-SDSP**, 2020. DOI: <http://dx.doi.org/10.4108/eai.28-6-2020.2298164>

AL-SAKKAF, H. A. **Modelling of corroded reinforced concrete beams**. 2016, 109 p. Dissertação (Mestrado) - King Fahd University of Petroleum & Minerals, Dhahran, Arábia Saudita, 2016.

AKKAYA, S. T.; MERCIMEK, Ö.; GHOROUBI, R.; ANIL, Ö.; ERBAS, Y.; YILMAZ, T. Experimental, analytical, and numerical investigation of punching behavior of two-way RC slab with multiple openings. **Structures**. 2022, Vol. 43, pp. 574-593. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.06.070>

ANDRADE, C. **Manual para diagnostico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Tradução de Antonio Carmona Filho e Paulo Roberto do Lago Helene. São Paulo: Pini, 1992.

APOSTOLOPOULOS, C.A.; PAPADAKIS, V.G. Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. **Construction and Building Materials**, v.22, n.12, p.2316-2324, 2008. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.10.006>

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 7222**: Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 8522**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2022.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 15575-2**: Requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2021.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR ISO 6892-1**: Materiais metálicos - Ensaio de Tração, Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 222R-01: Protection of Metals in Concrete Against Corrosion. EUA, 2001.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R-19). Farmington Hills, Michigan, 2019.

ALBUQUERQUE, E. J. P. **Punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento e pilares de centro retangulares**. 2010. 299f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília. Brasília, DF, 2010.

BAUER, L. A. F. **Materiais de Construção**. 5a Ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos, 2005.

BIRTEL, V.; MARK, P. Parameterised finite element modelling of RC beam shear failure. **ACADEMIA**, vol. 14, 2006.

BÖHNI, H. **Corrosion in Reinforced Concrete Structures**. 1. ed., 2005. 264 p. ISBN 9781855737686.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

BRANTSCHEN, F. **Influence of bond and anchorage conditions of the shear reinforcement on the punching strength of RC slabs**. 2016. 27 p. Thèse (Doctorat ès Sciences) – Faculté de L’environnement Naturel, Architectural et Construit, École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Suisse, 2016.

BRAYTON, L. F. (1910). Methods for the computation of reinforced concrete flat slabs. **Engineering News**. 64 (8): 210-11.

BRIGO, H. **Análise não linear de lajes lisas protendidas com cabos não aderentes submetidas à punção**. 2023. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, 2023.

BROOMFIELD, J. B. **Corrosion of steel in concrete: understanding, investigation and repair**. 2.ed. London: E & FN Spon, 2007. 271 p.

CABRAL, A.E.B. **Avaliação da eficiência de sistemas de reparo no combate à iniciação e à propagação da corrosão do aço induzida por cloretos**. 2000. 187f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. 1. Ed.: PINI Ltda, 1997. 237 p. ISBN 9788572660808.

CASTRO, A. L. R; MARQUES, M. G.; MESQUITA, L. C.; LIBERATI, E. A. P. Análise não linear de lajes lisas de concreto armado utilizando o ABAQUS. **IBRACON**, ISSN 2175-8182, 2019.

CASTRO, P. B. **Corrosión en estructuras de concreto armado: Teoría, inspección, diagnóstico, vida útil y reparaciones**. México: Instituto Mexicano Del Cemento y Del Concreto, 1998.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB – fib Model Code Design Code 2010: Final Draft**. Bulletin d’Information, CEB, Lousanne, April 2010.

CORONELLI, D. AND GAMBAROVA, P. Structural Assessment of Corroded Reinforced Concrete Beams: Modeling Guidelines. **Journal of Structural Engineering**, 130, 1214-1224. 2014. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:8\(1214\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:8(1214))

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

**CSA. 2019.** Design of Concrete Structures. Standard CAN/CSA A23.3:19, Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.

CUPERTINO, D.; BRANDSTETTER, M. Proposição de ferramenta de gestão pós-obra a partir dos registros de solicitação de assistência técnica. **Ambiente Construído**. 2015. DOI: <https://doi.org/10.1590/s1678-86212015000400049>

DU, Y. G.; CLARK, L. A.; CHAN, A. H. C. Residual capacity of corroded reinforcing bars. **Magazine of Concrete Research**, v. 57, n. 3, p. 135–147, 2005. DOI: <http://dx.doi.org/10.1680/macr.2005.57.3.135>

ELSTNER, R. C.; HOGNESTAD, E. Shearing strength of reinforced concrete slabs. **ACI Structural Journal**, v. 53, n. 1, p. 29-58, 1956. DOI: [10.14359/11501](https://doi.org/10.14359/11501)

**EUROCODE 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building**. Bruxelas, 2004, 225p.

**EUROCODE 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules - Rules for Buildings, Bridges and Civil Engineering Structures**. FprEN 1992-1-1 (Draft), 2021.

FELIX, E. F. **Modelagem da deformação do concreto armado devido à formação de produtos de corrosão**. 2018, 154 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

FERREIRA, M. P. **Punção em lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento e momentos desbalanceados**. 2010. 275 f. il. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2010.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Sistemas estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução**. São Carlos, 1989, 272p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1989.

FURST, A., MARTI, D., Robert Maillart's design approach for flat slabs. **Journal of Structural Engineering**, 1997, No. 123(8), 1102–1110. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:8\(1102\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:8(1102))

FUSCO, P.B. **Investigação experimental sobre o cisalhamento em lajes de concreto armado**. Boletim técnico, BT/PEF 8505), EPUSP. São Paulo, 1985.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

GASPARINNI D. A., Contributions of C. A. P. Turner to development of reinforced concrete flat slabs. 1905–1999. **Journal of Structural Engineering**, 2002, 128, No. 10, 1243–1252. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:10\(1243\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:10(1243))

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. **Engineering Structures**, v. 98, p. 38-48, 2015. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.04.016>

GENTIL, V. **Corrosão**. Rio de Janeiro: Editora LCT, 6o edição, 2011. 376 p. ISBN 9788521618041.

GOMAA, A. M.; LOFTY, E. M.; KHAFAGA, S. A.; HOSNY, S.; AHMED, M. A. Experimental, numerical, and theoretical study of punching shear capacity of corroded reinforced concrete slab-column joints. **Engineering Structures**, v. 289, n. 116280, 2023. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116280>

GOMES, R. B. **Punching resistance of reinforced concrete flat slabs with shear reinforcement**. 1991. 185p. Polytechnic of Central London, M.Phil. PhD Thesis, London, 1991.

GUO, L.; CHEN, T.; GAO, X.-W. Transient meshless boundary element method for prediction of chloride diffusion in concrete with time dependent nonlinear coefficients. **Engineering Analysis with Boundary Elements**, Elsevier, v. 36, n. 2, p. 104–111, 2012.

HASSAN. A. M. T; MAHMUD. G. H; YANG. Z. Experimental and numerical studies of size effects of Ultra High Performance Steel Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) beams. **Construction and Building Materials**. V. 48, p. 1027-1034, 2013. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.07.061>

HELENE, P. R. L. **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo, SP: Pini: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1986.

\_\_\_\_\_. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. Tese (Livre Docência) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

\_\_\_\_\_. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini. 1992.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

\_\_\_\_\_. Nova ABNT NBR 6118 e a Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: Seminário de Patologia das Construções, 2, 2004, Porto Alegre. **Proceedings...** Porto Alegre: Novos Materiais e Tecnologias Emergentes, LEME, UFRGS, 2004. v. 1. p. 1-30

\_\_\_\_\_; MEDEIROS, M. H. F.; ANDRADE, J. J. O. **Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto**. IBRACON, cap. 22, Concreto: Ciência e Tecnologia, 2011.

HORDIJK, D. A. **Local approach to fatigue of concrete**. Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands, 1991.

JAPAN CONCRETE INSTITUTE. **JCI-S-001-2003**: Method of test for fracture energy of concrete by use of notched beam. Japan, 2003.

KAUSHIK, S., DASGUPTA, K. Seismic Behavior of Slab-Structural Wall Junction of RC Building. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, v. 18, n. 2, pp. 331–349, apr. 2019. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s11803-019-0507-8>

LEE J.; FENVES G. Plástico-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of Engineering Mechanics**, 124:892-900. 1998. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892))

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977). **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. v.1. Rio de Janeiro, Interciência.

LI, C. Q.; YANG, S. T.; SAAFI, M. Numerical simulation of behavior of reinforced concrete structures considering corrosion effects on bonding. **Journal of Structural Engineering**, Vol. 140, No. 12, 2014. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001021](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001021)

LI, C. Q.; LAWANWISUT, W.; ZHENG, J. J. Time-dependent reliability method to assess the serviceability of corrosion-affected concrete structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 131, n. 11, p. 1674–1680, 2005. DOI: <http://dx.doi.org/10.4203/ccp.106.96>

LIBERATI, E. A. P. **Modelos de confiabilidade aplicados à análise de estruturas de concreto armado submetidas à penetração de cloretos**. 2014. 247 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

LIBERATI, E. A. P. **Análise de confiabilidade de lajes lisas de concreto armado submetidas à punção**. 2019. 310 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2019.

LIPS, S.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A. Experimental investigation on punching strength and deformation capacity of shear-reinforced slabs. **ACI Structural Journal**, v. 109, n. 6, p. 889–900, nov-dez. 2012. DOI: <https://doi.org/10.14359/51684132>

LU, Z. H.; ZHAO, Y. G.; YU, K. Stochastic modeling of corrosion propagation for service life prediction of chloride contaminated rc structures. In: **Proceedings of the International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, IALCCE'08, held in Varenna, Lake Como, Italy**. [S.l.: s.n.], 2008. p. 195–201.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, vol. 25, no 3, p. 299–326, 1989. DOI: [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4)

MADKOUR, H.; MAHER, M.; ALI, O. Finite element analysis for interior slab-column connections reinforced with GFRP bars using damage plasticity model. **Journal of Building Engineering** 2022, Vol. 48, 1041013. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104013>

MC MILLAN, A. B. (1910). A Comparison of methods of computing the strenght of flat reinforced plates. **Engineering News**. 63 (13): 364-67.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. Tradução da 3. ed. em inglês. São Paulo: Ibracon, 2008.

MOLINA, F. J., ALONSO, C., AND ANDRADE, C. Cover cracking as a function of rebar corrosion. II: Numerical model. **Mater. Struct.**, 26, 532–548. 1993.

OLIVEIRA, M., H. **Punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento submetidas a carregamento excêntrico e apoiadas sobre pilares retangulares**. 2008, 251 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

OTIENO, M. BEUSHAUSEN, H. ALEXANDER, M. **Chloride-induced corrosion of steel in cracked concrete – Part II: Experimental studies under accelerated and natural marine environments**. 2016. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.08.008>

OU, Y.; NGUYEN, N. D. Plastic Hinge Length of Corroded Reinforced Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, 111(5), pp.1049–1057. 2014. DOI: <http://dx.doi.org/10.14359/51686872>

PELLIZZER, G. P. **Análise mecânica e probabilística da corrosão de armaduras de estruturas de concreto armado submetidas à penetração de cloretos**. 2015. 247 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

PELLIZZER, G.P. **Sobre a modelagem numérica da difusão de cloretos no concreto: uma abordagem pelo método dos elementos de contorno com aplicação de modelos de confiabilidade e otimização**. 2019, 233 p. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

QIAN, K.; LI, J. S.; HUANG, T.; WENG, Y.; DENG, X. Punching shear strength of corroded reinforced concrete slab-column connections. **Jornal of Building Engineering**, v. 45, n. 103489, 2022. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103489>

QIAN K.; LIU J. G.; YU X. H.; WENG Y. H. Experimental and numerical investigation of punching shear capacity of corroded reinforced concrete slab-column connections. **Structures**. 2022. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.07.065>

RABELLO, F.T. **Análise comparativa de normas para a punção em lajes de concreto armado**. 2010, 248 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2010.

RABELLO, F. T. **Estudo de Lajes Lisas de Concreto com Visão Integrada de Flexão e Punção**. 2016, 213 p. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2016.

RAMOS, É. S. **Modelagem numérica da propagação da corrosão por cloretos em estruturas de concreto armado**. 2020. 245 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2020.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

RIBEIRO, D.; CUNHA, M.; HELENE, P. **Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise**. São Paulo: Elsevier Brasil, 2015. 272 p. ISBN 9788535275483.

SACRAMENTO, P. V. P.; FERREIRA, M. P.; OLIVEIRA, D. R. C.; MELO, G. S. S. A. Punção em lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento. **IBRACON Structures and Materials Journal**. Volume 5, n 5, p. 659-691 (ISSN 1983-4195), 2012. DOI: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952012000500005>

SANABRIA DÍAZ, R. A. *A framework for the nonlinear finite element analysis of punching shear in flat slabs*: Estratégia para a análise não linear da punção em lajes lisas via métodos dos elementos finitos. 2023. Recurso online (292 p.) Tese (doutorado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP.

SAVARIS, G.; LIBERATI, E. A. P. Numerical analysis of punching shear capacity of reinforced concrete flat slab using damaged plasticity model. 2022.

SILVA, L. M.; CHRISTOFORO, A. L.; CARVALHO, R. C. Calibration of Concrete Damaged Plasticity Model parameters for shear walls. **Revista Matéria**, v. 26, n. 01, 2021. DOI: <https://doi.org/10.1590/S1517-707620210001.1244>

SOARES, L.F.S. **Influence of slab continuity on punching resistance**. 2017. 258 p. Tese (Doutorado) - Imperial College London, Londres, 2017.

SOUZA, G.; LEONEL, E.D. Análise da redução da área de aço em seções transversais de estruturas em concreto armado submetidas à penetração de íons cloro. In: SIMPÓSIO DE MECÂNICA COMPUTACIONAL, 10., 2012, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: UFMG, 2012.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 2009.

SOUZA, V. B. **Formulações numéricas baseadas no Método dos Elementos de Contorno para a análise probabilística da difusão de cloretos no concreto**. 2021. 310 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

TAKEYA, T. **Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de laje - cogumelo**. 1981, 202 p. Dissertação – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1981.

TALBOT, A. N., **Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings**. Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, Bulletin No. 67, Mar. 1913, 114p.

TANG, L.; NILSSON, L. O. A numerical method for prediction of chloride penetration into concrete structures. In: **The modelling of microstructure and its potential for studying transport properties and durability**. [S.l.]: Springer, 1996. p. 539–552.

TANG, H.; PENG, J.; XIAO, L.; LIU, X.; ZHANG, J. Numerical Simulation of Corroded Reinforced Concrete Beam Strengthened by a Steel Plate with Different Strengthening Schemes. **Advances in Civil Engineering**. Vol. 2020, pp. 19, 2020. DOI: <https://doi.org/10.1155/2020/4236943>

THOFT-CHRISTENSEN, P., HANSEN, H. I. **Optimal strategy for maintenance of concrete bridges using expert systems**. Proc., ICOSSAR'93, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 939- 946. 1994.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute Stockholm, 1982. 468 p.

UEDA, T.; TAKEWAKA, K. Performance-based Standard Specifications for Maintenance and Repair of Concrete Structures in Japan. **Structural Engineering International**, v. 4, p. 359-366, 2007. DOI: <http://dx.doi.org/10.2749/101686607782359119>

UCHÔA, S. B. B. **Inibição de corrosão em concreto armado: Eficiência e comportamento do sistema tiouréia/molibdato de sódio**. 2007. 220 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

VAL, D. V.; STEWART, M. G.; MELCHERS, R. E. Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges. **Engineering Structures**, v. 20, n. 11, p. 1010–1019, 1998.

VAL, D. V.; STEWART, M. G. Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments. **Structural Safety**, v.25, n.4, p.343-362, 2003. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/S0167-4730\(03\)00014-6](http://dx.doi.org/10.1016/S0167-4730(03)00014-6)

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

VIDAL, T.; CASTEL, A.; FRANCOIS, R. Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 1, p. 165–174, 2004. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00246-1](http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00246-1)

VU, K. A. T.; STEWART, M. G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride- induced corrosion models. **Structural Safety**, v. 22, n. 4, p. 313–333, 2000. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(00\)00018-7](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(00)00018-7)

WANG X.; LIU X. Modeling the flexural carrying capacity of corroded RC beams. **J Shanghai Jiaotong Univ Sci**. p. 129–135. 2008. DOI: <https://doi.org/10.1007/s12204-008-0129-1>

WENG, Y.H.; FU, F.; QIAN, K. Punching Shear Resistance of Corroded Slab–Column Connections Subjected to Eccentric Load. **Journal of Structural Engineering**. 4 nov. 2022. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003504](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003504)

WOOD, J. G. M. Pipers Row Car Park, Wolverhampton Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997. **Structural Studies & Design Ltd Northbridge House Chiddingfold Surrey GU8 4UU, UK**.

YU, B.; YANG, L.; WU, M.; LI, B. Practical model for predicting corrosion rate of steel reinforcement in concrete structures. **Construction and Building Materials**, v. 54, p. 385–401, 2014. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.12.046>

ZHANG, R.; CASTEL, A.; FRANÇOIS, R. Concrete cover cracking with reinforcement corrosion of RC beam during chloride-induced corrosion process. **Cement and Concrete Research**, v.40, p.415-425, 2010. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.09.026>