



Universidade Federal de Pernambuco
Centro Acadêmico do Agreste – Núcleo de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental

Renan Gustavo Pacheco Soares

**ANÁLISE DOS FATORES INTERVENIENTES DA FISSURAÇÃO DE PLACA DE
PISO DE CONCRETO APOIADA SOBRE LAJES DE CONCRETO ARMADO**

Caruaru

2017

RENAN GUSTAVO PACHECO SOARES

**ANÁLISE DOS FATORES INTERVENIENTES DA FISSURAÇÃO DE PLACA DE
PISO DE CONCRETO APOIADA SOBRE LAJES DE CONCRETO ARMADO**

Dissertação de Mestrado para obtenção do título de Mestre, apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco – Centro Acadêmico do Agreste.

Área de Concentração: Estruturas e Materiais.

Linha de Pesquisa: Análise Estrutural.

Orientador: Prof. Dr. Humberto Correia Lima Junior

Caruaru

2017

Catálogo na fonte:
Bibliotecária – Simone Xavier CRB/4 - 1242

S676a Soares, Renan Gustavo Pacheco.
 Análise dos fatores intervenientes da fissuração de placa de piso de concreto apoiada
 sobre lajes de concreto armado. / Renan Gustavo Pacheco Soares. – 2017.
 102f. il. ; 30 cm.

 Orientador: Humberto Correia Lima Júnior
 Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Programa de
 Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, 2017.
 Inclui Referências.

 1. Pisos de concreto. 2. Lajes de concreto. 3. Análise estrutural (Engenharia). I. Lima
 Júnior, Humberto Correia (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.)
UFPE (CAA 2017-023)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental
Área de Concentração em Estruturas e Materiais

A Comissão Examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**ANÁLISE DOS FATORES INTERVENIENTES DA FISSURAÇÃO DE PLACA DE
PISO DE CONCRETO APOIADA SOBRE LAJES DE CONCRETO ARMADO**

Defendida por

RENAN GUSTAVO PACHECO SOARES

Considera o candidato APROVADO

Caruaru-PE, 23 de fevereiro de 2017.

D.Sc. Humberto Correia Lima Júnior – PPGECAM / UFPE
(Orientador – Presidente da Banca)

D.Sc. Ana Cecília Vieira da Nóbrega – PPGECAM / UFPE
(Examinadora Interna)

D.Sc. Normando Perazzo Barbosa – CT / CAMPUS-I / UFPB
(Examinador Externo)

*Ofereço esta obra a Deus e a minha família, que
sempre acreditaram no meu potencial.*

AGRADECIMENTOS

Ao Grande Engenheiro do Universo. A cada vez que me aprofundo mais da essência do conhecimento científico, mais identifico Sua obra. Tolos são os que não conseguem identificar tal fato.

Aos meus pais Antônio Soares Pacheco Filho e Célia Pacheco Soares pelo amor, exemplo, esforço, dedicação e comprometimento. Serei grato por toda minha existência pelo que vocês fizeram por mim.

À minha esposa Carla Renata Xavier Pacheco, por todo amor, dedicação, incentivo nos momentos de fraqueza, paciência nos momentos de necessidade e companheirismo nos momentos de sucesso. Obrigado por ser parte de mim.

Aos meus irmãos Ricardo César Pacheco Soares e Renata Patrícia Pacheco Soares, pela amizade verdadeira, companheirismo e união. Boa parte do que sou, devo a vocês por terem me dado grandes exemplos de vida.

Aos meus sobrinhos Guilherme Danton Pacheco de Oliveira e Mateus Gabriel de Azevedo Soares, pelo exemplo de pureza e simplicidade.

Ao meu primo, Professor Dr. Vladimir da Mota Silveira Filho, pelo incentivo na formação continuada e oportunidades a mim disponibilizadas.

Ao Professor Dr. Humberto Correia Lima Júnior, por me fazer dar valor, mais do que nunca, ao tempo. Por todos os trabalhos em que tive a oportunidade de tê-lo como orientador, demonstrando em todos os momentos qualidades únicas de um exímio profissional. Seu comprometimento, paciência, humildade e amizade foram primordiais. Qualidades essenciais no ambiente acadêmico e considero exemplo a ser seguido por todos.

Ao Professor Dr. Maurício Costa Goldfarb, pela humildade, amizade e por me guiar pelo melhor caminho possível quando dos primeiros passos na vida acadêmica como pesquisador.

A todos os docentes que compõe o Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco – Núcleo de Tecnologia – Centro Acadêmico do Agreste, pela oportunidade de ter participado, na qualidade de discente, de um grupo tão bem qualificado e comprometido com o processo de ensino-aprendizagem em

Engenharia. Fatos que são denotados pelos excelentes resultados que seus pupilos tem demonstrado frente ao desenvolvimento da sociedade brasileira.

A todos os docentes que contribuíram para minha formação, desde a Educação Infantil até o Ensino Superior *Strictu Sensu*.

Aos meus colegas de grupo de estudo Arthur Beserra de Sá e Silva, Kaike Manoel Barros do Nascimento, Heleno José da Silva Júnior e Lyneker Souza de Moura. Laços de amizade que se formaram no ambiente acadêmico e que levarei por toda vida.

Aos colegas da Polícia Militar de Pernambuco, em especial ao Coronel Ely Jobson Bezerra de Melo, Major Álvaro Bantim Ribeiro, Capitão John Glaubson Nascimento de Brito, Tenente Evelísio Tavane de Oliveira Barros e Sargento Antônio José Francisco Soares da Silva, pelo incentivo e compreensão durante toda a realização do Mestrado.

A todos que não acreditaram em mim. Todos que me disseram “não”. Todos que tentaram me desestimular das mais variadas formas. Vocês não foram senão um combustível para continuar, com mais vigor, a minha jornada rumo ao sucesso.

“Pra trás, nem pra pegar impulso!”

Clóvis de Barros Filho

RESUMO

Todo sistema estrutural deve atender aos critérios de funcionalidade, qualidade, desempenho em serviço, durabilidade e segurança. A falta de verificação de alguns desses parâmetros ou a carência de pesquisas nesse sentido têm contribuído para o surgimento de problemas patológicos em estruturas de concreto. Nas últimas décadas, tem sido observado um aumento no quantil de fenômenos patológicos em pisos de concreto de obras situadas no Agreste Pernambucano. No intuito de entender a performance das placas de concreto apoiadas sobre bases deformáveis sob ação de cargas estáticas, bem como dos parâmetros que inferem no surgimento de problemas patológicos, o presente trabalho teve como objetivo proceder uma análise dos principais fatores que contribuem para a fissuração e rompimento de placa em pisos de concreto apoiados sobre elástica, através de análise numérica. Foi utilizada uma ferramenta de auxílio computacional que faz uso do Método dos Elementos Finitos para análises não-lineares, o ANSYS®. As variáveis analisadas foram a concentração de tensões nas bordas das placas e as deflexões máximas nos elementos que compõe toda a estrutura do piso de concreto em função da variação do módulo de deformação longitudinal do concreto e do coeficiente de fricção na região de contato das placas. De um modo geral, foram analisados os pontos críticos das variáveis no intuito de verificar se os mesmos contribuíam para a propagação das fissuras e o rompimento da placa de concreto. Os resultados permitiram obter o entendimento do comportamento estrutural do conjunto placa sub-base e sua contribuição para o surgimento dos problemas de fissuração em pisos de concreto. Foi verificado um problema de fluxo de cisalhamento em função da má aderência na região de contato entre as placas. Também foi constatado que o problema de fissuração não está relacionado com o momento resistente na borda da placa, mas sim do efeito do empenamento. Constatou-se que a laje maciça possui melhor desempenho estrutural como sub-base quando comparada com uma laje nervurada, em torno de 40%. Além disso, foi estabelecida uma recomendação de modo a minimizar o problema de fluxo de cisalhamento na etapa de projeto, pela inserção de barras rígidas de travamento na região de contato entre as placas.

Palavras-chave: Fissuras. Ruptura. Placas. Piso de Concreto. Laje de Concreto.

ABSTRACT

The entire structural system must meet the criteria of functionality, quality, service performance, durability and safety. The lack of verification of some of these parameters or the lack of research in this sense have contributed to the emergence of pathological problems in concrete structures. In the last decades, there has been an increase in the quantile of pathological phenomena in concrete floors of works located in Agreste Pernambuco. In order to understand the performance of concrete plates supported on deformable bases under the action of static loads, as well as the parameters that infer in the appearance of pathological problems, the present work had an objective to analyze the main factors that contribute to the cracking and plate breaking in concrete floors supported on elastic, through the numerical analysis. A computer aided tool was used that uses the Finite Element Method for nonlinear analysis, ANSYS®. The variables analyzed were the concentration of stresses at the edges of the plates and the maximum deflections in the elements that make up the entire structure of the concrete floor as a function of the variation of the longitudinal deformation modulus of the concrete and the coefficient of friction in the contact region of the plates. In general, the critical points of the variables were analyzed in order to verify if they contributed to the propagation of cracks and the rupture of the concrete plate. A shear flow problem was verified due to poor adherence in the contact region between plates. It was also verified that the problem of cracking is not related to the resistant moment at the edge of the plate, but to the effect of the warpage. It was found that the massive slab has better structural performance as a sub-base when compared to a ribbed slab, around 40%. In addition, a recommendation was made in order to minimize the shear flow problem in the design step by inserting rigid locking bars into the contact region between the plates.

Keywords: Cracks. Rupture. Slabs. Concrete Floor. Concrete Slab.

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 – Determinação da área de contato dos pneus na placa de concreto.....	34
Equação 2 – Determinação da carga de do pneu.....	35
Equação 3 – Comprimento projetado do pneu na placa.....	35
Equação 4 – Largura projetada do pneu na placa.....	35
Equação 5 – Raio de rigidez da placa de concreto.....	35
Equação 6 – Momento fletor característico no interior da placa de concreto.....	37
Equação 7 – Coeficiente k em função do F_{ck} do concreto.....	38
Equação 8 – Área de aço do piso de concreto.....	38
Equação 9 – Momento fletor característico na borda da placa de concreto.....	39
Equação 10 – Área de aço referente às armaduras de retração (<i>Drag Equation</i>).....	39
Equação 11 – Momento fletor das juntas longitudinais.....	39
Equação 12 – Momento fletor das juntas transversais.....	39

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sistema de camadas em pisos de concreto.	23
Figura 2 – Exemplo de junta de expansão/encontro.	24
Figura 3 – Exemplo de junta de dilatação.....	24
Figura 4 – Exemplo de junta longitudinal de construção com barras de transferência.	25
Figura 5 – Junta transversal.....	25
Figura 6 – Exemplo de junta serrada.	26
Figura 7 – Piso de Concreto Simples.....	26
Figura 8 – Dimensões usuais para pisos de concreto simples.	27
Figura 9 – Piso de Concreto Simples com e sem barra de transferência.	28
Figura 10 – Importância das barras de transferência em pisos de concreto simples.	28
Figura 11 – Exemplo de piso de concreto simples com armadura descontínua.	30
Figura 12 – Piso de concreto simples com armadura contínua.	31
Figura 13 – Piso de concreto estruturalmente armado.	32
Figura 14 – Piso de concreto estruturalmente armado apoiado sobre camadas subjacentes.	33
Figura 15 – Valores de N para placas de concreto com carregamento em seu interior.	36
Figura 16 – Valores de N para placas de concreto com carregamento na borda.	37
Figura 17 – Valores dos coeficientes k_3 e k_6 em função da resistência característica do concreto.	38
Figura 18 – Piso de concreto protendido.	40
Figura 19 – Piso de concreto reforçado com fibras.	42
Figura 20 – Piso de concreto simples com armadura descontínua reforçado com fibras	42
Figura 21 – Piso de concreto simples apoiado sobre o solo natural.	45
Figura 22 – Laje maciça armada em duas direções.	45
Figura 23 – Laje nervurada.	46
Figura 24 – Tipos de ações cíclicas que ocorrem no concreto sujeito ao fenômeno da fadiga.....	47
Figura 25 – Estágios do processo de fadiga do concreto.	48

Figura 26 – Diagrama tensão-deformação de um material frágil.	49
Figura 27 – Diagrama tensão-deformação de um material dúctil	49
Figura 28 – Exemplos de fissuras transversais e longitudinais em pisos de concreto.	52
Figura 29 – Fissuras de canto em pisos de concreto.	53
Figura 30 – Fissuração em pisos de concreto no Agreste Pernambucano.	54
Figura 31– Problemas de fissuração por ação de cargas concentradas e suas consequências.	55
Figura 32 – Laje tipo <i>steel deck</i> com infiltração.....	56
Figura 33 – Piso estruturalmente armado com fissuração por carga excessiva.	56
Figura 34 – Placa de concreto sujeita ao rompimento.	57
Figura 35 – Piso de concreto com rompimento da placa.	58
Figura 36 – Placa de piso de concreto rompida com problemas de infiltração.	58
Figura 37 – Esquema teórico do efeito <i>curling</i> em pisos de concreto.....	59
Figura 38 – Problema de empenamento em pisos de concreto.	59
Figura 39 – Problema de delaminação em pisos de concreto.	60
Figura 40 – Delaminação em pisos de concreto no Agreste Pernambucano.	60
Figura 41 – Esborcinamento das juntas de dilatação.	61
Figura 42 – Piso de concreto com problema de fissuração recorrente.	62
Figura 43 – Fissuração tratada com resina epóxi.....	63
Figura 44 – Interface gráfica do <i>software</i> ANSYS®.....	66
Figura 45 – Modelagem 3D de uma laje maciça apoiada em viga metálica no ANSYS®.....	67
Figura 46 – Localidade da pesquisa.	68
Figura 47 – Representação geométrica do elemento SOLID65.	74
Figura 48 – Representação geométrica do elemento LINK180.	74
Figura 49 – Representação geométrica do elemento CONTA174.....	75
Figura 50 – Geometria da amostra PCLM.....	76
Figura 51 – Amostra PCLM com malha definida.....	76
Figura 52 – Geometria da amostra PCLN.	77
Figura 53 – Amostra PCLN com malha definida.	77

Figura 54 – Comportamento global da amostra PCLM após processamento.	78
Figura 55 – Deslocamento da borda das amostras PCLM.	79
Figura 56 – Comportamento global da amostra PCLN, no pós processamento.	79
Figura 57 – Deformações na região de contato das amostras PCLM-A1 e PCLM-A3.	81
Figura 58 – Deformações na região de contato das amostras PCLM-A2 e PCLM-A4.	82
Figura 59 – Comparativo entre as deformações nas bordas das amostras PCLM.	83
Figura 60 – Tensões na região de contato das amostras PCLM-A1 a PCLM-A4.	84
Figura 61 – Relação entre tensão-deformação das amostras PCLM.	85
Figura 62 – Região de contato entre as placas de concreto das amostras PCLM.	87
Figura 63 – Tensão e deformação das amostras PCLM-A1 e PCLM-A2 em função de Cf	88
Figura 64 – Tensão e deformação das amostras PCLM-A3 e PCLM-A4 em função de Cf	89
Figura 65 – Deformações na região de contato das amostras PCLN-A1 e PCLN-A3.	90
Figura 66 – Comparativo entre as deformações nas bordas das amostras PCLN.	91
Figura 67 – Tensões na região de contato das amostras PCLN-A1 e PCLN-A3.	92
Figura 68 – Região de contato entre as placas de concreto das amostras PCLN.	93
Figura 69 – Tensão e deformação das amostras PCLN-A1 e PCLN-A2 em função de Cf	95
Figura 70 – Tensão e deformação das amostras PCLN-A3 e PCLN-A4 em função de Cf	95

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação do sistema de piso de concreto.....	43
Tabela 2 – Classificação do sistema de piso de concreto quanto ao uso.....	43
Tabela 3 – Teorias de determinação de critérios de ruptura	50
Tabela 4 – Especificações gerais do concreto.....	69
Tabela 5 – Especificações gerais do aço.....	69
Tabela 6 – Características gerais das amostras utilizadas.	70
Tabela 7 – Armaduras das sub-bases das amostras.....	71
Tabela 8 – Subdivisão das amostras em função da modificação das variáveis.	71
Tabela 9 – Características das malhas para as amostras analisadas.	73
Tabela 10 – Parâmetros de tensão e deformação das amostras PCLM para diferentes E_{ci} e C_f	80
Tabela 11 – Deformações para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,1$ das amostras PCLM-A1 e PCLM-A3.....	80
Tabela 12 – Deformações para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,5$ das amostras PCLM-A2 e PCLM-A4.....	81
Tabela 13 – Tensões para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,1$ das amostras PCLM-A1 e PCLM-A3.....	83
Tabela 14 – Tensões para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,5$ das amostras PCLM-A2 e PCLM-A4.....	83
Tabela 15 – Deformações para diferentes C_f e $E_{ci} = 28GPa$ amostras PCLM-A1 e PCLM-A2.....	87
Tabela 16 – Tensões para diferentes C_f e $E_{ci} = 28GPa$ das amostras PCLM-A1 e PCLM-A2.....	87
Tabela 17 – Deformações para diferentes C_f e $E_{ci} = 56GPa$ amostras PCLM-A3 e PCLM-A4.....	88
Tabela 18 – Tensões para diferentes C_f e $E_{ci} = 56GPa$ das amostras PCLM-A3 e PCLM-A4.....	88
Tabela 19 – Parâmetros de tensão e deformação das amostras PCLN para diferentes E_{ci} e C_f	89
Tabela 20 – Deformações para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,1$ das amostras PCLN-A1 e PCLN-A3.	90
Tabela 21 – Deformações para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,5$ das amostras PCLN-A2 e PCLN-A4.	91
Tabela 22 – Tensões para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,1$ das amostras PCLN-A1 e PCLN-A3.	92
Tabela 23 – Tensões para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,5$ das amostras PCLN-A2 e PCLN-A4.	92
Tabela 24 – Deformações para diferentes C_f e $E_{ci} = 28GPa$ amostras PCLN-A1 e PCLN-A2.....	94
Tabela 25 – Tensões para diferentes C_f e $E_{ci} = 28GPa$ das amostras PCLN-A1 e PCLN-A2.....	94
Tabela 26 – Deformações para diferentes C_f e $E_{ci} = 56GPa$ amostras PCLN-A3 e PCLN-A4.....	94
Tabela 27 – Tensões para diferentes C_f e $E_{ci} = 56GPa$ das amostras PCLN-A3 e PCLN-A4.....	94

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of Highway and Transportation</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ANAPRE	Associação Nacional de Pisos e Revestimento de Alto Desempenho
ANSYS	<i>Swanson Analysis System</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
DMT	Dilamômetro de Marchetti
EPS	Poliestireno Expandido
FEM	<i>Fine Element Method</i>
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FWD	<i>Falling Weigh Deflectometer</i>
ITBS	Instituto Brasileiro de Telas Soldadas
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PCI	<i>Portland Cement Association</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
PCSN	Piso de concreto com o solo natural como sub-base
PCLM	Piso de concreto com a laje maciça como sub-base
PCLN	Piso de concreto com a laje nervurada como sub-base
A	Área de contato dos pneus na placa de concreto
A_s	Área de aço efetiva da placa de concreto
CA-25	Aço para concreto armado com tensão de escoamento de 250Mpa
CA-50	Aço para concreto armado com tensão de escoamento de 500Mpa
CA-60	Aço para concreto armado com tensão de escoamento de 600Mpa
E_{ci}	Módulo de deformação longitudinal tangente do concreto
E_{cs}	Módulo de deformação longitudinal secante do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
$F_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
F_{yk}	Tensão de escoamento característica do aço
a/c	Relação água-cimento
α_c	Coefficiente de dilatação térmica
b	Faixa de largura adotada para o cálculo da placa de concreto
γ_c	Massa específica do concreto

γ_n	Coeficiente de minoração das ações
δ	Percentual de eficiência das juntas de dilatação
d_1	Distância entre eixos para cargas no interior da placa
d_2	Altura útil da placa de concreto
ε	Deformação
f	Constante de atrito adimensional
G_c	Módulo de elasticidade transversal
h	Espessura do piso de concreto
k	Coeficiente de recalque da fundação
k_3	Coeficiente de correlação do momento para determinação da área de aço
k_6	Coeficiente de correlação das dimensões da placa com o momento fletor
l	Raio de rigidez da placa do concreto
L	Comprimento da projeção do pneu na placa de concreto
JC	Junta de construção
JD	Junta de dilatação
JE	Junta de encontro
JS	Junta serrada
M_k	Momento fletor característico atuante na placa
M_b	Momento fletor na região da borda na placa
M_i	Momento fletor na região interna na placa
M_{jl}	Momento fletor das juntas longitudinais
M_{jt}	Momento fletor das juntas transversais
N	Número de blocos para cargas da placa de concreto
np	Quantitativo de pneus no veículo
P_{eixo}	Carregamento do eixo
P_r	Carga de cada pneu
q	Pressão de enchimento dos pneus
σ	Tensão
σ_e	Tensão de escoamento do aço
σ_{lp}	Tensão do aço no regime elástico
σ_r	Tensão máxima do aço no comportamento plástico
σ_{rup}	Tensão de ruptura do aço
ν	Coeficiente de Poisson
x	Distância entre eixos para cargas na borda da placa
W	Largura da projeção do pneu na placa de concreto
PCLM	Piso de concreto simples apoiado sobre laje maciça
PCLN	Piso de concreto simples apoiado sobre laje nervurada

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 JUSTIFICATIVA	20
3 OBJETIVOS	21
3.1 Geral	21
3.2 Específicos	21
4 REFERENCIAL TEÓRICO	22
4.1 Pisos de concreto	22
4.1.1 Piso de Concreto Simples	26
4.1.2 Piso de Concreto Simples com Armadura Descontínua	29
4.1.3 Piso de Concreto Simples com Armadura Contínua	31
4.1.4 Piso de Concreto Estruturalmente Armado	32
4.1.5 Piso de Concreto Protendido	40
4.1.6 Piso de Concreto Reforçado com Fibras	41
4.2 Classificação dos Pisos de Concreto	42
4.2.1 Quanto à linha de estudo	42
4.2.2 Quanto à utilização	43
4.3 Elementos de sub-base em pisos de concreto	44
4.3.1 Solo Natural	44
4.3.2 Laje Maciça	45
4.3.3 Laje Nervurada	46
4.4 Fadiga do Concreto	47
4.5 Critérios de Ruptura	49
4.6 Manifestações patológicas em pisos de concreto	51
4.6.1 Fissuração	52
4.6.2 Rompimento da placa	57
4.6.3 Empenamento	59
4.6.4 Delaminação	60
4.6.5 Esborcinamento das juntas de dilatação	61
4.7 Recuperação de pisos de concreto	62
4.8 Análise numérica em estruturas de concreto	64
4.8.1 Software para modelagem e análise estrutural: ANSYS®	65
5 MATERIAIS E MÉTODOS	68
5.1 Área de estudo	68
5.2 Estrutura da pesquisa	68
5.2.1 Caracterização das amostras	69
5.2.2 Atividades	72
5.2.3 Procedimentos para Discretização e Cálculo	73
6 RESULTADOS E DISCUSSÃO	78
6.1 Influência das dimensões e propriedades de resistência das placas PCLM.	80

6.2 Influência da aderência na região de contato entre as placas PCLM.....	86
6.3 Influência das dimensões e propriedades de resistência das placas PCLN.	89
6.4 Influência da aderência na região de contato entre as placas PCLN.	93
7 CONCLUSÃO.....	96
8 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	97
REFERÊNCIAS.....	98

1 INTRODUÇÃO

Não é novidade que a indústria da construção civil é uma das principais alavancas para o desenvolvimento de qualquer sociedade. No Brasil, quantias incomensuráveis de valores financeiros têm sido injetadas nesse setor anualmente, dando um grande salto para a economia do país. A última década tem se mostrado promissora nesse aspecto, considerando o grande número de obras realizadas nos setores público e privado, com programas de governo específicos. Com tanto investimento, não é difícil visualizar que o Brasil tem total condição em ser uma das grandes potências mundiais nesse setor, com obras de alta tecnologia e qualidade impecável.

No entanto, o que se observa atualmente é o contrário. Isso se dá por diversos fatores. Prazos cada vez mais curtos, visão unilateral pelo lucro desenfreado, inobservância quanto ao cumprimento dos preceitos normativos que remetem ao desempenho, segurança, qualidade e durabilidade dos projetos, fiscalização precária dos órgãos reguladores, uso de materiais de baixa qualidade e a mão de obra sem o devido preparo são alguns dos requisitos que contribuem para o excessivo quantil de patologias existentes nas estruturas de concreto das edificações brasileiras.

Em adição, outros fatores denotam a extensa gama de patologias existentes no concreto, como especificações inadequadas ou insuficientes, ausência de projetos, inobservância das normas, procedimentos executivos inadequados, falta de controle de qualidade, redução de custos, mau uso da estrutura e falta de manutenção preventiva e corretiva.

O concreto é o carro chefe brasileiro no que tange aos sistemas estruturais. Seus componentes existem em abundância, o que torna baixo seu custo de produção. É um compósito com elevadas possibilidades de aplicação/utilização, o que o torna bastante versátil. Edificações residenciais, comerciais, rodovias, pontes, viadutos, torres de resfriamento, edifícios altos, obras de saneamento, usinas e até plataformas de extração de petróleo utilizam esse tipo de material. Há uma estimativa de consumo de concreto da ordem de 11 bilhões de toneladas ao ano, o equivalente a 1,90 toneladas por habitante. É um consumo tão alto que só está abaixo do consumo de água. No Brasil, esse consumo é da ordem de 30 milhões de metros cúbicos anuais (PEDROSO, 2009).

Uma das aplicações do concreto que tem atraído investidores é o piso de concreto polido. Sua boa performance funcional frente a estados de carregamento estáticos e dinâmicos, redução de tempo e praticidade executiva fizeram com que o piso de concreto se tornasse o principal revestimento no âmbito industrial. Não obstante, também é possível constatar sua

aplicação em armazéns, centros logísticos, shopping centers, edifícios garagem, edificações comerciais e residenciais (LOPRENCIPE; CANTISANI, 2015).

Para um sistema de piso de concreto polido livre de patologias, muitas variáveis devem ser consideradas. O *American Concrete Institute* (ACI) em seu *Guide for Concrete Floor and Slabs Construction – ACI 302.1R-96* (Guia para Construção de Pisos de Concreto e Lajes) recomenda diversos aspectos para se evitar o surgimento de patologias. Dentre as principais, estão as considerações iniciais de projeto, sistema estrutural em função do estado de carregamento, seus elementos constituintes, propriedades e consistência das misturas de concreto, transporte, aplicação, juntas, acabamento, cura, proteção e manutenção.

Para o caso de algumas das recomendações não serem atendidas, o elemento estrutural estará sujeito a problemas de ordens diversas. Trincas, fissuras, despassivação das armaduras por ação dos cloretos e carbonatação são exemplos de patologias encontradas nas estruturas de concreto de uma forma geral. Em pisos de concreto, os principais problemas que podem ser identificados são a Fissuração, o Rompimento da Placa de Concreto, Delaminação, Empenamento das Bordas, Umidade Ascendente, Esborcinamento das Juntas de Dilatação e o Desgaste por Abrasão (ACI 302.1R, 1996).

A fissuração excessiva em pisos de concreto é sintoma patológico severo, principalmente quando se tem como sub-base elementos de placa de concreto como lajes em concreto armado, visto que as aberturas indesejáveis tornam possíveis a passagem de agentes deletérios para a sub-base, aumentando ainda mais o problema, podendo levar ao colapso progressivo do conjunto. O rompimento da placa de concreto além de causar a perda das funções usuais do piso é uma situação ainda mais preocupante, considerando que o processo degenerativo da sub-base será bem mais acelerado que na fissuração.

Essas patologias tem sido recorrentes em diversas obras de pequeno a grande porte no agreste pernambucano. Nesse cenário, o presente estudo teve como foco proceder uma análise via Método dos Elementos Finitos com o auxílio de uma ferramenta computacional, o ANSYS®, em pisos de concreto que tem como sub-base o solo e lajes em concreto armado com vistas na identificação das possíveis causas, bem como a proposição de soluções factíveis para os problemas de fissuração.

2 JUSTIFICATIVA

Manifestações patológicas como a fissuração e o rompimento da placa de concreto tem sido recorrentes nos pisos de concreto de diversas obras situadas no Agreste Pernambucano, como galpões industriais, edifícios comerciais, residenciais, edifícios garagens, estacionamentos de shopping centers e armazéns. Além de problemas de ordem estrutural e da necessidade de interrupção parcial ou total das atividades fins a que esse tipo de piso oferece o suporte, os custos de reparo e manutenção dos pisos têm se mostrado elevados (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007).

Obras de médio e grande porte que têm apresentado problemas de fissuração com rompimento da placa dos pisos de concreto demandam extensa logística e procedimentos tecnológicos adequados para a solução dos problemas patológicos. Logo, indicadores que promovam o desenvolvimento de projetos sólidos nos aspectos de qualidade, durabilidade, segurança, bem como a harmonização com as perspectivas de sustentabilidade, precisam ser insituídos de modo emergencial para que se possa elevar o índice de confiabilidade desse tipo de sistema construtivo.

Em adição, atualmente há uma série de carências de pesquisas nessa área, como a necessidade de caracterização do comportamento das placas de concreto apoiadas em base elástica quando sujeitas a carregamentos estáticos e dinâmicos e a importância na identificação das principais causas que geram problemas patológicos referentes aos pisos de concreto que tem como sub-base o solo natural ou elementos de placa em concreto armado, como lajes maciças e nervuradas.

Esta pesquisa possibilita, na etapa de desenvolvimento de projetos de pisos de concreto polido, maior confiabilidade no que tange à prevenção da propagação de fissuras, além de fornecer indicadores quanto ao tipo de laje que melhor se enquadra para fins de utilização como sub-base de pisos de concreto elevados.

O sucesso dessa pesquisa tem um importante papel, visto que pode contribuir de forma significativa para a comunidade acadêmica e a indústria da construção civil, considerando que esses tipos de patologias não são apenas um problema de ordem local.

3 OBJETIVOS

3.1 Geral

Analisar os principais fatores que contribuem para a fissuração e ruptura de placa em pisos de concreto apoiados sobre bases elásticas, através de análise numérica via Método dos Elementos finitos.

3.2 Específicos

- a) Definir os principais parâmetros que influenciam/colaboram para o surgimento e propagação de fissuras e rompimento da placa de concreto;
- b) Caracterizar o tipo de laje de concreto armado que melhor se enquadra em função do desempenho estrutural quando de seu emprego como sub-base para pisos de concreto;
- c) Instituir recomendações de cunho preventivo quando do dimensionamento dos pisos de concreto no intuito de evitar patologias provenientes da fissuração e rompimento da placa de concreto.

4 REFERENCIAL TEÓRICO

4.1 Pisos de concreto

Um piso de concreto, de acordo com a Associação Nacional de Pisos e Revestimentos de Alto Desempenho – ANAPRE (2016), é definido como um elemento estrutural de placa em concreto armado que tem como função resistir e transferir carregamentos estáticos e dinâmicos de forma pontual ou distribuída à fundação.

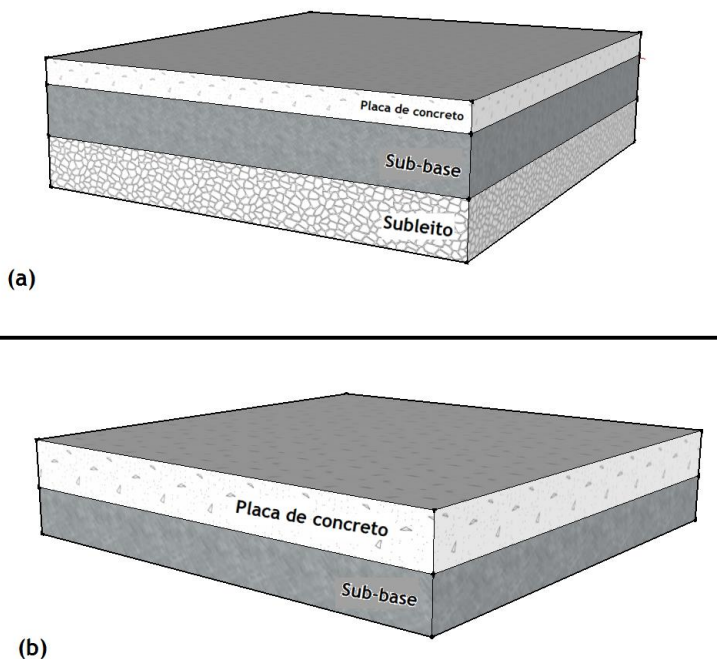
Possuem grandes vantagens frente aos outros tipos de revestimentos, quando aplicados em galpões de armazenagem de materiais, estacionamentos, shopping centers, pisos comerciais, pavimentação rígida de rodovias, sistemas viários e áreas industriais, considerando a versatilidade, rapidez de implementação, resistência aos esforços mecânicos e ataques dos agentes químicos.

Os materiais básicos componentes dos pisos de concreto de alto desempenho, de modo geral, são o cimento Portland; as adições minerais como a cinza volante, metacaulim, escória granulada de alto forno ou sílica ativa; os agregados graúdos e miúdos; a água; e os aditivos, que podem ser do tipo plastificante, retardador, acelerador, superplastificante. As características dos materiais componentes dos pisos são variáveis e podem ser estabelecidas na etapa de projeto, seguindo naturalmente todas as recomendações estabelecidas nas normas brasileiras vigentes (CUNHA, 2013).

Os pisos de concreto possuem algumas camadas em sua composição, sendo cada uma delas com emprego específico. O sub-leito é a primeira camada inferior do piso, com função de receber os esforços advindos das camadas superiores. A segunda camada é a sub-base, responsável pelo suporte, conformação e distribuição do estado de carregamento para o subleito. A terceira camada é conhecida como barreira de vapor e tem como função a impermeabilização dos agentes físicos químicos ou biológicos, como por exemplo a umidade ascendente. A quarta camada são as placas de concreto, que recebem o estado de carregamento (seja ele estático ou dinâmico) e os transferem para as camadas inferiores em regime elástico. A quinta camada tem como foco a estabilização da compactação, acabamento superficial e resistência à abrasão, de acordo com o fim a que se destinarem os pisos (CHODOUNSKY; VIECILI, 2007).

De modo resumido, é possível verificar na Figura 1 cada camada que compõe o sistema de piso de concreto.

Figura 1 – Sistema de camadas em pisos de concreto.



Fonte: Do Autor (2016).

Na Figura 1a, a camada referente ao subleito geralmente tem o solo como componente. Algumas variações nos quantis das camadas podem ser necessárias a depender dos projetos e fins específicos. Para o caso de pisos de concreto elevados, por exemplo, a primeira camada (subleito) é desconsiderada, ficando a camada sub-base como acumuladora das funções de resistir e transmitir o estado de carregamento. Nesses casos a sub-base comumente se trata de lajes em concreto armado (Figura 1b).

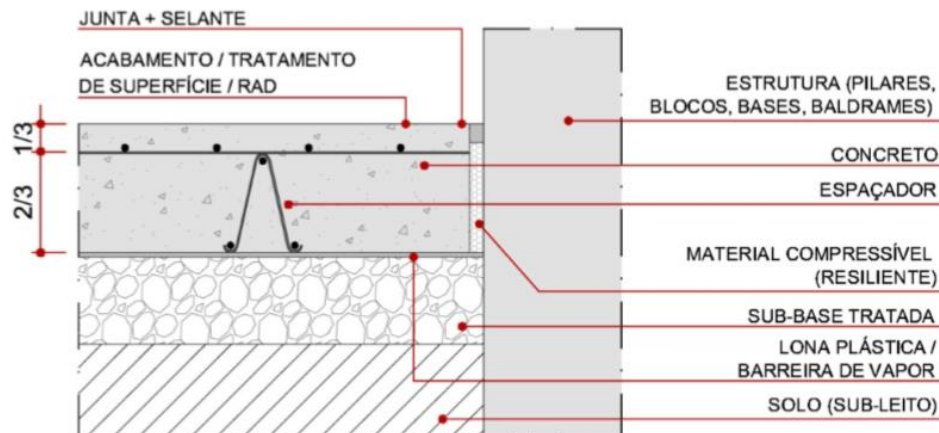
Rodrigues (2016) destaca que, quando se trata de projeto e execução de pisos de concreto no mercado brasileiro, apenas 40% dos 42 milhões de metros quadrados executados no ano de 2011, por exemplo, possuíam especificação técnica adequada. Dessa forma não é difícil identificar um dos fatores que tem contribuído para os problemas estruturais nos pisos de concreto.

Em outra pesquisa, Rodrigues (2006) informa que além das camadas, os pisos de concreto possuem juntas de dilatação, cujo objetivo é a manutenção da descontinuidade estrutural para garantir a movimentação das placas de concreto, bem como auxílio no processo executivo do piso. Possuem uma classificação em função da distinção entre as mesmas, quais sejam: Juntas de Encontro, Juntas de Construção e Juntas Serradas.

De acordo com Cristelli (2010) as Juntas de Encontro (JE) são aberturas que separam as placas de concreto das outras estruturas, como por exemplo no encontro de paredes, vigas

baldrame, pilares, dentre outros. Tem como foco principal a inibição da transferência de esforços, bem como da dilatação e retração para as peças adjacentes. Esse tipo de junta também é conhecido como junta de expansão (Figura 2).

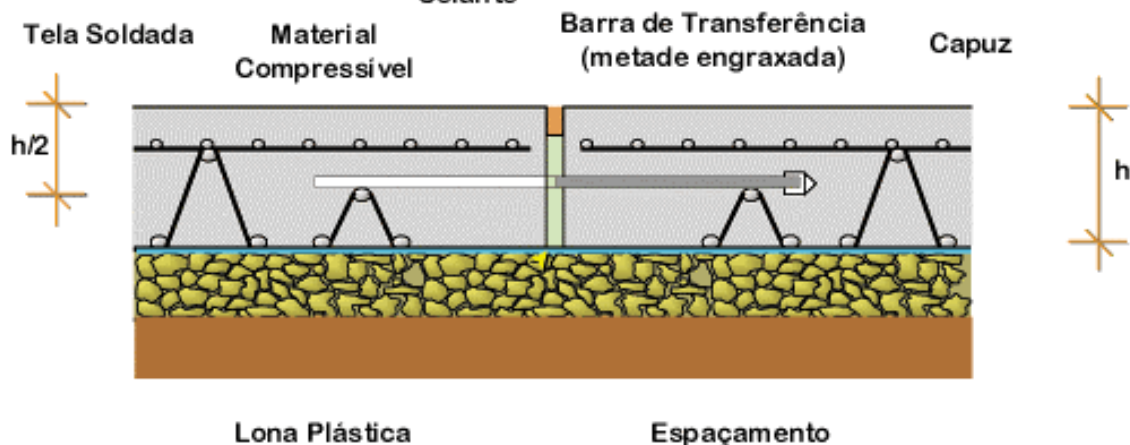
Figura 2 – Exemplo de junta de expansão/encontro.



Fonte: Cristelli (2010).

Esse tipo de junta, quando aplicada em pisos que estão sujeitos a cargas dinâmicas com mudanças de direção no sentido do tráfego, tem uma modificação em sua configuração, de modo que é aplicada uma barra de transferência entre duas placas de concreto conforme se observa na Figura 3:

Figura 3 – Exemplo de junta de dilatação.

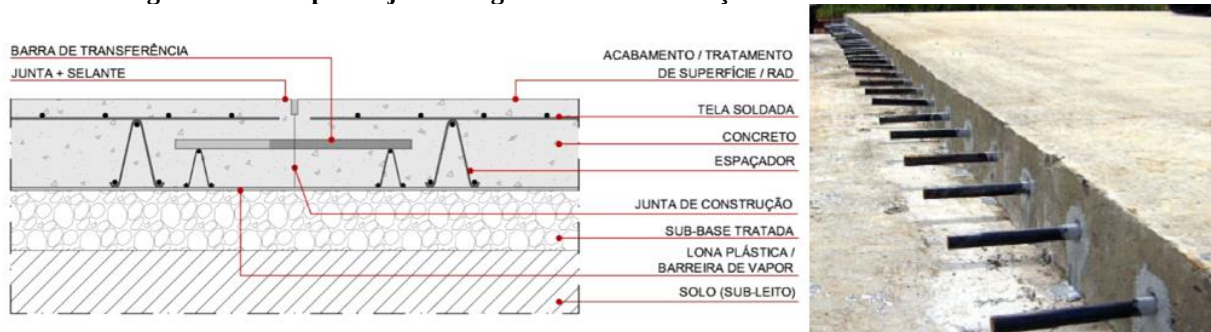


Fonte: Rodrigues e Gasparetto (1999).

Quando aplicada com essa configuração a junta de encontro passa a ser identificada como Junta de Dilatação (JD). A barra de transferência desse tipo de junta tem um pino de travamento em uma das extremidades para evitar o destacamento.

As Juntas Longitudinais de Construção (JC) surgem em função da etapa de concretagem pela paginação e distribuição das fôrmas. Tem como objetivo o controle de retração e fissuras. Também fazem uso de barras de transferência na região de ligação entre placas. Um esquema representativo com exemplo de piso executado com esse tipo de junta pode ser observado na Figura 4.

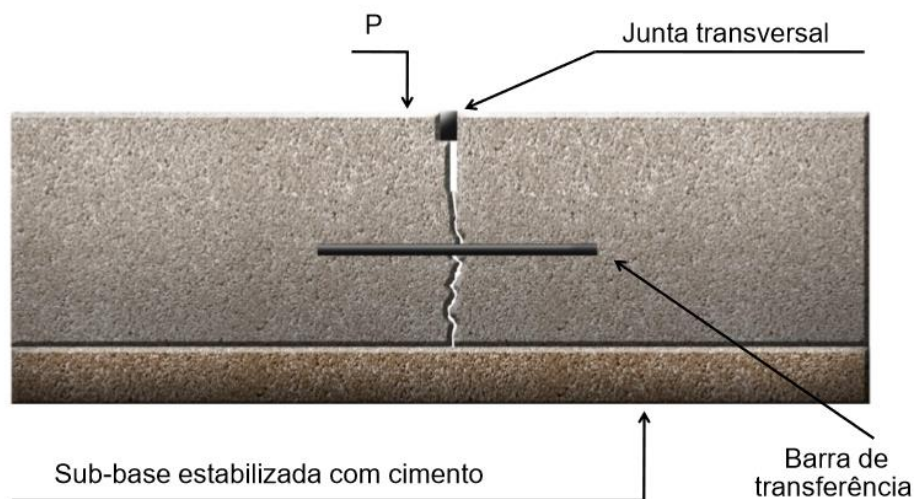
Figura 4 – Exemplo de junta longitudinal de construção com barras de transferência.



Fonte: Adaptado de Cristelli (2010).

As Juntas Serradas (JS) promovem a fissuração induzida nas placas de concreto, por meio de máquinas com discos de corte. São utilizadas quando do uso do piso de concreto para grandes áreas com concretagem contínua (Figura 5).

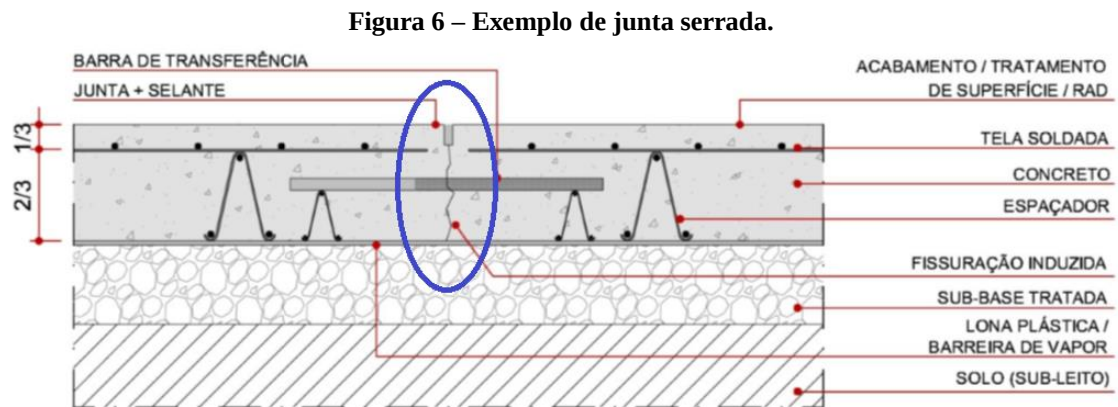
Figura 5 – Junta transversal.



Fonte: Associação Brasileira de Cimento Portland (2016).

O processo de corte tem gerado diversos debates sobre o momento ideal para a realização do mesmo. Rodrigues e Gasparetto (1999) afirmam que o tempo médio para execução dos cortes é em torno de 10 (dez) horas após a concretagem. Os mesmos autores alertam também que fatores como o clima, umidade, relação água/cimento, temperatura e aditivos são fatores que também devem ser observados antes do processo de corte. O

espaçamento e espessura das juntas variam em relação a cada projeto. Um exemplo de piso com junta serrada pode ser observado na Figura 6.

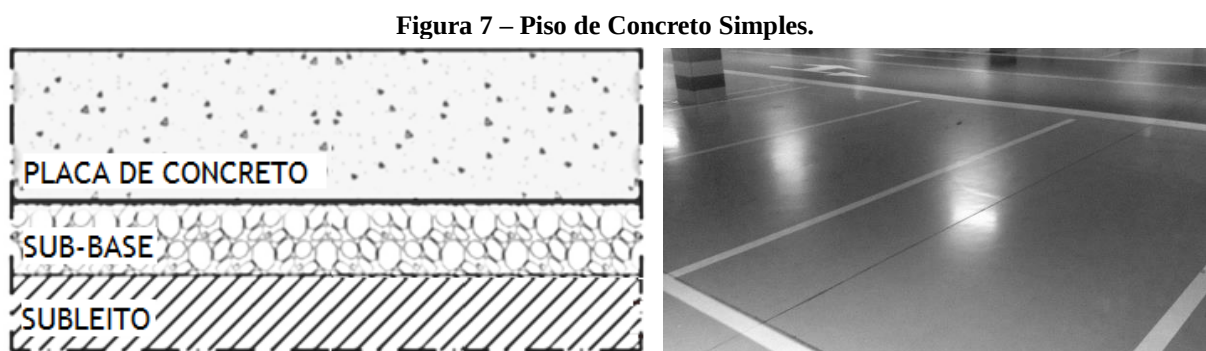


Fonte: Adaptado de Cristelli (2010).

A qualidade, durabilidade e bom desempenho em serviço do piso depende da eficácia no preparo e execução de cada camada e do sistema de juntas. Neto *et al.* (2014) recomendaram a minimização do uso de juntas quando possível, considerando a necessidade de reduzir os problemas de patologias provenientes das juntas e elevar a durabilidade do sistema.

4.1.1 Piso de Concreto Simples

Esse tipo de sistema tem como característica a ausência de armaduras para resistir ao estado de carregamento. Nesse caso, o concreto resiste a todas as parcelas de esforços de compressão e tração, estes gerados pelos fatores reológicos do concreto como a variação de temperatura e a retração. Geralmente possuem espessuras mais elevadas quando comparado aos outros tipos de piso, tendo em vista a necessidade em compensar a defasagem do concreto frente a solicitações de tração. O esquema desse tipo de sistema de pavimentação pode ser verificado na Figura 7.

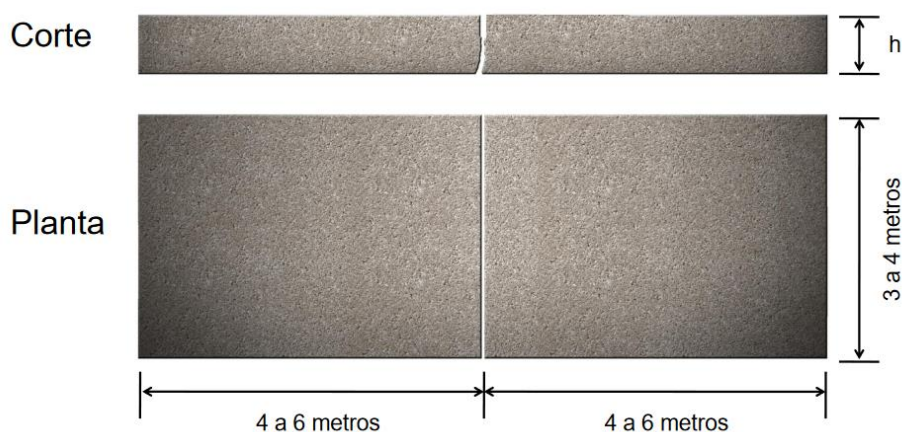


Fonte: Adaptado de Carvalho (2009).

O sistema de camadas acima pode ser simplificado quando da utilização desse tipo de piso em pavimentos elevados, ficando apenas a placa de concreto com seu revestimento sem alteração na configuração e a sub-base, que geralmente é uma laje maciça ou nervurada em concreto armado.

Para Chodounsky (2010), o processo de execução do piso é simples. O piso de concreto possui alta rigidez e sua dosagem é mais simplificada quando comparada com outros elementos estruturais. Contudo, limitações em aplicações práticas podem ser identificadas, como a restrição quanto ao comprimento das placas, que não deve superar os seis metros (Figura 8).

Figura 8 – Dimensões usuais para pisos de concreto simples.



Fonte: ABCP (2016).

Alguns profissionais fazem uso de uma armadura no banzo superior para elevar o comprimento das placas, considerando que, mesmo sem função estrutural, essas armaduras ajudam no controle da fissuração das placas. Além disso, uma quantidade elevada de juntas (em torno de 0,5 m por m² de piso) pode reduzir a vida útil do sistema. De acordo com Oliveira (2000), a altura média da seção transversal de pisos de concreto simples sem barras de transferência varia de 15 a 20 cm. Já para os pisos com barras de transferência, esse intervalo é de 15 a 45 cm.

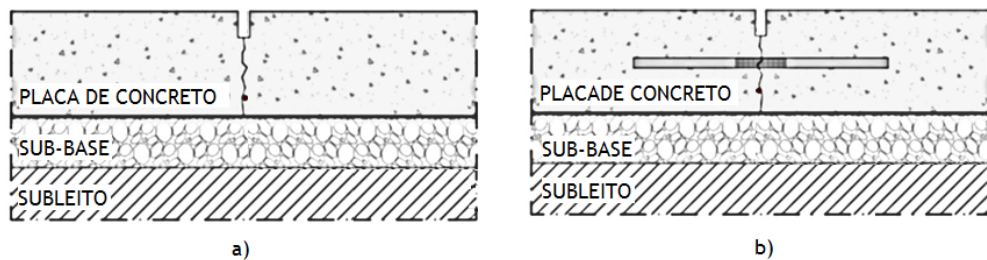
O carregamento que irá atuar também influi na escolha desse tipo de piso. Para cargas elevadas, é aconselhável a análise de outro tipo de piso como alternativa, a exemplo do piso de concreto estruturalmente armado, bastante utilizados em pisos industriais. Esse tipo de piso será tratado com mais atenção no item 4.1.4 deste trabalho.

O sistema de juntas do piso de concreto simples pode ainda fazer uso de barras de transferência de esforços entre as placas com vistas no melhor desempenho do sistema

estrutural, bem como na possibilidade de minimização de problemas patológicos, como por exemplo, o empenamento e o rompimento da placa por fissuração excessiva.

Na Figura 9, pisos de concreto simples com e sem barra de transferência podem ser vistos.

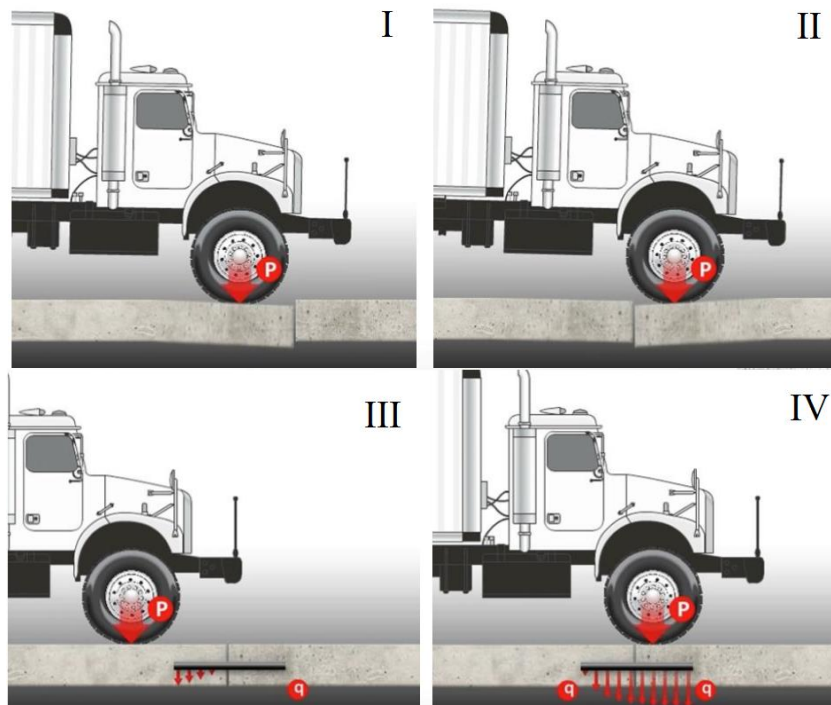
Figura 9 – Piso de Concreto Simples com e sem barra de transferência.



Fonte: Adaptado de Carvalho (2009).

Na Figura 9a exemplifica-se um piso de concreto simples sem a barra de transferência, com junta do tipo serrada para indução de fissuração naquela região. As camadas inferiores são a sub-base e o subleito. Na Figura 9b, a configuração do piso é a mesma, com exceção da inserção da barra de transferência. Essa barra absorve as tensões de tração na região, não impedindo, nesse caso, a fissuração da peça, pois o intuito naquela região é que esse fenômeno ocorra. Na Figura 10 que segue, a importância da utilização da barra de transferência para esse tipo de piso pode ser constatada de modo prático.

Figura 10 – Importância das barras de transferência em pisos de concreto simples.



Fonte: ABCP (2016).

É evidente a contribuição das barras de transferência no que tange a uma distribuição uniforme de cargas na ligação entre as placas (situações III e IV). Isso colabora para a manutenção das deformações limites, além de prevenir possíveis problemas patológicos de modo prematuro.

Em relação à resistência do concreto, uma redução na relação água/cimento e o aumento da resistência característica do mesmo têm sido utilizados para garantir bons índices de resistência à tração, bem como a redução da fissuração via retração hidráulica. Chodounsky e Vieceili (2007) e Cunha (2013) alertam ainda que o rompimento da placa pela fadiga do concreto também é possível ocorrer para os casos de carregamento cíclico, mesmo sem atingir a tensão de ruptura.

O dimensionamento dos pisos de concreto simples segue, em linhas gerais, o modelo elástico das placas, conforme as proposições estabelecidas por Westergaard (1927). Como um dos precursores na consideração de placas rígidas apoiadas sobre base elástica, Westergaard definiu equações para determinação dos parâmetros relativos às tensões de tração na flexão nas placas, as quais foram aprimoradas ao longo do tempo pelo próprio autor e por diversos pesquisadores e associações, a exemplo de Pickett e Ray (1950), a *Portland Cement Association* (PCA, 1966), Packard (1976) e a *American Association of Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 1993).

Para fins de cálculo e detalhamento de placas de pisos de concreto simples, o projetista deve seguir, dentre outras normas aplicáveis, os preceitos estabelecidos no ACI 302.1R-96 (ACI, 1996).

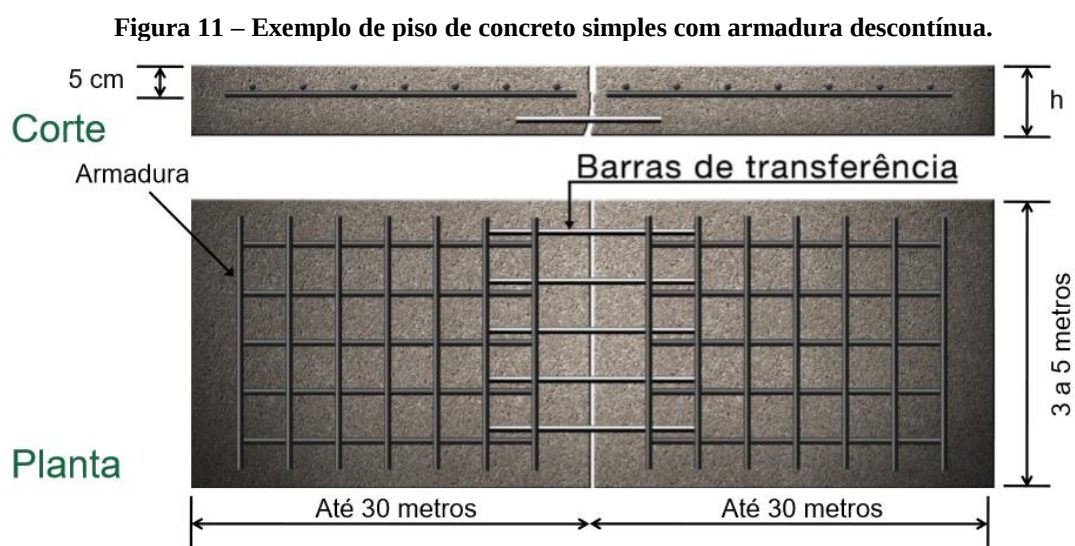
4.1.2 Piso de Concreto Simples com Armadura Descontínua

Bastante utilizado em pisos industriais, o piso de concreto com armadura distribuída descontínua difere do piso de concreto simples por ter, em sua composição, uma armadura composta por telas de aço. Essas telas geralmente são formadas por fios de aço do tipo CA-60, sobrepostos de modo longitudinal e transversal e espaçados conforme determinação do projetista. Podem ser armadas *in loco* de modo manual, com cada cruzamento dos fios sendo ligados por arame recozido ou de modo pré-moldado, onde esses fios são eletrosoldados por caldeamento.

Nesse tipo de piso, a armadura disposta no banzo superior da seção transversal do concreto tem como principal função o controle de empenamento e fissuração por retração ou variação de temperatura, não tendo, portanto, função estrutural. Uma boa vantagem que se

observa é a possibilidade de redução do quantitativo de juntas, o que permite vencer vãos com maior comprimento e largura. Para Oliveira (2000), esse tipo de piso tem sido utilizado com frequência, desde calçamentos de pequenos empreendimentos a grandes indústrias no Brasil, este último com a utilização de placas de concreto em torno dos 30m de comprimento.

Para evitar a propagação de fissuras na placa, a continuidade da armadura deve ser interrompida na região das juntas de dilatação, mantendo-se as barras de transferência na região das emendas das placas de concreto. Um exemplo de piso de concreto simples com armadura distribuída descontínua pode ser observado na Figura 11.



Fonte: ABCP (2016).

Como se observa na figura acima, a interrupção das armaduras na região das barras de transferência é o principal ponto que caracteriza esse tipo de piso. As malhas de aço são dispostas a uma média de 5 cm da face comprimida da placa de concreto para pisos de 15 cm de altura, com vãos entre juntas podendo chegar até os 30m de comprimento e uma média 3 m a 5 m de largura. O espaçamento das armaduras longitudinais nas duas direções dependem da taxa de armadura atribuída ao piso. A altura usual desse piso é semelhante ao piso de concreto simples, visto que a inserção das armaduras, como já foi visto antes, não caracterizam a possibilidade adoção de uma placa de concreto mais esbelta. Assim, para pisos com barras de transferência, a altura média da placa varia de 15 a 45 cm (ACI 215.R, 1997).

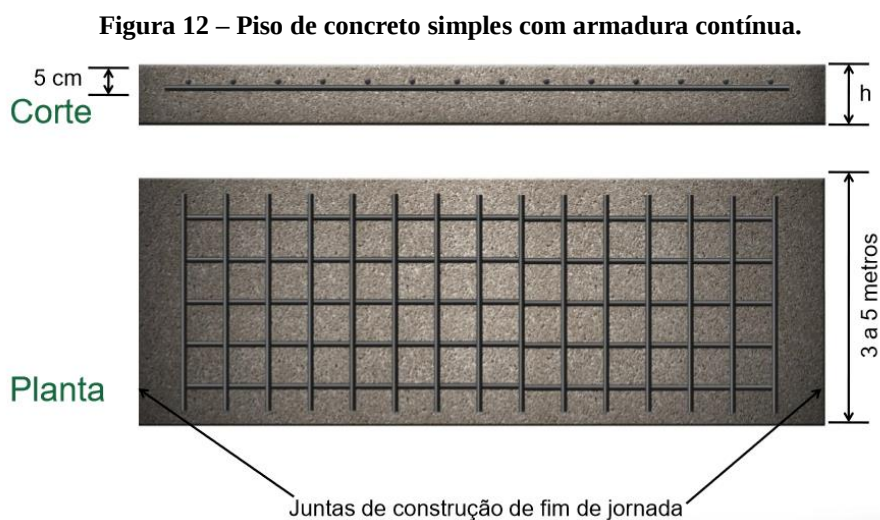
De acordo com Cunha (2013), mesmo fazendo uso dos métodos tradicionais de cálculo, há uma divergência entre essas taxas, sendo verificado um intervalo entre 0,04% a 1,00%. Ytterberg (1987) sugere que uma taxa de 0,15% de armadura deve ser empregada quando da minimização de ocorrência de um tipo de problema patológico comum em placas de concreto,

o empenamento. De modo complementar, Chodounsky e Viecili (2007) alertam para a necessidade de adoção de uma taxa de 0,10% para um correto controle de fissuração das placas para esse tipo de piso de concreto.

4.1.3 Piso de Concreto Simples com Armadura Contínua

Como o nome sugere, o piso de concreto com armadura contínua possui, em todo seu plano, uma armadura distribuída de forma contínua. A grosso modo, esse tipo de piso visualmente se assemelha a uma laje maciça com armaduras dispostas no banzo comprimido do elemento, porém não é o caso.

De modo análogo ao tipo de piso visto na seção anterior, a função predominante das barras de aço que compõe a malha é o controle da fissuração, seja por retração ou variação de temperatura. Por outro lado, dependendo da metodologia executiva empregada, as juntas longitudinais e transversais podem ser desconsideradas, mantendo-se apenas as juntas construtivas (OLIVEIRA, 2000). Na Figura 12 abaixo, um esquema do piso de concreto simples com armadura distribuída pode ser observado.



Fonte: ABCP (2016).

Conforme ilustração acima, o cobrimento da face superior da placa de concreto é da ordem de 5 cm ou $1/3$ da espessura total. As juntas de construção ficam situadas nas extremidades apenas. O cálculo de detalhamento desse tipo de piso segue os ritos estabelecidos a partir da PCA (1966) e da AASHTO (1993; 1998).

Cunha (2013) salienta que, mesmo com as armaduras, esse tipo de piso de concreto apresenta uma situação característica de fissuração por retração. Contudo, as fissuras ocorrem

de forma regular e controlada. A autora alerta ainda que não se deve confundir com o piso de concreto estruturalmente armado, visto que as armaduras nele empregadas têm pouca capacidade de absorção do estado de carregamento. Os pisos de concreto estruturalmente armado será tratado a seguir.

4.1.4 Piso de Concreto Estruturalmente Armado

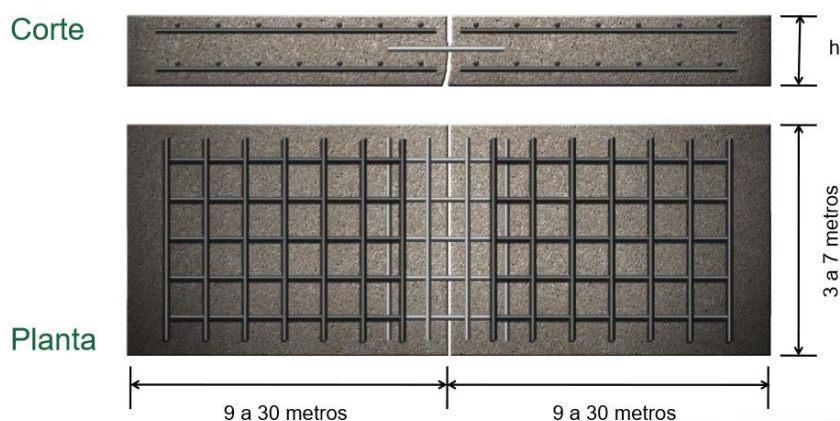
No Brasil, existem dois tipos de pisos de concreto estruturalmente armado: os que possuem armadura simples com função estrutural, acondicionada a um terço da altura da placa, tomando como base o banzo comprimido; e o piso com armadura dupla.

O piso de concreto estruturalmente armado com armadura simples possui uma taxa de armadura destinada a absorção dos esforços de tração no banzo tracionado da peça advindos do estado de carregamento. A parcela resistente à tração por parte do concreto é desconsiderada nesse caso.

Há também uma taxa de armadura na região superior da placa de concreto, voltada ao controle de fissuração. Ytterberg (1987) e Chodounsky (2010) sugerem taxas mínimas de armaduras para controle de fissuração em 0,15% da área da seção transversal.

Chodounsky e Viecili (2007) afirmam que a utilização de armadura dupla possibilita a redução do quantil de juntas, da espessura da placa, bem como da adoção de placas de dimensões maiores, variando de 5 m a 20 m. Em alguns casos, Cristelli (2010) afirma que já foram identificados pisos de concreto estruturalmente armados com dimensões de até 30 m. Na Figura 13 a seguir, um exemplo desse tipo de piso pode ser visto.

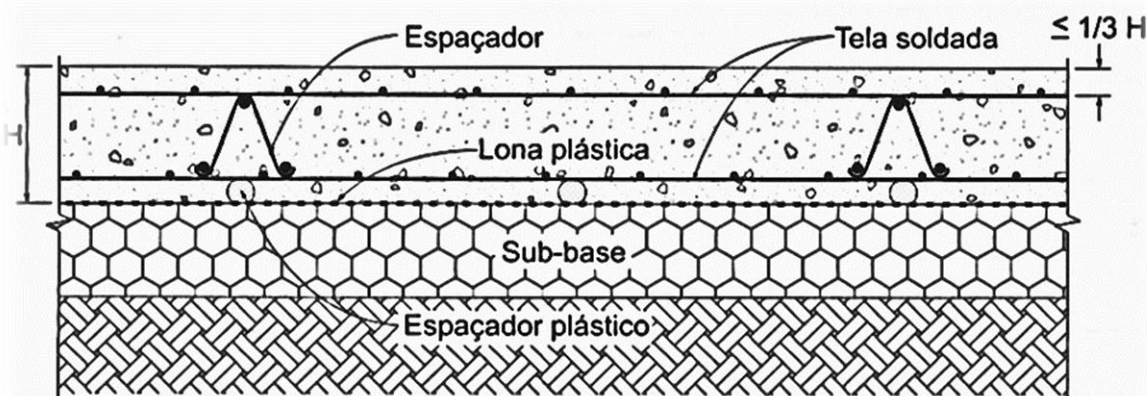
Figura 13 – Piso de concreto estruturalmente armado.



Fonte: ABCP (2016).

No esquema da figura anterior é possível identificar as disposições das armaduras de tração e compressão, bem como a armadura referente às barras de transferência. Um esboço detalhado do piso de concreto estruturalmente armado apoiado sobre as camadas subjacentes pode ser identificado na Figura 14.

Figura 14 – Piso de concreto estruturalmente armado apoiado sobre camadas subjacentes.



Fonte: Rodrigues (2006).

O espaçador plástico indicado na figura acima serve para garantir o cobrimento da armadura e evitar que ela seja posicionada de forma inadequada, o que pode prejudicar todo o sistema estrutural.

Como vantagens, esse tipo de piso suporta grandes estados de carregamento, controle de fissuração eficaz, dosagem simplificada do concreto e a possibilidade de reforço nas extremidades para combater o aumento da solicitação de cargas, para determinados casos. Por outro lado, há fatores que devem ser levados em consideração, como a necessidade de incremento de mão de obra, bem como a obrigatoriedade do correto posicionamento das armaduras, o que remete a cuidados maiores na etapa de execução. Uma correta fiscalização pode garantir esses requisitos.

Uma situação banal que pode vir a prejudicar todo o projeto do piso é, por exemplo, na etapa de concretagem do piso, a equipe de lançamento do concreto se apoiar nas armaduras superiores de forma inadequada. Isso pode implicar nos espaçadores não atuarem de forma correta, permitindo uma movimentação no sentido vertical das armaduras e fazendo com que as mesmas adotem novas posições não previstas em projeto. Isso permitirá lacunas na região de compressão que, a depender da solicitação, vai comprometer todo o sistema do piso, podendo levá-lo ao colapso. Esse tipo de situação não é rara de ser observada na região desta pesquisa, infelizmente.

De acordo com Cunha (2013), o dimensionamento e detalhamento desse tipo de piso deve seguir o regime elástico, plástico ou por cartas de influência. No dimensionamento por regime elástico, o modelo proposto por Westergaard (1927) tem sido utilizado pelos projetistas. No regime plástico, as metodologias indicadas são as propostas pelos pesquisadores Losberg (1978) e Meyerhof (1962). O dimensionamento por cartas de influência seguem os modelos de Pickett e Ray (1950).

As normas que regulam esse tipo de piso a nível internacional são o ACI 302.1R (ACI, 1996), o ACI 318.M (ACI, 2014) e ACI 421.1R (ACI, 2008). A nível nacional, existem a NBR 15805:2015 – Pisos elevados de placas de concreto – Requisitos e procedimentos (ABNT, 2015) e a NBR 6118:2014 – Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento (ABNT, 2014). Outras normas também podem ser aplicáveis, considerando que as normas supracitadas frequentemente fazem *links* com normas externas.

O cálculo estrutural do piso, segundo a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), é considerado no *Estádio III*, com a adoção de telas do tipo soldadas CA-60. A resistência característica do concreto à compressão usual é a partir dos 25 MPa.

Os cálculos seguem o padrão de dimensionamento usual de concreto armado, através da obtenção dos esforços atuantes na placa em função do estado de carregamento (cargas no interior e/ou bordas das placas) e a posterior determinação das áreas de aço correspondente aos esforços.

Em determinados casos, há de ser necessária também a consideração de tensões adicionais ao carregamento, como é o caso da retração hidráulica e da variação térmica. Nessas situações, armaduras complementares podem ser incrementadas ao projeto conforme necessidade.

A título de exemplo de roteiro de cálculo de piso de concreto estruturalmente armado sob ação de cargas móveis, os procedimentos adotados por Rodrigues e Pitta (1997), que seguiu os métodos de dimensionamento proposto por Meyerhof (1962), são de grande valia.

Primeiramente, é necessário determinar a área de contato dos pneus na placa e suas dimensões básicas, dada pela Equação 1:

$$A = \frac{P_r}{q} \quad (1)$$

Onde A é a área de contato dos pneus, dada em m²; P_r é a carga de cada pneu (em N); q é considerada a pressão de enchimento dos pneus, dado em Pa.

A carga P_r pode ser obtida pela razão entre o carregamento do eixo (P_{eixo}) pelo quantil de pneus do veículo (np), conforme a Equação 2:

$$P_r = \frac{P_{eixo}}{np} \quad (2)$$

Com o valor da área de contato, determinam-se as dimensões projetadas de cada pneu por meio da Equação 3 e Equação 4:

$$L = \sqrt{\frac{A}{0,523}} \quad (3)$$

e

$$W = 0,6 \cdot L \quad (4)$$

Com L e W sendo o comprimento e a largura de contato, respectivamente, em metros.

A seguir, determina-se o raio de rigidez da placa de concreto, que relaciona o Coeficiente de Poisson do concreto, a espessura da placa, o coeficiente de recalque da fundação e o módulo de deformação longitudinal do concreto (Equação 5).

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eci \cdot h^3}{12 \cdot (1-\nu^2) \cdot k}} \quad (5)$$

O parâmetro Eci é o módulo de deformação longitudinal do concreto, definido em MPa; O parâmetro h é definido como a espessura da placa, expressa em metros; O parâmetro ν como o Coeficiente de Poisson, de valor adimensional tomado por 0,20; e o parâmetro k , tomado pelo coeficiente de recalque da fundação, expresso em MPa/metro.

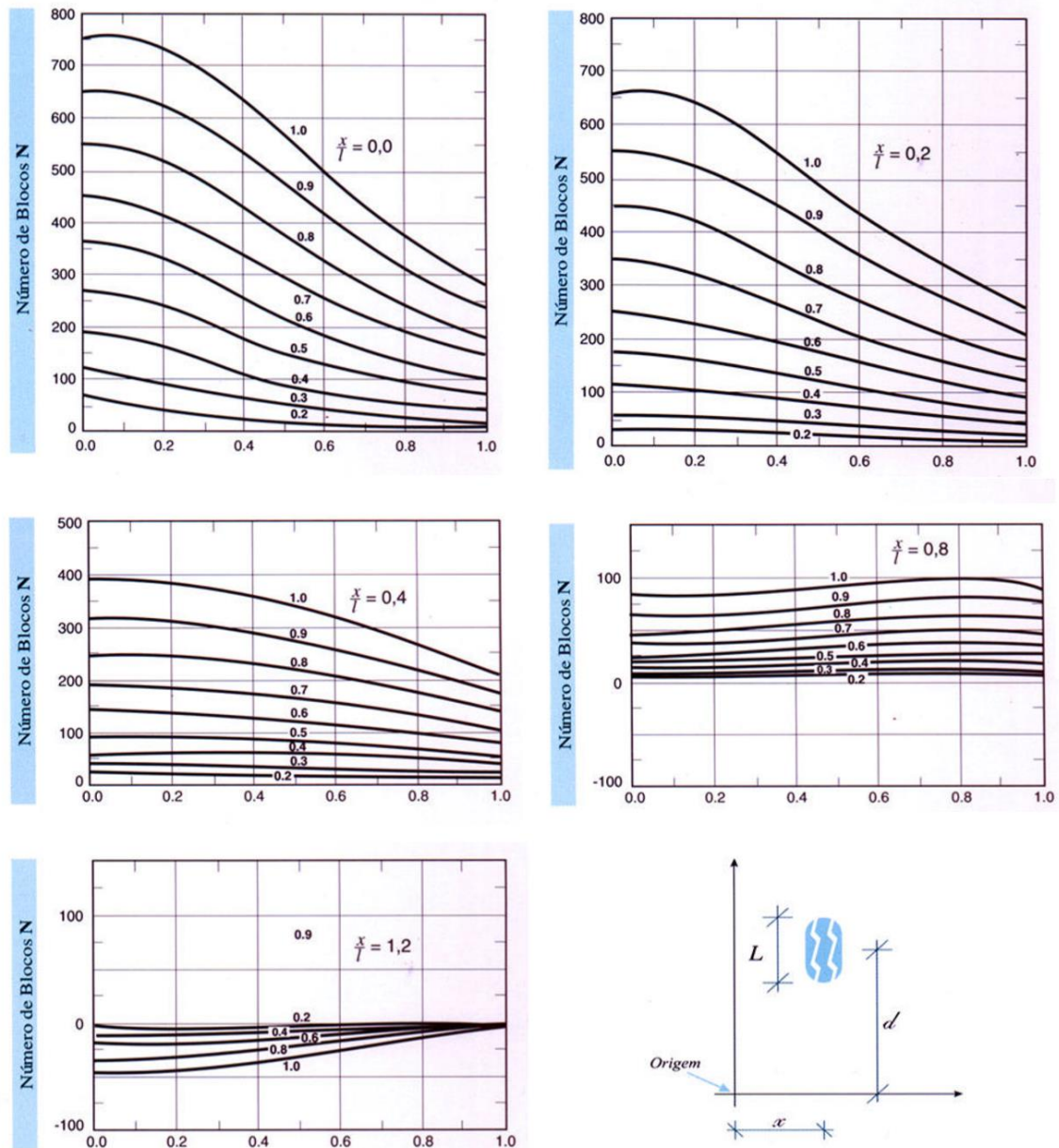
Neste momento é válido fazer uma observação em relação ao termo Módulo de Deformação Longitudinal. Para alguns autores, esse termo é identificado como Módulo de Elasticidade. Contudo, considerando que o concreto não tem um comportamento linear frente aos estados de carregamento, optou-se neste trabalho pela adoção do termo supracitado para Eci (ARAÚJO, 2014). Nota-se ainda, na Equação 5, que a equação do momento de inércia já está inclusa na expressão, de modo a facilitar o processo de cálculo e imbutir a relação inversamente proporcional que existe entre a fissuração e o momento de inércia. Outro ponto de destaque é que a espessura da placa geralmente é adotada no início do processo de cálculo. O valor mínimo que tem sido adotado pelos projetistas é de 15 cm.

Determinadas as dimensões das superfícies de contato e o raio de rigidez, o próximo passo é fixar um número N de blocos para cargas da placa de concreto. Esse procedimento pode

ser realizado por meio do uso de cartas de influência. Essas cargas levam em consideração se o carregamento está no interior ou na borda da placa. Assim, os valores adotados poderão variar conforme o caso (YODER; WITCZAK, 1975).

Nas Figuras 15 e 16, os valores de N podem ser identificados para cada caso de relação entre o raio de rigidez (l) e a distância (x) entre eixos para cargas na borda da placa e o raio de rigidez (l) com a distância (d_1) entre os eixos para cargas no interior da placa.

Figura 15 – Valores de N para placas de concreto com carregamento em seu interior.

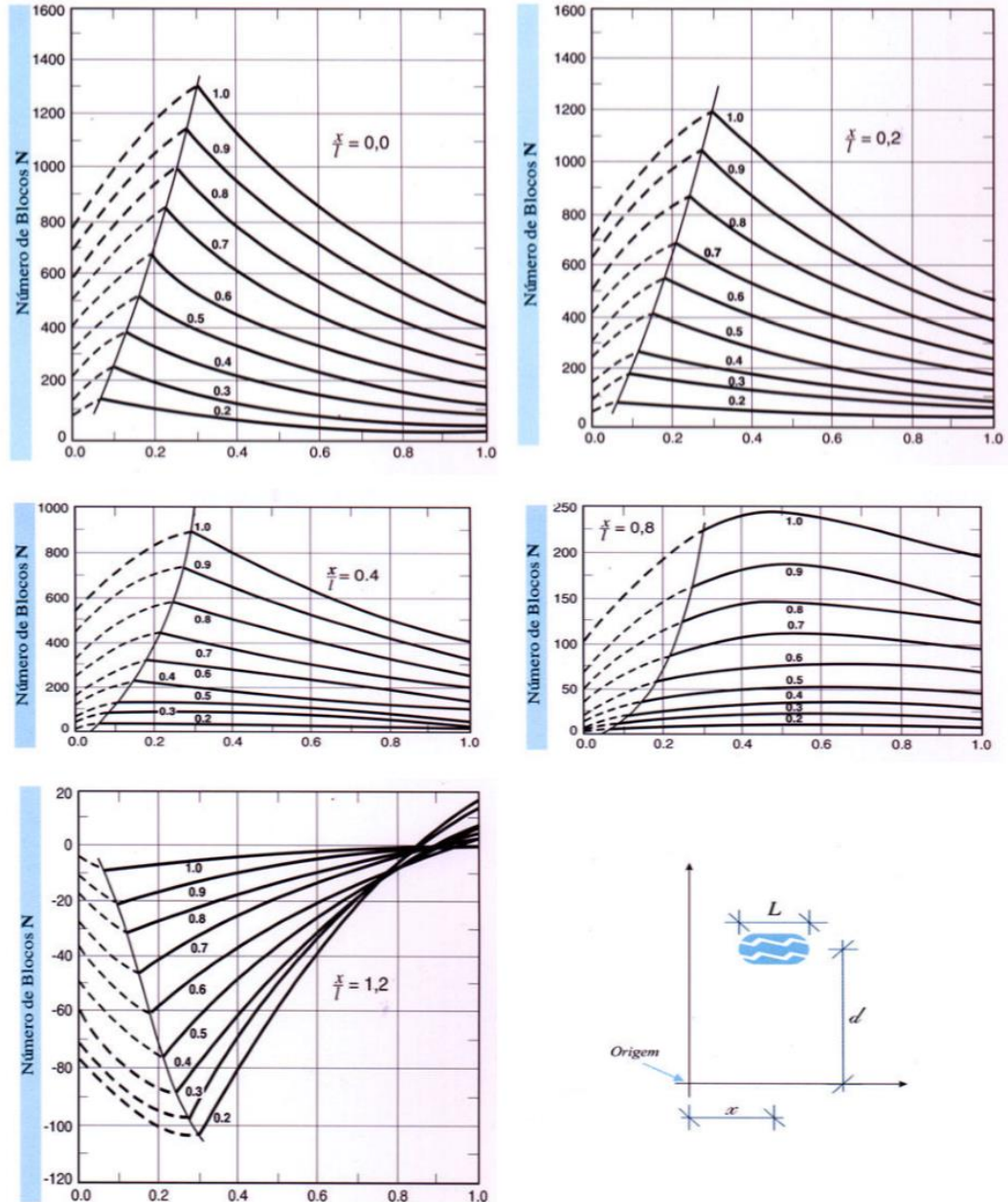


Fonte: Yoder e Witczak (1975).

A ilustração acima se refere à carta de influência de número três, onde é considerado como sub-base um líquido denso. Para se obter o valor de N , basta identificar qual o gráfico

representa a relação entre x/l que se tem, verificar nas curvas o valor de L/l e chegar ao quantitativo N desejado.

Figura 16 – Valores de N para placas de concreto com carregamento na borda.



Fonte: Yoder e Witczak (1975).

A ilustração acima se refere à carta de influência de número seis, onde também é considerado como sub-base um líquido denso. A determinação de N segue o mesmo processo exemplificado na Figura 15.

Assim, o momento fletor característico pode ser determinado pela Equação 6:

$$M_k = \frac{N \cdot q \cdot l^2}{10^3} \quad (6)$$

Com N representando a quantidade de blocos; q como a pressão de enchimento dos pneus, dado em Pa , que é uma constante e pode ser adotada pelo projetista; e l como o raio de rigidez da placa de concreto, expresso em metros.

Após determinação do momento fletor característico, há de se determinar a área de aço necessária para combater a sollicitação (Equação 7 e Equação 8). Assim, seguindo o que Yoder e Witczak (1975) estabeleceram, tem-se que:

$$k_6 = \frac{b \cdot d_2^2}{M_k} \quad (7)$$

e

$$A_s = k_3 \cdot \frac{M_k}{d} \quad (8)$$

Onde b é a faixa de largura, adotada em $100cm$; d_2 , é obtido subtraindo-se $3cm$ da espessura da placa, ou seja, $d_2 = h - 3$. Os parâmetros dos coeficientes k em função do Fck do concreto podem ser adotados conforme a Figura 17 que segue.

Figura 17 – Valores dos coeficientes k_3 e k_6 em função da resistência característica do concreto.

Valores de k_6 para concreto de f_{ck} igual a:					Valores de k_3 CA-60
25	26	27	28	30	
18.638	17.921	17.257	16.641	15.531	0,269
4.710	4.529	4.361	4.206	3.925	0,270
2.118	2.036	1.961	1.891	1.726	0,271
1.206	1.159	1.116	1.077	1.005	0,272
781,7	751,7	723,8	698,0	651,4	0,273
550,4	529,2	509,6	491,4	458,6	0,274
410,3	394,5	379,9	366,3	341,9	0,275
319,0	306,7	295,4	284,8	265,8	0,276
256,2	246,4	237,2	228,8	213,5	0,277
211,2	203,1	195,6	188,6	176,0	0,278
177,8	171,0	164,7	158,8	148,2	0,279
152,4	146,6	141,1	136,1	127,0	0,280
132,7	127,6	122,9	118,5	110,6	0,282
117,1	112,6	108,4	104,5	97,54	0,283
104,5	100,5	96,75	93,30	87,08	0,284
94,30	90,67	87,31	84,19	78,58	0,285
85,94	82,63	79,57	76,73	71,62	0,287
79,01	75,98	73,16	70,55	65,85	0,288
73,19	70,37	67,77	65,35	60,99	0,290
68,22	65,60	63,17	60,91	56,85	0,291
63,94	61,48	59,20	57,09	53,28	0,293
60,20	57,89	55,74	53,75	50,17	0,294
56,92	54,73	52,70	50,82	47,43	0,296
54,01	51,93	50,01	48,23	45,01	0,298
51,42	49,44	47,61	45,91	42,85	0,299
49,14	47,15	45,50	43,87	40,95	0,301
47,54	45,71	44,02	42,44	39,62	0,302
46,06	44,28	42,64	41,12	38,38	0,304
44,68	42,96	41,37	39,89	37,23	0,305
43,39	41,73	40,18	38,75	36,16	0,307
42,20	40,67	39,07	37,67	35,16	0,308
41,07	39,49	38,03	36,67	34,23	0,309
40,02	38,48	37,06	35,73	33,35	0,311
39,03	37,53	36,14	34,85	32,53	0,312
38,10	36,64	35,28	34,02	31,75	0,314
37,22	35,79	34,47	33,24	31,02	0,316
36,40	35,00	33,70	32,50	30,33	0,317
35,61	34,24	32,97	31,80	29,68	0,319
34,87	33,53	32,29	31,14	29,06	0,320
34,17	32,86	31,64	30,51	28,47	0,322
33,50	32,22	31,02	29,91	27,92	0,324
32,87	31,61	30,44	29,35	27,39	0,325
32,27	31,03	29,88	28,81	26,89	0,327

Fonte: Rodrigues e Pitta (1997).

Onde os coeficientes k_3 e k_6 são influenciados pela resistência do concreto e seus coeficientes de ponderação (minoração dos componentes e majoração das ações). Para a resistência característica do concreto, adota-se o coeficiente de minoração de 1,40; Para o aço, o coeficiente 1,15; Para ações no Estado Limite Último de longa duração o coeficiente de 1,20; e de ações permanentes e variáveis, 1,50. Todos esses valores são adotados em conformidade com os critérios estabelecidos na NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

A equação de momento para o caso das cargas que estiverem na borda da placa de concreto é dada pela Equação 9:

$$M_b = 2 \cdot M_i \quad (9)$$

Em que M_b é o momento da placa na região da borda e M_i é o momento calculado na região interna da placa de concreto.

Como tratado anteriormente, em determinados casos há a necessidade de inserção de uma taxa de armadura para combater possíveis problemas de fissuração por retração ou variação térmica. Assim, seguindo a mesma linha de raciocínio estabelecida por Rodrigues e Pitta (1997), a *drag equation* pode ser empregada conforme a Equação 10:

$$A_s = \frac{f \cdot L \cdot h}{333} \quad (10)$$

Em que A_s é expresso em cm^2/m e f é uma constante de atrito adimensional de valor que varia de 1,5 e 2,0.

As juntas de dilatação também devem ser calculadas, de modo que as equações de determinação diferem em função de sua posição. Quando se tem juntas de dilatação longitudinais, a Equação 11 é a que se enquadra corretamente.

$$M_{jl} = M_b \cdot \left(1 - \frac{\delta}{200}\right) \quad (11)$$

Onde M_{jl} é o momento da junta longitudinal; M_b é o momento na borda da placa e δ é uma porcentagem de eficiência da junta, expressa em percentual. De outro modo, a Equação 12 representa o processo de determinação das juntas transversais.

$$M_{jt} = 0,7 \cdot M_b \cdot \left(1 - \frac{\delta}{350}\right) \quad (12)$$

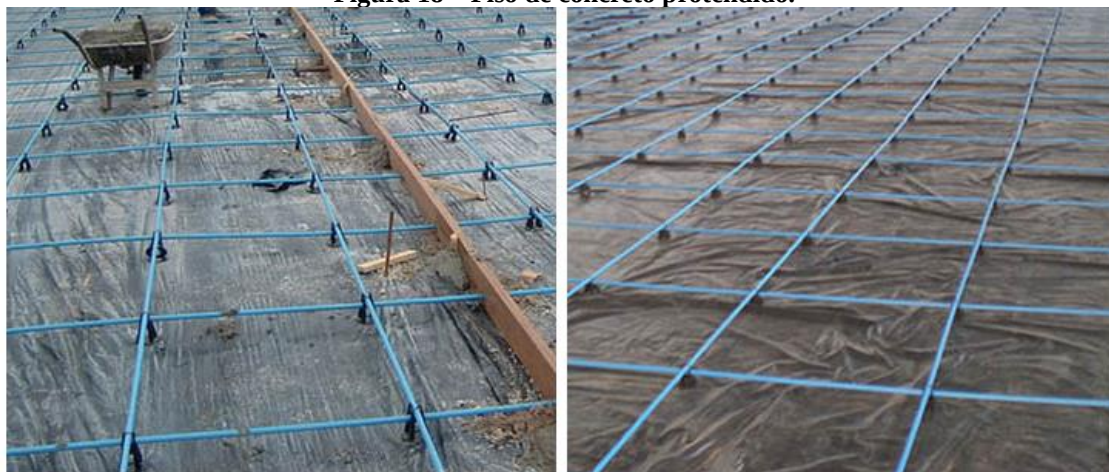
Em que M_{jt} é o momento da junta transversal.

4.1.5 Piso de Concreto Protendido

Esse tipo de piso de concreto faz uso de cordoalhas engraxadas e plastificadas de protensão para resistir ao estado de carregamento. Elas podem substituir parcial ou totalmente as armaduras passivas, o que vai depender do projeto.

Os pisos de concreto protendidos possuem grandes vantagens frente aos outros métodos, considerando que podem ser reduzidas as espessuras das placas sem prejudicar seu desempenho, bem como a possibilidade de executar vãos de até 100 m com a mínima necessidade de juntas de dilatação, o que reduz os custos com manutenção e eleva a vida útil da estrutura. A capacidade de carregamento desse tipo de piso é bem superior quando comparado com outros pisos de concreto. Na Figura 18, um exemplo de armação de um piso de concreto protendido pode ser verificado.

Figura 18 – Piso de concreto protendido.



Fonte: Adaptado de Cunha (2013).

Tanto no caso de pré ou pós-tensão, essa técnica construtiva irá comprimir mecanicamente as placas de concreto de modo longitudinal, fazendo com que a peça se torne mais resistente frente aos esforços de tração e compressão. A ocorrência de problemas com trincas e fissuração também é minimizada drasticamente nesse caso.

Essa técnica construtiva demanda uma maior atenção na etapa de dimensionamento, considerando a necessidade de adotar um percentual de perdas de força de protensão devido a alguns fenômenos que ocorrem como a relaxação e ancoragem dos cabos de protensão, além da retração, fluência e encurtamento do concreto.

Os critérios e procedimentos em relação ao dimensionamento de pisos de concreto protendido devem seguir os parâmetros estabelecidos no PCA (1966), na AASHTO (1993; 1998) e na NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), a partir do item 9.6.

4.1.6 Piso de Concreto Reforçado com Fibras

Recentemente inseridas no sistema construtivo brasileiro, as fibras têm sido utilizadas em diversos tipos de elementos estruturais como vigas, pilares e lajes. Existem diversos tipos de fibras de diversos tamanhos. Dentre as mais usuais estão as fibras de aço e polipropileno. As fibras de aço são normatizadas pela NBR 15530:2007 – Fibras de aço para concreto – Especificações (ABNT, 2007). As fibras de polipropileno são reguladas pela NBR 1346:2013 – Cabos de fibra — Fítilho de polipropileno, monofilamento e multifilamento e multifilamento de polipropileno de alta tenacidade – Cabos torcidos de 3 e 4 pernas e cabos trançados de 8 e 12 pernas (ABNT, 2013).

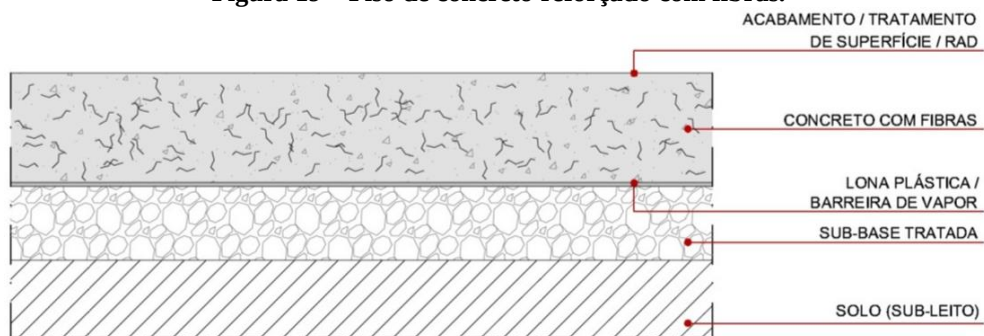
Em relação ao tamanho das fibras, há uma variação dos comprimentos em função do elemento estrutural em que ela será inserida. Em pilares, por exemplo, há uma orientação para se limitar o comprimento da fibra em função do tamanho do agregado graúdo. Em pisos de concreto, essa limitação não foi imposta, pelo que não existem grandes restrições para o emprego das fibras (FIGUEIREDO, 2000). Em relação aos vãos dos pisos de concreto reforçado com fibras, esse mesmo autor relata ainda a possibilidade de se dimensionar áreas de até 2500m².

Alguns pesquisadores afirmam que a inserção de fibras na matriz cimentícia torna o compósito mais resistente em relação a problemas de fissuração, além de elevar a resistência característica da peça. Nesse sentido, diversas pesquisas com fibras em vigas, pilares e lajes tem sido desenvolvidas.

Em se tratando de pisos de concreto reforçado com fibras, escassos são os estudos no Brasil. Carnio (1998) desenvolveu um estudo sobre pisos de concreto reforçado com fibras de aço em regime plástico, onde foram feitas análises através das linhas de ruptura das placas. Os resultados destacaram a influência da sub-base no comportamento do sistema estrutural dos pisos. Guimarães (2010) utilizou fibras de aço e de polipropileno em pisos industriais de concreto com vistas na redução de problemas de fissuração e fraturamento junto das bordas das placas de concreto. Os resultados obtidos expressaram aumentos significativos das características reológicas do concreto.

A adição das fibras contribuem para a redução da propagação de fissuras, bem como no quantitativo de juntas. Chodounsky e Viecili (2007) indicam uma taxa de adição de fibras de aço na matriz cimentícia em 0,25% do volume de concreto do elemento estrutural. Na Figura 19, é possível observar um esquema de uma placa de piso de concreto reforçado com fibras.

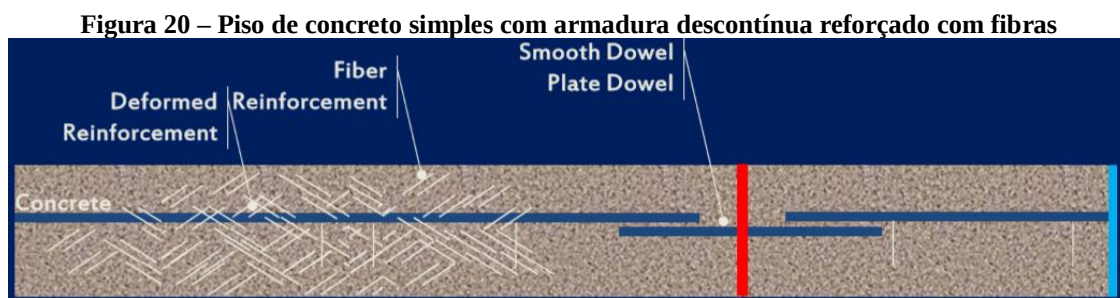
Figura 19 – Piso de concreto reforçado com fibras.



Fonte: Cristelli (2010).

Um eficaz controle tecnológico do concreto na fase de execução dos pisos reforçados com fibras deve ser procedido para evitar problemas como a distribuição heterogênea do volume de fibras no concreto que pode acarretar em locais não preenchidos com concreto e/ou o entupimento da bomba de lançamento de concreto.

Em exemplo de inserção das fibras na matriz cimentícia para pisos de concreto simples com armadura distribuída pode ser verificado na Figura 20, onde a taxa de fibras inserida poderá contribuir no controle de fissuração por retração das peças.



Fonte: Adaptado de Smith (2014).

Em relação ao cálculo e detalhamento dos pisos reforçados com fibras, os requisitos estabelecidos no ACI 360.R (ACI, 2010) são recomendados.

4.2 Classificação dos Pisos de Concreto

4.2.1 Quanto à linha de estudo

Tendo em vista a recente implantação desse tipo de sistema construtivo no Brasil, é comum a incorporação de processos metodológicos e técnicas de dimensionamento advindos de outros países. Cristelli (2010) apresentou um esquema das principais características com relação às linhas de estudo americana e européia quanto aos pisos de concreto industriais. Na

Tabela 1, os parâmetros referentes ao sistema construtivo, tamanho das placas, quantis de juntas, consumo de concreto e custos com execução e manutenção podem ser observados.

Tabela 1 – Classificação do sistema de piso de concreto.

Referências para dimensionamento	Escola Americana	Escola Européia
	PCA, AASHTO, Westergaard, Pickett e Ray, Packard	Losberg e Meyerhof
Sistema construtivo	Concreto Simples	Concreto reforçado com telas, fibras e protensão
Dimensões das placas	Pequenas	Grandes
Quantis de juntas	Elevado	Baixo
Consumo de concreto	Elevado	Baixo
Custo inicial e manutenção	Elevado	Baixo
Custo e complexidade de execução	Baixo	Elevado

Fonte: Cristelli (2010).

Uma breve análise na tabela acima permite identificar diferentes características e suas consequências de cada método de cálculo. Essas técnicas tem sido empregadas pelos projetistas brasileiros, onde a peculiaridade de cada projeto é quem vai ditar o método que deve ser utilizado.

4.2.2 Quanto à utilização

O ACI 302.1R (ACI, 1996) estabeleceu uma classificação em relação a utilização dos pisos de concreto. Foram levados em consideração o tipo de tráfego previsto e o uso (Tabela 2).

Tabela 2 – Classificação do sistema de piso de concreto quanto ao uso.

Classe	Tipo de tráfego previsto	Uso
1	Pedestre Leve	Pisos residenciais com revestimentos
2	Pedestre	Escritórios e Igrejas com revestimentos decorativos
3	Pedestres e Rodas Pneumáticas	Passeios externos, pistas, pisos de garagens e calçadas
4	Pedestres e tráfego de veículos leves	Comercial
5	Tráfego de veículos industriais com rodas pneumáticas	Pisos industriais sujeitos a cargas leves em área de fabricação, processamento e depósito
6	Tráfego de veículos industriais com rodas rígidas	Pisos industriais sujeitos a tráfego intenso, podendo estar sujeito a impacto de cargas
7	Tráfego de veículos industriais com rodas rígidas	Pisos com camadas superficiais aderidas sujeitos a tráfego intenso e impacto
8	Como nas classes 4, 5 ou 6	Pisos isolados para câmaras frigoríficas e pisos velhos
9	Superflat com tolerância precisa	Corredores estreitos, almoxarifados com alturas elevadas de estocagem ou estúdios de televisão.

Fonte: ACI302-1R (1996).

Os pisos de concreto em que essa pesquisa está inserida segundo os parâmetros da Tabela 2 são de Classe 3, 4, 5 e 6.

A ANAPRE (2016) também realizou uma classificação dos pisos segundo a utilização como o pisos comerciais, áreas de estacionamento, sistemas viários e pavimentos rígidos, áreas de armazenagem e áreas industriais.

4.3 Elementos de sub-base em pisos de concreto

4.3.1 Solo Natural

De acordo com Pinto (2002), o solo é formado por um conjunto de agregados, água e ar, formando um elemento heterogêneo dotado de certa resistência. Possui características distintas em função dos seus elementos constituintes.

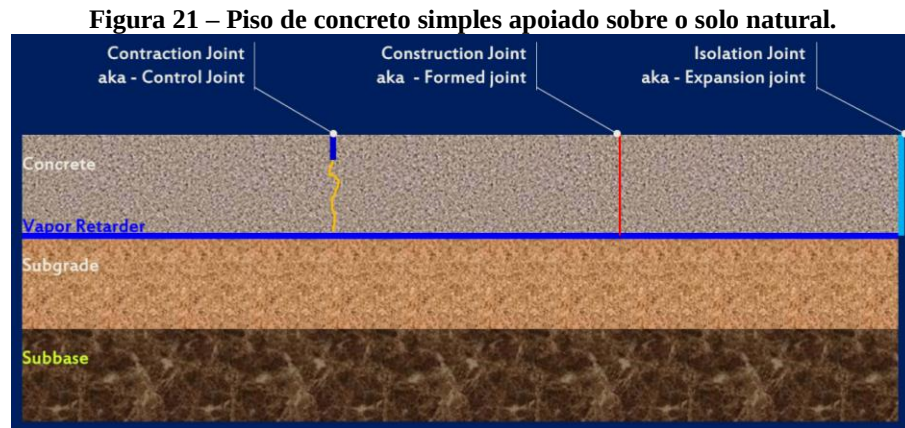
De modo geral, são classificados em função de sua granulometria, podendo ser caracterizado como um solo grosso, solo fino ou turfas. Os solos grossos são identificados quando 50% dos grãos possuírem diâmetro acima de 0.075 mm. Os solos finos são os que possuem diâmetros inferiores a 0.074 mm dos grãos. As turfas são os solos compostos de materiais combustíveis de característica fibrosa (VARGAS, 1987).

Dentro da categoria de solos grossos, existe uma subdivisão de duas etapas. A primeira composta por pedregulhos e a segunda composta por areias. Cada categoria ainda é subdividida em quatro grupos, com características e peculiaridades específicas. Para os solos finos, há uma classificação em solos finos muito compressíveis e pouco compressíveis. De modo análogo aos solos grossos, cada categoria de solos finos se subdividem em três grupos.

Para a caracterização da classe de resistência do solo há um ensaio conhecido como *California Bearing Ratio* (CBR). Outros ensaios que também podem ser realizados são o *Standard Penetration Test* (SPT), o ensaio de placa para estimar o módulo de deformação do solo, Dilamômetro de Marchetti (DMT), *Falling Weigh Deflectometer* (FWD), ensaios de Cone e Piezocone (VARGAS, 1987). Essa caracterização é fundamental para o bom desenvolvimento do projeto de um piso de concreto, tendo em vista que a identificação de forma concreta dos parâmetros onde as placas serão apoiadas proporcionarão resultados confiáveis no dimensionamento do sistema estrutural do piso.

Caso essa identificação seja ausente, haverá a possibilidade de ocorrência de grande flexibilidade nos solos, o que permitirá deformações excessivas nos pisos de concreto, podendo danificar o comportamento usual da estrutura. Logo, é grande a preocupação em caracterizar

do solo na etapa de projeto. Um exemplo de piso de concreto apoiado sobre o solo pode ser verificado na Figura 21:



Fonte: Smith (2014).

Nesse caso, é possível observar que a placa de concreto se apoia em duas camadas do solo natural, onde cada uma delas possui uma função específica no que tange à absorção e transmissão do estado de carregamento à fundação.

4.3.2 Laje Maciça

As lajes maciças são elementos de placa com seção transversal homogênea moldadas *in loco* sobre o sistema de escoramento. As lajes maciças podem ser armadas em uma ou duas direções. Hospitais, escolas, indústrias e edificações de múltiplos pavimentos geralmente fazem uso desse tipo de laje. Possui vantagens frente aos demais tipos de lajes em por apresentar maior resistência frente a propagação de fissuras em função de sua maior rigidez. Um ponto negativo desse tipo de laje é o aumento do consumo de fôrmas, o que deve ser bem analisado antes do emprego desse tipo de laje. Um exemplo de laje maciça armada em duas direções pode ser observado na Figura 22.

Figura 22 – Laje maciça armada em duas direções.



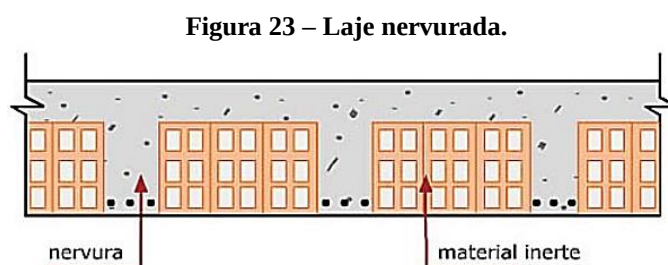
Fonte: Adaptado de Koerick (2016).

O item 14.7.6 da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) descreve o procedimento a ser adotado no caso do cálculo das reações de apoio nas lajes. Segundo o item 13.2.4.1 da mesma norma, os limites mínimos de espessura permitidos por norma são 7cm para lajes não em balanço; 8cm para lajes de piso não em balanço; 10cm para lajes em balanço; 10 cm para lajes que suportem automóveis até 30kN e 12cm quando de automóveis acima de 30 kN. Se a laje for considerada em balanço, os esforços solicitantes de cálculo devem ser majorados pelo coeficiente γ_n definido na tabela 13.2. O dimensionamento e detalhamento das lajes no Estado-Limite-Último estão descritos a partir do item 19 da mesma norma.

4.3.3 Laje Nervurada

A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) em seu item 14.7.7, define a laje nervurada como sendo “[...] lajes moldadas no local, com ou sem nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está situada nas nervuras entre as quais pode ser colocado um material inerte [...]”. Esse material inerte pode ser o bloco de tijolo cerâmico ou bloco de Poliestireno Expandido, também conhecido como EPS. Atualmente, os projetistas estruturais estão preferindo o uso do bloco de EPS, tendo em vista seu peso específico ser bem menor quando comparado ao bloco cerâmico.

Na Figura 23 é possível verificar um exemplo de laje nervurada, onde o material inerte é o bloco cerâmico.



Fonte: Adaptado de Koerick (2016).

A análise estrutural de uma laje é definida por dois procedimentos: Análise Elástica e Análise Plástica. A primeira é feita através da Teoria das Placas em Regime Elástico, através de métodos numéricos. A segunda análise é realizada através da Teoria Geral da Plasticidade, por meio do Método das Charneiras Plásticas.

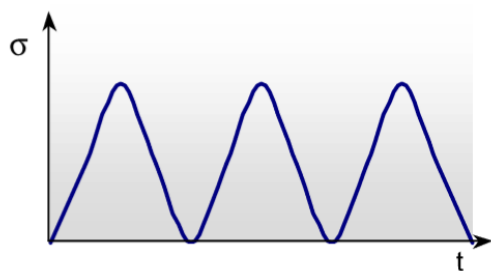
O dimensionamento e detalhamento das lajes no Estado-Limite-Último estão descritos a partir do item 19 da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

4.4 Fadiga do Concreto

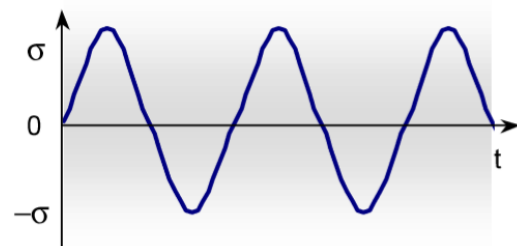
A fadiga do concreto é um fenômeno em que ocorre a ruptura do concreto mesmo sem ter atingido o limite máximo de tensões para o qual foi inicialmente calculado, por meio de ações cíclicas ou cargas dinâmicas. Esse conjunto de ações promovem uma evolução das microfissuras presentes da matriz do concreto de modo a proliferar as fissuras e gerar um acréscimo de deformações, comprometendo significativamente a rigidez do elemento estrutural. Outros fatores também contribuem como a relação água-cimento, condições de umidade, temperatura, cura do concreto, taxa e frequência de carregamento (ACI 215.R, 1997).

As ações cíclicas de carregamento são variáveis, podendo ser repetidas, alternadas, onduladas ou aleatórias. As ações de carregamento repetidas são aquelas em que há um pico de tensão em intervalos constantes, partindo de um carregamento nulo (Figura 24a). As ações alternadas ocorrem quando há picos simétricos de tensão, variando de carregamentos não nulos (Figura 24b). As ações onduladas são aquelas em que o ciclo de carregamento provoca tensões variáveis de mínimo e máximo global, num mesmo quadrante de sinal (Figura 24c). As ações aleatórias são caracterizadas pela variação não sequencial das tensões (Figura 24d).

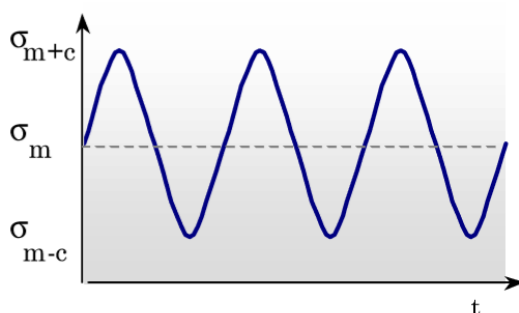
Figura 24 – Tipos de ações cíclicas que ocorrem no concreto sujeito ao fenômeno da fadiga



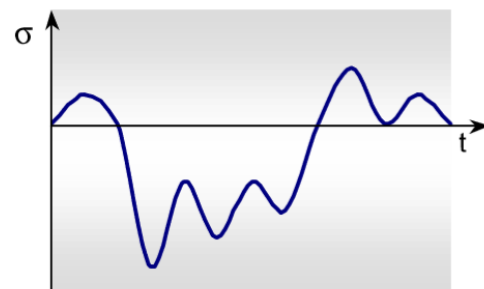
Situação A – Solicitações repetidas



Situação B – Solicitações alternadas



Situação C – Solicitações onduladas



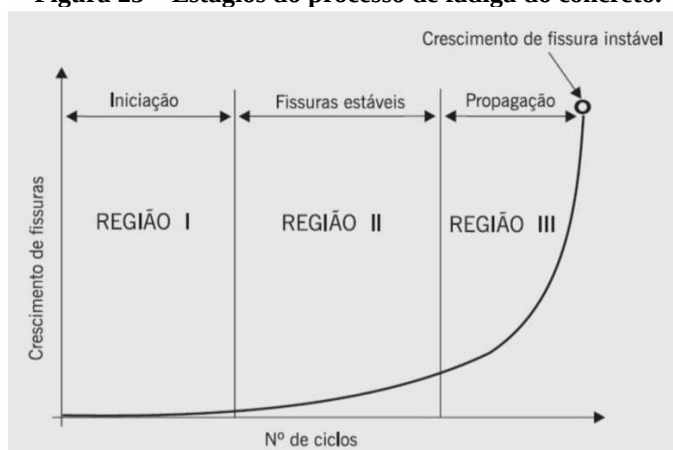
Situação D – Solicitações aleatórias

Fonte: Oliveira (2000).

Os tipos de ações mais comuns em pisos de concreto são as aleatórias, devido a versatilidade de utilização do piso e da não previsão contínua do estado de carregamento a que será submetida a placa. Em pisos de concreto, esse tipo de fenômeno não é raro de ser observado, considerando que o tráfego de veículos propicia tal ocorrência por atuar de forma dinâmica.

Sabendo que o processo de fadiga está diretamente relacionado com o número de ciclos de carregamento, o esquema apresentado na Figura 25 denota os estágios do processo de fadiga de modo genérico.

Figura 25 – Estágios do processo de fadiga do concreto.



Fonte: Fontes (2009).

A primeira etapa do fenômeno, situada na Região I da figura acima, ocorre quando do surgimento de uma fissura a nível microestrutural por consequência de uma região de alta concentração de tensões. Na Região II, as pequenas fissuras se tornam maiores e se propagam de modo estável ao longo de toda placa de concreto. Nesse ponto, o elemento estrutural já necessita de intervenção para evitar a ocorrência de uma maior propagação e ocorrência de fraturas instáveis, situada na Região III. Nota-se que conforme o número de ciclos de carregamento aumenta, há uma maior probabilidade de ocorrência da fadiga.

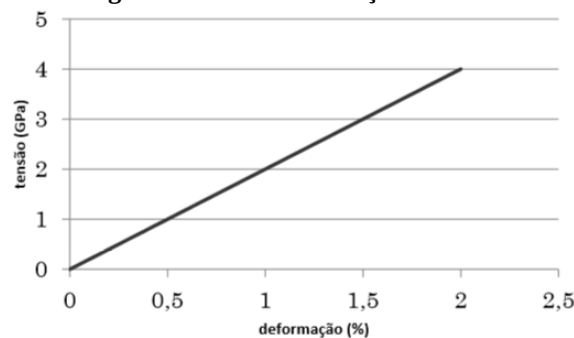
Em adição, a cada iteração no processo cíclico de carregamento, o módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) diminui e isso proporciona um incremento de deformações no regime elástico da peça. Há também uma elevação no Coeficiente de Poisson (ν), que afeta a deformabilidade transversal (CEB-188, 1988).

Com vistas na minimização desse fenômeno, um fator de resistência à fadiga deve ser considerado. Atualmente, existem diversos critérios de cálculo da resistência à fadiga do concreto. O método recomendado pelo ACI 215.R (1997) tem sido um dos mais utilizados.

4.5 Critérios de Ruptura

Os critérios de ruptura são requisitos estabelecidos com vistas na determinação da capacidade máxima de resistência de determinado material submetido a um estado de tensão, seja ele frágil ou dúctil. Os materiais frágeis são aqueles que, quando submetidos a esforços de tração, compressão ou cisalhamento atingem o estado limite último e rompem sem iniciar o patamar de escoamento. É o tipo de material que entra em colapso sem aviso prévio. O concreto simples, por exemplo, é caracterizado como um material frágil. O gráfico de tensão-deformação de um material frágil pode ser identificado na Figura 26 a seguir.

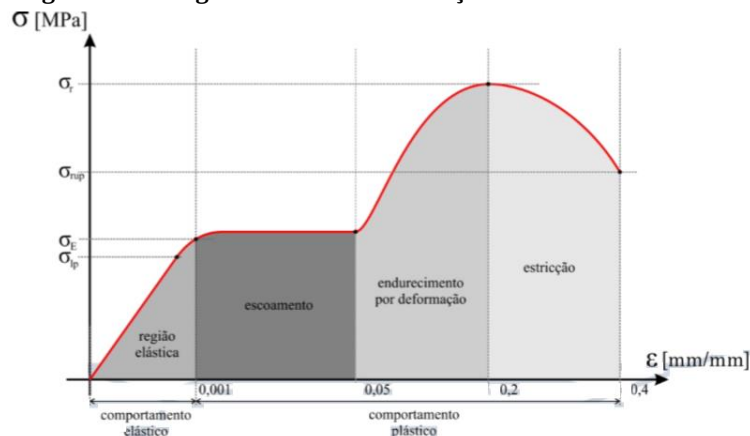
Figura 26 – Diagrama tensão-deformação de um material frágil.



Fonte: Adaptado de Argenta (2012).

Na Figura 26, verifica-se que conforme a tensão se eleva na peça, as deformações mantêm um padrão linear. Por outro lado, os materiais dúcteis são aqueles em que, após submetidos às tensões, apresentam grandes índices de deformação plástica antes de entrar em colapso, ou seja, esses materiais possuem um patamar de escoamento. O aço é um exemplo de material dúctil. (HIBBELER, 2004). O gráfico de tensão-deformação de um material dúctil pode ser observado na Figura 27.

Figura 27 – Diagrama tensão-deformação de um material dúctil



Fonte: Adaptado de Argenta (2012).

Quando se trata de critérios de ruptura de um material, o ponto principal a ser analisado é a relação tensão-deformação que determinado material apresenta. Assim, ao calcular os pontos críticos de um elemento, seja ele frágil ou dúctil, é necessário proceder uma comparação desses pontos frente aos limites máximos que são pré-determinados, de modo a constatar a situação real do material após às solicitações impostas. Para um material frágil, o critério de ruptura é estabelecido quando se atinge a tensão de ruptura. Para um material dúctil, o critério de ruptura se configura pela tensão de escoamento do material. Em ambos os casos, os valores máximos de tensões são obtidos por meio de ensaios experimentais (BEER *et al.*, 2015).

Num material submetido apenas a uma determinada força (tensão axial), a determinação do ponto limite de ruptura se torna simplificada, independente dele ser dúctil ou frágil, visto que apenas é necessária a verificação da tensão limite em que o material entrará em colapso. Por outro lado, o ponto chave a ser alcançado para um elemento sujeito a tensões de tração, compressão e cisalhamento, estado conhecido como multiaxial, é a identificação de qual parâmetro é o principal responsável pela ruptura do material, seja ele de característica frágil ou dúctil (TIMOSHENKO, 1971).

De modo a se caracterizar essas situações, diversas teorias foram estabelecidas pelos pesquisadores ao longo dos tempos. Na Tabela 3, um breve resumo das principais teorias de determinação dos critérios de ruptura para materiais frágeis e dúcteis podem ser observadas.

Tabela 3 – Teorias de determinação de critérios de ruptura

Autor	Teoria	Ano	Tipo de Material
Saint-Venant	Máxima Deformação Normal	1855	Frágil
Rankine	Máxima Tensão Normal	1857	Frágil
Tresca	Máxima Tensão de Cisalhamento	1864	Dúctil
Beltrami	Máxima Energia de Deformação	1885	Dúctil
Coulomb-Mohr	Critério de Falha	1900	Frágil
Von Mises	Máxima Energia de Distorção	1913	Dúctil
Hencky	Tensão Octaédrica	1924	Dúctil
Drucker e Prager	Critério de Resistência	1952	Frágil
Green	Tensor das Deformações	1972	Frágil

Fonte: Adaptado de Timoshenko e Goodier (1951), Hibbeler (2004) e Beer *et al.* (2015).

Em relação às teorias elencadas na tabela acima, as mais utilizadas nos últimos anos por sua simplicidade de confiabilidade dos resultados são a Teoria da Tensão Normal Máxima (Teoria de Rankine), Critério de Falha de Coulomb-Mohr, da Tensão Cisalhante Máxima (Teoria de Tresca) e da Energia de Distorção Máxima (Teoria de Von Mises). As duas primeiras tratam da determinação dos critérios para os materiais frágeis. As duas últimas, para os materiais dúcteis.

4.6 Manifestações patológicas em pisos de concreto

É grande a preocupação em desenvolver métodos de prevenção de problemas patológicos nas estruturas de concreto, considerando sua extrema importância para manutenção das propriedades fundamentais das edificações, como segurança, durabilidade e efetividade em uso.

Em se tratando de pisos de concreto, diversos pesquisadores têm buscado alternativas para identificar as causas do surgimento de problemas como a fissuração, rompimento da placa de concreto, empenamento das bordas, delaminação, esborcinamento das juntas de dilatação, dentre outros. Os problemas de fissuração e empenamento das bordas podem gerar problemas ainda maiores quando a sub-base do piso de concreto se trata de lajes em concreto armado, visto que as aberturas dos pisos possibilitam a passagem de agentes físicos e químicos causadores da deterioração da estrutura subjacente, podendo levar todo o sistema ao colapso progressivo. Nesse sentido, a comunidade acadêmica tem desenvolvido, nas últimas décadas, pesquisas para identificar e prevenir a ocorrência desse tipo de problema.

Walsh *et al.* (2001) pesquisaram sobre o comportamento de pisos de concreto em edificações residenciais no que tange as possíveis causas de problemas patológicos em função de deformações excessivas. Foram utilizadas técnicas de medição de deslocamentos e rotação angular em diferentes pontos na placa do piso de concreto. Os resultados dos trabalhos denotaram que a principal causa de deformação excessiva tinha como fator contribuinte a movimentação da sub-base do piso de concreto, onde nesse caso foi o solo natural como elemento subjacente.

Em outro estudo, Walsh e Asce (2007) fizeram um estudo sobre edificações residenciais que apresentavam problemas patológicos em pisos de concreto recentemente construídos. Foram feitas análises no intuito de avaliar possíveis distorções e declividades indesejáveis nas lajes. Os resultados encontrados sugeriram que as grandes diferenças de elevação dos pisos se deram em função das deflexões ultrapassarem os índices máximos previstos em normas regulamentadoras.

Mynarcik (2013) realizou um estudo sobre a atual tecnologia dos pisos de concreto industriais, destacando as principais vantagens e desvantagens desse tipo de piso no cenário da construção civil atual. Os tipos de pisos industriais tratados na pesquisa foram o piso de concreto armado e protendido. Foram debatidos pontos importantes no que se refere ao uso de pisos de concreto em grandes áreas com tráfego de veículos e os possíveis problemas patológicos que surgem em função de deformações indesejadas.

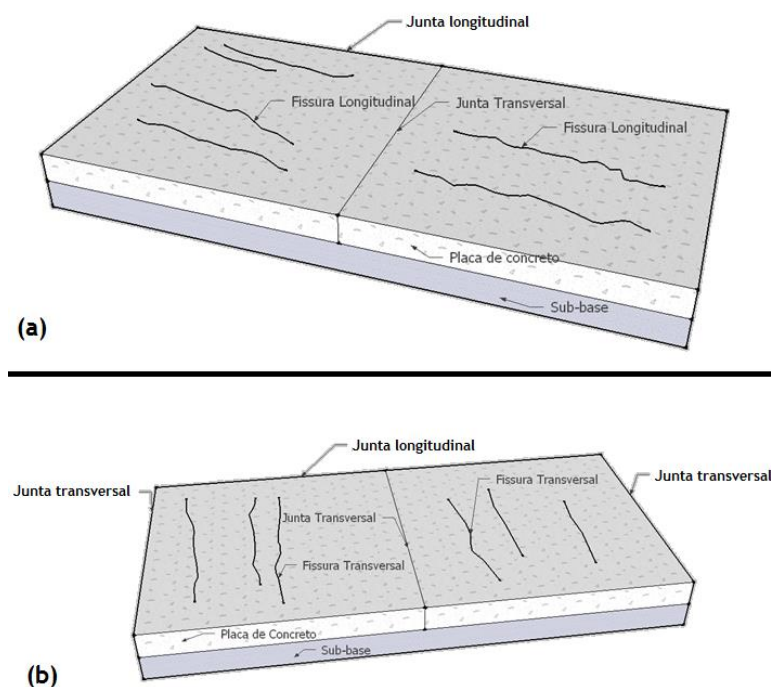
4.6.1 Fissuração

A fissuração em si é uma situação corriqueira nas estruturas de concreto, considerando a própria natureza do compósito. O problema está na propagação exagerada das fissuras, que podem evoluir para trincas ou fendas e comprometer estruturalmente o elemento. Essa propagação acima do limite pode ter como ponto de partida falhas de projeto, erros na etapa de execução, má qualidade dos materiais envolvidos e/ou na utilização inadequada do piso a que o mesmo estaria inicialmente destinado. A identificação das causas e consequências do sistema de fissuras é essencial para garantia de um sistema de piso de qualidade e duradouro.

De um modo geral existem as fissuras transversais, longitudinais, de canto, microfissuras, fissuras por retração hidráulica, plástica e térmica.

Para a *Federal Highway Administration – FHWA* (2003), as fissuras transversais são caracterizadas de modo paralelo às juntas transversais da placa de concreto. Podem ocorrer devido a tensões internas. A retração por secagem também pode contribuir para o surgimento desse tipo de fissura. As fissuras longitudinais ocorrem linearmente de forma perpendicular às juntas transversais da placa. Suas possíveis causas são o posicionamento inadequado da placa de concreto com a sub-base, o traço do concreto, a ausência de barras de transferência ou pelo tipo do agregado. Na Figura 28 é possível observar alguns exemplos de fissuração longitudinal e transversal.

Figura 28 – Exemplos de fissuras transversais e longitudinais em pisos de concreto.



Fonte: Do Autor (2016).

Na Figura 28a aponta-se um exemplo de problema de fissuração longitudinal. Na Figura 28b, um problema de fissuração transversal. A sub-base tanto pode ser o solo quanto uma laje de concreto.

Sobre as fissuras de canto, Gasparetto (2001) afirma que elas costumam ocorrer nas extremidades das placas com um ângulo aproximado de 45°, podendo levar ao total rompimento da placa de concreto. O empenamento da placa, o carregamento excessivo e cíclico, problemas na fundação e o mal dimensionamento são causas de ocorrência desse tipo de fissura. Um exemplo que pode ocorrer é a ausência de armaduras específicas próximo aos pilares sobre os pisos elevados de concreto que têm como sub-base lajes em concreto armado (Figura 29).

Figura 29 – Fissuras de canto em pisos de concreto.



Fonte: Do Autor (2016).

A utilização de juntas de canto tem sido uma opção para evitar esse tipo de situação.

A malha formada por fissuras interligadas é um problema patológico conhecido como microfissuração. Estruturalmente falando, esse tipo de fissura não prejudica o sistema do piso de concreto. Sua ocorrência se dá devido a problemas de execução na fase de acabamento, teores elevados de finos dos agregados ou ainda pelas retrações hidráulica ou plástica.

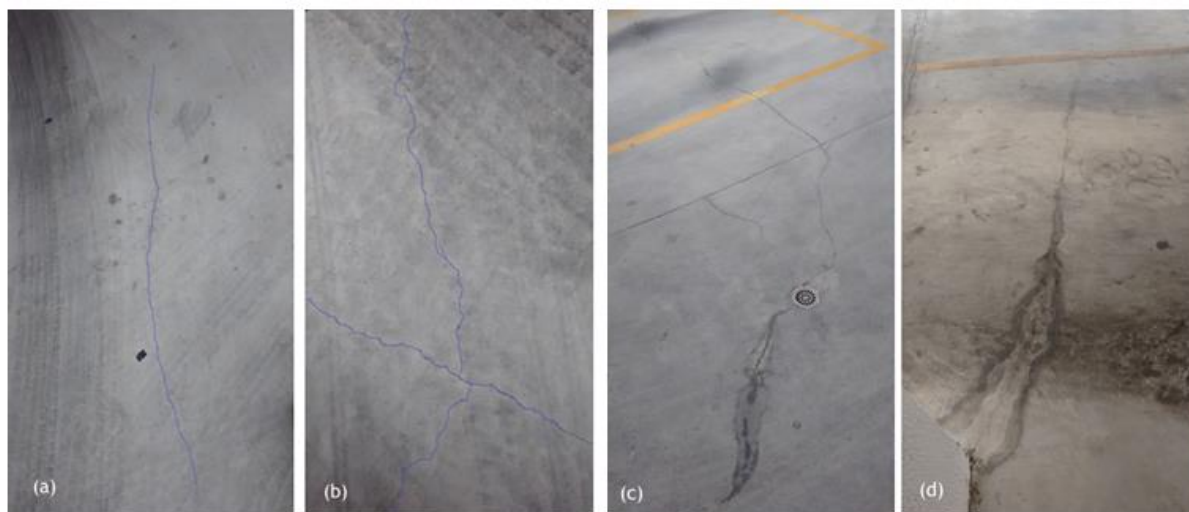
A fissuração por retração hidráulica pode ocorrer nos primeiros momentos após a concretagem, período de enrijecimento da placa de concreto. Chodounsky (2010) afirma que as fissuras que surgem nas primeiras idades da concretagem dos pisos de concreto podem ter como causas a cura insuficiente e/ou o corte fora do prazo das juntas serradas, quando for o caso. A

posição inadequada das juntas, a insuficiente taxa armadura de retração, relação água/cimento, vinculação da placa com elementos rígidos, propriedades elásticas dos agregados e o aumento do atrito da placa com a sub-base em função da variação da espessura da placa também podem contribuir para o surgimento desse tipo de fissura.

Fatores externos também podem colaborar para o surgimento das fissuras. Para Suh e Cullough (1994), as principais causas que influenciam o surgimento e propagação das fissuras são o estado de carregamento, o clima na época de construção, os tipos dos agregados utilizados na matriz do concreto, a taxa de armadura, o vento, a temperatura e a umidade relativa do ar.

Quaisquer dos tipos de fissuras podem gerar sérios problemas nas estruturas, se não tratadas em tempo hábil. A minimização da ocorrência das mesmas é o que se busca na fase de projeto. Alguns problemas de fissuração recorrentes em pisos de concreto na localidade dessa pesquisa podem ser observados na Figura 30.

Figura 30 – Fissuração em pisos de concreto no Agreste Pernambucano.



Fonte: Do Autor (2016).

Como se observa nas Figuras 30a e 30b, o carregamento dinâmico cíclico colabora com o surgimento desse tipo de manifestação patológica. O efeito do carregamento proveniente dos veículos causam incremento de deformações que, se não previstas na etapa de projeto, podem contribuir com a propagação de fissuras. As fissuras tendem a acompanhar as marcas de pneus deixadas pelos veículos. Na Figura 30c a situação se repete e se estende para a próxima placa de concreto que tem uma descontinuidade para passagem de tubulação sanitária. Nesse caso, a água que teoricamente seguiria pelo ralo, irá então percolar pelas trincas adjacentes, atingindo a sub-base, o que irá dar início a outros processos patológicos, podendo levar todo o sistema ao colapso progressivo. Caso semelhante ocorreu na Figura 30d.

Quando a sub-base se trata de uma laje em concreto armado essa situação ainda é mais grave, tendo em vista a diferença de rigidez desse tipo de elemento quando comparado ao piso. Em todos os casos das Figuras 30, a sub-base se tratava de laje do tipo nervurada.

Outro problema de fissuração pode ser identificado na Figura 31. Nesse caso, as cargas localizadas referente às rodas dos veículos influenciaram para a proliferação das fissuras.

Figura 31– Problemas de fissuração por ação de cargas concentradas e suas consequências.



Fonte: Do Autor (2016).

Como se observa nos três primeiros casos da Figura 31, os pneus dos veículos estacionados promovem um acréscimo de tensões advindas pelas cargas pontuais no sistema.

Nessa situação, é possível a não consideração desse tipo de carga no cálculo do piso. Caso mais grave é o que ocorre na Figura 31d, onde a água que percola pelas fissuras dá início ao processo de desintegração da estrutura e, gradativamente, o sistema estrutural poderá entrar em colapso.

Quando a situação está avançada, as infiltrações oxidam as armaduras e a proliferação da patologia começa a atingir outros elementos estruturais, como vigas e pilares. Na Figura 32, uma laje tipo *Steel Deck* com problemas patológicos pode ser analisado.

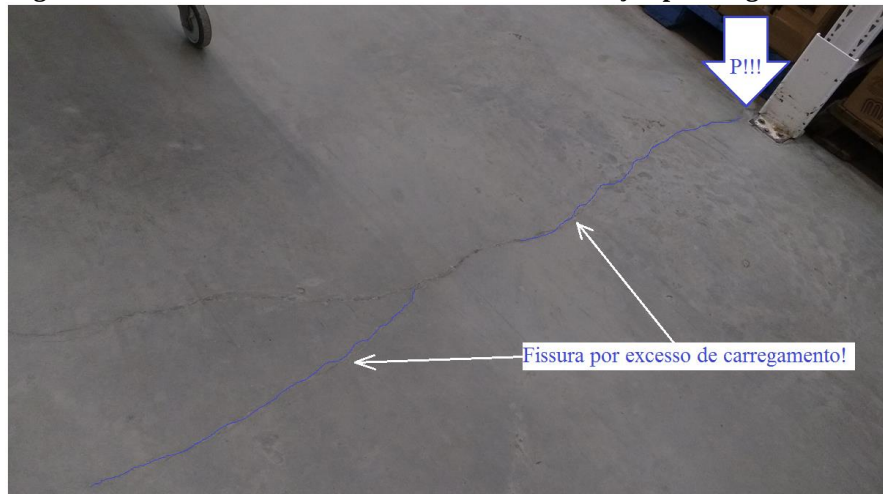
Figura 32 – Laje tipo *steel deck* com infiltração.



Fonte: Do Autor (2016).

Nesse caso, a laje de sub-base se tratava de uma laje do tipo *stell deck*, em que as formas metálicas se tornam componente do sistema estrutural. Na Figura 33 que segue, outro exemplo de problema de fissuração pode ser observado.

Figura 33 – Piso estruturalmente armado com fissuração por carga excessiva.



Fonte: Do Autor (2016).

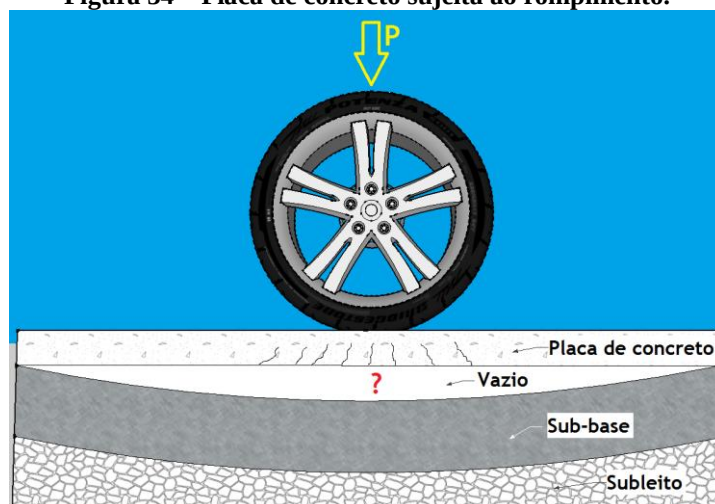
Nesse caso, o problema foi gerado por cargas excessivas advindas do apoio das prateleiras.

4.6.2 Rompimento da placa

O rompimento da placa de concreto ocorre quando da fadiga do concreto ou da evolução das fissuras. É um tipo de manifestação patológica grave, considerando que, em diversos casos, uma providência quanto à recuperação da estrutura é emergencial. A omissão de procedimentos corretivos nesses casos é fato condenatório do sistema estrutural, que podem gerar danos irreparáveis de ordem patrimonial ou de vida.

Um esquema de representação da situação que tem ocorrido de forma recorrente na região onde esta pesquisa foi desenvolvida pode ser observado na Figura 34.

Figura 34 – Placa de concreto sujeita ao rompimento.



Fonte: Do Autor (2016).

No caso da Figura 34, o uso inadequado do piso em função de sobrecargas e carregamentos não previstos em projeto podem provocar deformações excessivas na estrutura, deixar um vazio entre a placa de concreto e a sub-base em função da diferença de rigidez entre as mesmas e levar ao rompimento da placa.

Na Figura 35 que segue, um caso real de rompimento de placa em um galpão de uma indústria localizada na cidade de Garanhuns-PE pode ser identificado. Nesse caso em particular, além do carregamento estático atuando no piso, a presença de um compressor de ar foi ponto predominante em relação à propagação das fissuras e o seu consequente rompimento da placa de concreto. O funcionamento do compressor em torno de 6h/dia gerava grandes vibrações no piso quando de seu funcionamento. Provavelmente, essas vibrações não foram previstas no cálculo, o que ocasionou deformações excessivas em toda região da placa. Assim, o incremento de deformações advindos das vibrações excessivas fizeram com que os limites de serviço fossem ultrapassados, culminando na situação em tela.

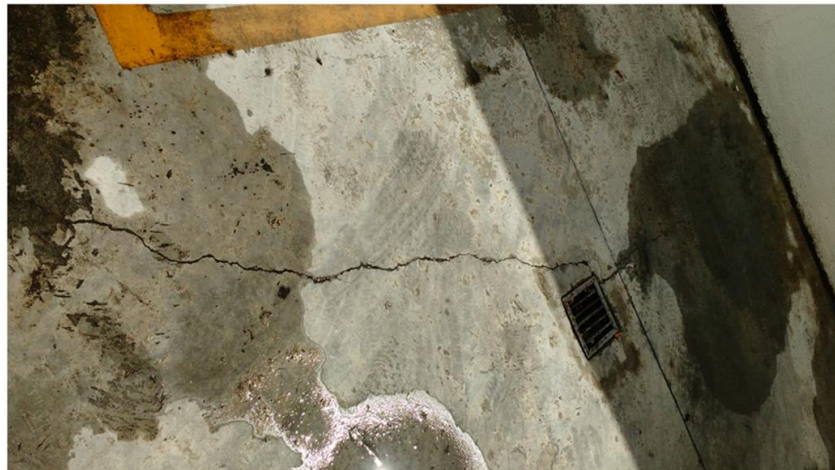
Figura 35 – Piso de concreto com rompimento da placa.



Fonte: Do Autor (2016).

Além do local onde a imagem acima foi registrada, toda extensão do galpão apresentava problemas de fissuração. O tipo de piso utilizado nessa obra foi o concreto simples. A sub-base se tratava de laje nervurada composta por vigotas treliçadas. O maior vão identificado girava em torno dos 5m. As prateleiras estavam dispostas de forma paralela, espaçadas em torno de 1m. Outro exemplo de rompimento de placa pode ser constatado na Figura 36 a seguir.

Figura 36 – Placa de piso de concreto rompida com problemas de infiltração.



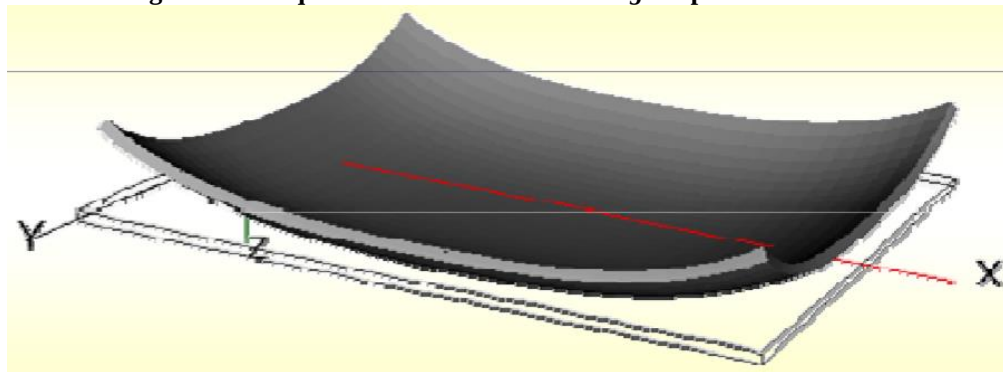
Fonte: Do Autor (2016).

Nesse caso, o curso natural da água para a tubulação hidráulica foi prejudicado pelo rompimento das placas. Observa-se, pelas marcas de pneus, que a ação das cargas dos veículos também podem ter influenciado para a ocorrência desse problema.

4.6.3 Empenamento

Diversas são as causas para a ocorrência do empenamento das placas de concreto. Para Suprenant (2002), a espessura, a largura e comprimento, a posição e taxa de armadura, a retração do concreto e as condições de exposição da placa são fatores que contribuem para esse tipo de patologia. Esse fenômeno também é conhecido como efeito *curling*. Um esquema teórico desse tipo de patologia é verificável na Figura 37.

Figura 37 – Esquema teórico do efeito *curling* em pisos de concreto.



Fonte: Chodonsky e Viecili (2010).

Um exemplo prático de empenamento de placa de concreto se encontra na Figura 38.

Figura 38 – Problema de empenamento em pisos de concreto.



Fonte: Chodonsky e Viecili (2010).

Algumas consequências do efeito do empenamento da placa de concreto podem ser identificados, como problemas com nivelamento e com as juntas, perda de aderência do revestimento e surgimento de fissuras estruturais em função do destacamento da sub-base (GARBER, 1991).

4.6.4 Delaminação

De acordo com Chodounsky (2010), o fenômeno da delaminação ocorre devido ao deslocamento da camada de superfície do concreto. Tem sido um dos grandes desafios dos pesquisadores a detecção desse tipo de ocorrência, visto que não há apenas uma causa principal do problema.

O problema da delaminação tem sido amplamente investigado nas últimas décadas por meio de pesquisas com análises numéricas e/ou experimentais. O comportamento não-linear na região onde a fissura se propaga é confrontado com o desempenho elástico linear do restante da estrutura, o que gera uma discontinuidade e agrava o problema. Esse tipo de manifestação patológica pode ser causa de problemas de ordem local ou global (ALFANO; CRISFIELD, 2001). Um exemplo de piso de concreto pode ser observado na Figura 39.

Figura 39 – Problema de delaminação em pisos de concreto.



Fonte: Do Autor (2016).

Alguns dos fatores já identificados são o excesso de finos da mistura, o ar incorporado, o retardo da pega, gradiente de temperatura, vento, sol, além do uso de ferramentas não apropriadas. Outro exemplo de delaminação pode ser observado na Figura 40.

Figura 40 – Delaminação em pisos de concreto no Agreste Pernambucano.



Fonte: Do Autor (2016).

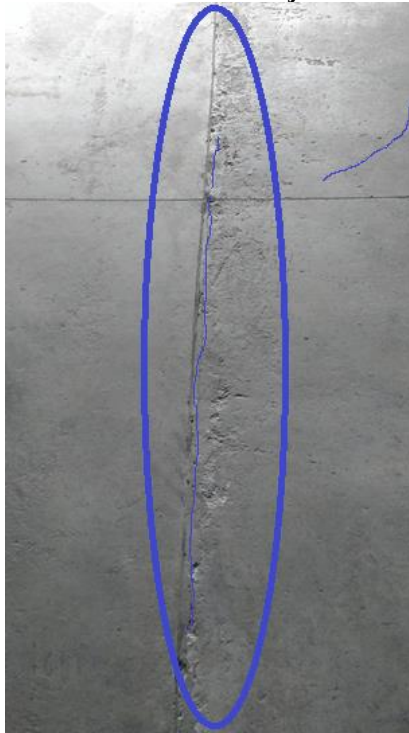
O excesso de carga, a exudação e dosagem do concreto também podem ser fatores contribuintes para o surgimento desse tipo de problema. Em um piso submetido a um carregamento móvel, as placas de concreto estarão sujeitas a movimentações, que pode gerar um acréscimo de tensões na região de compressão e romper a face do concreto, provocando a delaminação.

4.6.5 Esborcinamento das juntas de dilatação

Mesmo com a função de controlar e reduzir o quantil de fissuras em torno das placas, as juntas também podem gerar problemas de ordem patológica.

O desgaste, a quebra das bordas e a propagação de fissuras nos entornos das juntas de dilatação nas placas de concreto são fatores contribuintes para a ocorrência desse tipo de patologia. Um caso de esborcinamento das juntas de dilatação em uma edificação da cidade de Caruaru-PE pode ser identificado na Figura 41.

Figura 41 – Esborcinamento das juntas de dilatação.



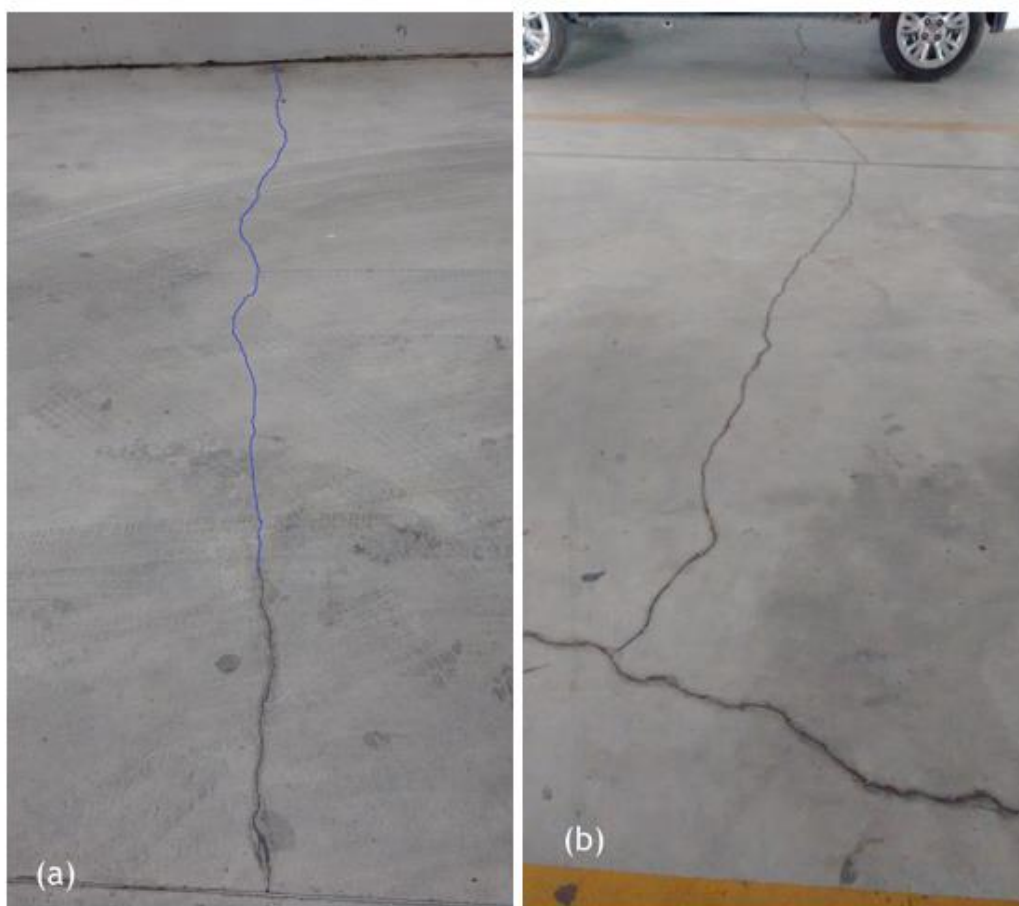
Fonte: Do Autor (2016).

A movimentação das placas devido as cargas dinâmicas do tráfego de veículos também contribuem para ocorrência desse fenômeno pelas tensões geradas nos pontos críticos. O exemplo acima também tem sido observado com frequência em outras edificações situadas em regiões distintas das que esta pesquisa teve foco.

4.7 Recuperação de pisos de concreto

Atualmente, poucas são as opções para recuperação dos pisos de concreto. O preenchimento das fissuras com resinas (epóxi, metacrílica) e densificadores químicos são algumas delas. No entanto, é apenas uma solução paliativa, pois o preenchimento de uma fissura com resina não vai garantir que outras surjam. Isso sem falar nos altos custos. Na Figura 42, um exemplo prático do efeito paliativo dos tratamentos atuais de fissuração em placas de concreto pode ser observado.

Figura 42 – Piso de concreto com problema de fissuração recorrente.



Fonte: Do Autor (2016).

Na Figura 42a, o decalque destaca a continuidade da fissura, mesmo após tratamento a base de resina nas proximidades da junta inferior. Na Figura 42b, mesmo com o tratamento resinado a questão estética pesa na balança, principalmente quando se leva em consideração a garantia do conforto estético e visual recomendado pela NBR 15575 – Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 3: Requisitos para os sistemas de pisos (ABNT, 2013).

Outros exemplos de fissuras recuperadas podem ser observados na Figura 43.

Figura 43 – Fissuração tratada com resina epóxi.



Fonte: Do Autor (2016).

O item 17 e seus subsequentes da NBR 15575-3 (ABNT, 2013) deixa clara a necessidade de garantir aos usuários o conforto tátil, visual e antropodinâmico, além dos requisitos naturais de desempenho funcional. Fato que não se observa na figura acima.

Outra solução é a demolição e a construção de um novo piso de concreto. Nesse caso a situação torna-se mais grave, pois grande será a logística para interdição dos locais afetados e os custos a ela inerentes.

Assim, torna-se emergente o desenvolvimento de novos métodos de dimensionamento e tecnologias eficazes contra problemas patológicos nos pisos de concreto.

4.8 Análise numérica em estruturas de concreto

Para maximizar as chances de sucesso das pesquisas, tem se tornado corriqueira a utilização de ferramentas computacionais para análise numérica de problemas de engenharia. Recursos avançados de modelagem, representações gráficas, redução no tempo de processamento no que tange a extensos processos de cálculo e o consequente aumento de produtividade torna viável o estudo de problemas de engenharia estrutural.

Atualmente, existem *softwares* que possuem diversas ferramentas de análise estrutural. Dentre os mais conhecidos e difundidos na comunidade acadêmica estão o ANSYS®, SAP2000, MatLab, CYPECAD, ABAQUS e ATENA 3D. Todos esses programas fazem uso do Método dos Elementos Finitos (MEF) para análise linear ou não-linear.

Nesse sentido, algumas pesquisas têm demonstrado a eficiência no uso da modelagem para problemas estruturais. Um dos primeiros trabalhos voltados à análise de problemas estruturais por meio da modelagem numérica com uso do MEF remonta a década de 1950 com um estudo sobre asa-delta. Um dos livros pioneiros da área foi publicado por Zienkiewicz e Cheung, em 1967. A partir daí, diversos pesquisadores iniciaram estudos nos mais diversos ramos da engenharia (BUYUKKARAGOZ, 2010).

O uso do MEF tem sido amplamente difundido pelos pesquisadores, considerando sua eficácia quando comparados com métodos de análise, como o das diferenças finitas e analogia de grelhas. A título de exemplo de análise numérica em estruturas de concreto, tem-se que:

Cunha (2013) realizou um estudo sobre o comportamento de placas de pisos industriais de concreto simples sujeitos a carregamentos estáticos e móveis como as cargas permanentes, sobrecargas e o tráfego de empilhadeiras. Foram projetados quatro modelos de placas para experimentos. Posteriormente foram feitas análises numéricas com auxílio do *software* SAP2000. As deflexões e esforços críticos foram as principais variáveis avaliadas. Os resultados trouxeram discussões quanto aos métodos tradicionais de dimensionamento da espessura da placa de concreto, além da constatação da viabilidade do emprego de métodos numéricos para esse tipo de estudo.

Loprencipe e Cantisani (2015) analisaram alguns métodos numéricos de avaliação para melhorar a geometria da superfície de pisos de concreto, por meio de estudo de caso. Os autores destacaram a necessidade da manutenção das propriedades fundamentais dos pisos de concreto, como resistência ao estado de carregamento, estabilidade, durabilidade, segurança, dentre outras. Os resultados demonstraram que em determinados casos a geometria da superfície dos pisos é afetada por deficiências no processo de projeto e execução dos pisos, gerando deformações excessivas e ocasionando problemas patológicos diversos.

As pesquisas supracitadas denotam a eficiência da modelagem numérica no estudo de peças de concreto, por mais distintas que sejam as variáveis.

4.8.1 Software para modelagem e análise estrutural: ANSYS®

Neste estudo, a etapa de modelagem e análise estrutural fez uso de um *software* comercial de elementos finitos, o ANSYS®, em sua versão 17.0. O programa foi desenvolvido nos Estados Unidos pela *Swanson Analysis Systems Inc.* e atualmente é comercializado no Brasil pela empresa *Engineering Simulation and Scientific Software (ESSS)*. Tem como foco a modelagem e análise numérica no processo de desenvolvimento de produtos da área de engenharia. Possui diversos tipos de aplicações como análise de sistemas estruturais, fluidodinâmica, transferência de calor, sistemas acústicos e elétricos, aplicações customizadas, dentre outras (ANSYS, 2013).

A respeito da sua aplicação para problemas da área de estruturas, o ANSYS® permite a modelagem e compreensão dos diferentes cenários que ocorrem no sistemas estruturais complexos. Para isso, algumas vertentes do programa podem ser utilizadas, visto que são voltadas especificamente para esse tipo de aplicação, que são o *ANSYS/Structural*, *ANSYS/Mechanical*, *ANSYS/Multiphysics* e *ANSYS/Professional*. A versão que foi utilizada nessa pesquisa fez uso da tipologia *ANSYS/Workbench/Structural*, que possibilita a geração de malhas com grande número de nós.

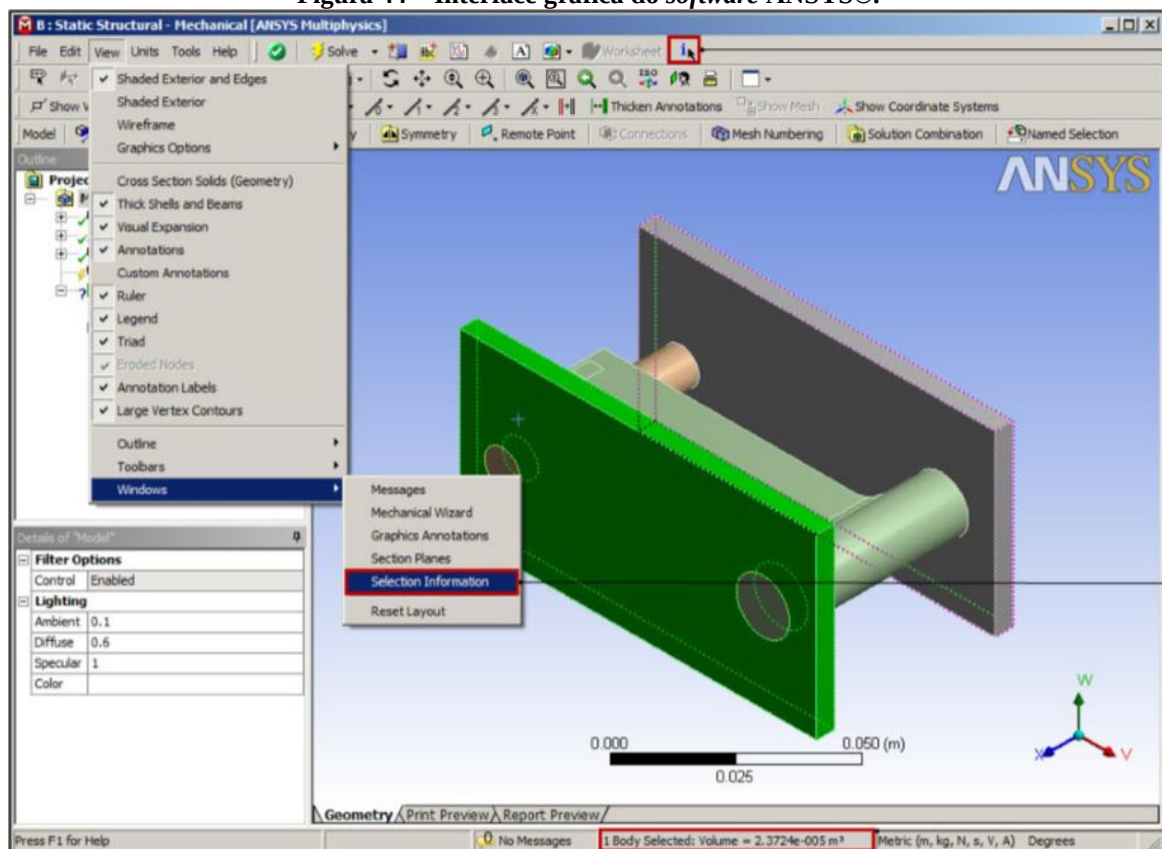
De modo geral, o *software* ANSYS® apresenta as seguintes características, comuns a todas as vertentes do programa:

- Desenvolvimento de modelos ou direta importação com modelos de CAD a serem analisados;
- Maximização de resultados com redução de custos previsíveis na etapa de projeto;

- Possibilidade de realizar análises estáticas, dinâmicas, estocásticas e determinística, lineares ou não-lineares;
- Trabalhar com diversos tipos de geometrias dos elementos, podendo ser irregulares, com deslocamentos e deformações de grande escala;
- Possibilidade de utilização de diversas tipologias de materiais, estados de carregamento e condições de contorno;
- Visualização da estrutura simulada de forma tridimensional;
- Soluções com boa aproximação comprovada frente a resultados experimentais;
- Minimização ou extinção (em alguns casos) do uso de práticas experimentais para análise de dados.

O programa possui interface gráfica intuitiva, de modo a facilitar a interação do usuário com as ferramentas, conforme se observa na Figura 44 que segue:

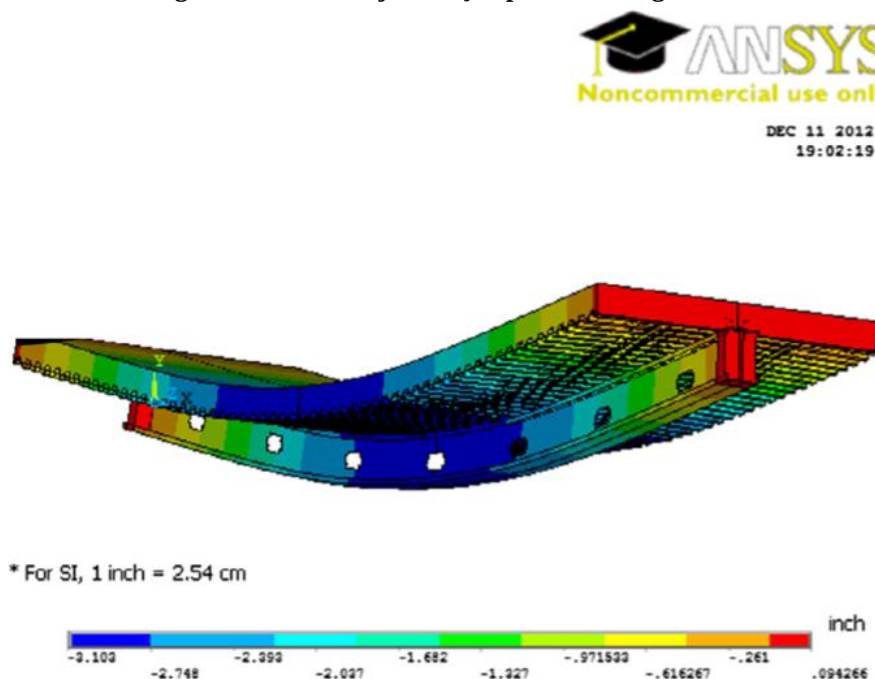
Figura 44 – Interface gráfica do software ANSYS®.



Fonte: ANSYS (2013).

O ANSYS® possibilita, ainda, ao usuário a observação do sistema final modelado na forma 3D, como apresentado na Figura 45.

Figura 45 – Modelagem 3D de uma laje maciça apoiada em viga metálica no ANSYS®.



Fonte: Majdi *et al.* (2014).

Neste exemplo, uma laje maciça com forma metálica foi modelada sobre uma viga metálica de perfil duplo com aberturas na alma. Esse tipo de representação facilita a interpretação e análise dos resultados, o que tornou bastante viável a utilização de uma ferramenta computacional para esta pesquisa.

Além dessas características, diversos tipos de análises estão implementadas no programa como a análise estática, modal, dinâmica, harmônica, espectral e de flambagem.

Como o próprio nome sugere, a análise estática pode ser utilizada para a determinação de esforços cujo estado de carregamento é apenas estático. Ela pode ser linear ou não-linear. Na análise não-linear, existe a possibilidade da inserção de outras variáveis tais como a fissuração, rigidez, plasticidade, superfície de contato para fluxo de cisalhamento, dentre outras.

Na análise modal, considera-se o sistema de frequências e vibrações dos elementos estruturais. A análise dinâmica procede a análise de carregamentos dinâmicos variáveis em função do tempo, podendo considerar as variáveis de origem linear ou não-linear. A análise do tipo harmônica faz referência aos carregamentos variáveis em função do tempo. A análise do tipo espectral considera pulsos espectrais de resposta ou vibrações randômicas para determinação dos parâmetros de tensão e deformação. A análise de flambagem tem foco nos parâmetros que influenciam a ocorrência de flambagem linear ou não-linear dos elementos estruturais. Um exemplo de aplicação desse tipo de análise é no estudo de flambagem de pilares em concreto armado (MARINHO, 2002).

5 MATERIAIS E MÉTODOS

5.1 Área de estudo

Essa pesquisa possui finalidade aplicada, com objetivo exploratório e explicativo, onde foram realizados procedimentos de pesquisa bibliográfica e estudo de caso, de caráter quantitativo, com as atividades desenvolvidas em campo e em laboratório. O local da pesquisa abrangeu parte do Agreste Pernambucano, nas cidades de Caruaru e Garanhuns, cujos quantis de obras residenciais e industriais que fazem uso do piso de concreto como revestimento tem se elevado na última década (Figura 46). De modo análogo, os índices das edificações que apresentam problemas patológicos relacionadas aos pisos de concreto nessa região têm crescido exponencialmente.

Figura 46 – Localidade da pesquisa.



Fonte: Google Maps (2016).

5.2 Estrutura da pesquisa

Diversas pesquisas voltadas para análise de problemas patológicos tem feito uso de modelos matemáticos e análises numéricas através do Método dos Elemento Finitos (MEF), por meio de *softwares* para caracterização do comportamento de sistemas estruturais em concreto.

Desse modo, utilizando as metodologias propostas por Cunha (2013), Gholamhoseini *et al.* (2014), Majdi *et al.* (2014) e Loprencipe e Cantisani (2015), essa pesquisa fez uso de um

programa computacional que utiliza o MEF para análise não-linear de estruturas de concreto, o ANSYS® Workbench.

As variáveis analisadas foram as concentrações de tensões nas bordas das placas e as deflexões máximas nos elementos que compõe toda a estrutura do piso de concreto em função da variação do módulo de deformação longitudinal do concreto e do coeficiente de fricção na região de contato das placas. De um modo geral, foram analisados os pontos críticos no topo da placa do piso de concreto no intuito de verificar se os mesmos contribuem para a propagação das fissuras e o rompimento da placa de concreto.

5.2.1 Caracterização das amostras

As especificações gerais do concreto, com exceção das variáveis que foram analisadas nessa pesquisa seguem descritas na Tabela 4:

Tabela 4 – Especificações gerais do concreto.

CONCRETO	
ESPECIFICAÇÕES GERAIS	
Cimento Portland	CP II-Z
Agregado Miúdo	$\phi_{máx} = 4,80 \text{ mm}$
Agregado Graúdo	19 mm
Relação Água/Cimento (a/c)	0,55
Resistência Característica à Compressão (F_{ck})	25 MPa
Resistência à Tração na Flexão ($F_{ct,m}$)	2.565 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,20
Módulo de Deformação Transversal (G_c)	10 Gpa
Massa Específica do Concreto (γ_c)	2400 kgf/m ³
Coeficiente de Dilatação Térmica (α_c)	$10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

Fonte: Cunha (2013) e NBR 6118 (ABNT, 2014).

De mesmo modo, as especificações gerais do aço utilizadas nas amostras seguem conforme descrito na Tabela 5:

Tabela 5 – Especificações gerais do aço

AÇO	
ESPECIFICAÇÕES GERAIS	
Módulo de Elasticidade Longitudinal (E_s)	210 GPa
Coeficiente de Dilatação Térmica (α_c)	$10^{-5}/^{\circ}\text{C}$
Tensão de Escoamento do Aço CA-50 (f_{yk})	500 MPa
Tensão de Escoamento do Aço CA-60 (f_{yk})	600 MPa

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para efeitos de modelagem, análise numérica, comparação de dados e estudo dos pontos críticos de tensões e deformações, os sistemas estruturais adotados para os pisos de concreto foram:

- Piso de concreto simples, com sub-base composta por laje maciça em concreto armado;
- Piso de concreto simples, com sub-base composta por laje nervurada com vigotas treliçadas em concreto armado.

Na Tabela 6, é possível verificar um resumo das amostras que foram analisadas, considerando o tipo de piso de concreto, a sub-base, as dimensões das placas, o estado de carregamento em que o sistema estrutural será submetido, bem como sua previsão de uso.

Tabela 6 – Características gerais das amostras utilizadas.

Código da Amostra	Piso de Concreto	Sub-base	Dimensões das Placas	Estado de Carregamento Previsto	Uso
PCLM	Simple	Laje Maciça	Comprimento: 200 cm Largura: 200 cm	Pedestres e tráfego de veículos leves	Residencial e Comercial
PCLN	Simple	Laje Nervurada com Vigotas Treliçadas	Altura do Piso: 10 cm Altura da Laje: 15 cm		

Fonte: Do Autor (2016).

A adoção desses tipos sistemas estruturais se justificam em função dos mesmos estarem sendo amplamente utilizados na região em que essa pesquisa está inserida.

O estado de carregamento atuante em cada sistema estrutural foi resultado da composição dos carregamentos da seguinte maneira:

- Carregamentos estáticos (cargas permanentes e sobrecargas);
- Carregamentos acidentais.

Os valores de carregamento seguiram as recomendações das normas NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014), NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 1980) e NBR 7188:2013 – Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas (ABNT, 2013). Assim, o valor da carga aplicada na placa foi de 750 Kgf. Além disso, o estado de carregamento das amostras foram semelhantes, sendo variados apenas a configuração da sub-base.

Considerando as propriedades dos materiais adotadas, os critérios de projeto e estado de carregamento definidos, as respectivas armaduras calculadas para as sub-bases seguem estão apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Armaduras das sub-bases das amostras.

Código da Amostra	Altura das Lajes (cm)	Área de Aço (cm²/m)	Armadura
PCLM	15	As,mín	ϕ 6.30 mm c/20 cm
PCLN	15	As,mín	TR08645

Fonte: Do Autor (2016).

Durante o processo de cálculo, as lajes foram consideradas simplesmente apoiadas, de modo a não haver transferência de momentos para os elementos subjacentes. Para as Lajes nervuradas com vigotas treliçadas, o material inerte considerado foi o Bloco de Poliestireno Expandido (EPS) do tipo B8/30/125, cujo peso específico é de 15 Kg/m³. As treliças foram do tipo TR08645.

Dentro de cada amostra, uma subdivisão foi feita para analisar as propriedades do sistema estrutural em função da modificação das variáveis estudadas nessa pesquisa. Assim, para cada amostra, variou-se o módulo de deformação longitudinal do concreto e o coeficiente de fricção entre as placas. Na Tabela 8, a subdivisão de cada amostra com suas respectivas variações pode ser observada.

Tabela 8 – Subdivisão das amostras em função da modificação das variáveis.

Código da Amostra	Módulo de Deformação Longitudinal (Eci)	Coeficiente de Fricção entre as placas
PCLM-A1	28 GPa	0,1
PCLM-A2	28 GPa	0,5
PCLM-A3	56 GPa	0,1
PCLM-A4	56 GPa	0,5
PCLN-A1	28 GPa	0,1
PCLN-A2	28 GPa	0,5
PCLN-A3	56 GPa	0,1
PCLN-A4	56 GPa	0,5

Fonte: Do Autor (2016).

No caso do módulo de deformação longitudinal, sua variação se deu em função da necessidade de caracterização em serviço do sistema para diferentes dimensões de placas e resistência do concreto. Como o fator computacional exige grandes recursos e tempo de processamento para modelagem de estruturas maiores, optou-se pela variação do *Eci* ao invés

da altura das placas, em conformidade com a equação de rigidez à flexão da teoria clássica das placas (TIMOSHENKO; GOODIER, 1951).

No caso do coeficiente de fricção, essa variação possibilitou verificar o comportamento estrutural do sistema na região de contato entre as placas, considerando que há, em alguns casos, a inserção de uma manta de proteção e isolamento entre as placas de concreto, o que modifica o comportamento do conjunto. Assim, o coeficiente de 0,5 foi adotado para as amostras que não apresentam a manta de isolamento, considerando a ligação entre as placas de concreto de diferentes idades. O coeficiente de 0,1 foi utilizado quando da utilização da manta, pois a aderência é praticamente nula (MAJDI *et al.* 2014).

5.2.2 Atividades

Para atingir o Objetivo a: Definir os principais parâmetros que influenciam/colaboram para o surgimento e propagação de fissuras e rompimento da placa de concreto.

Realizou-se uma análise estrutural do sistema, considerando o carregamento estático que ocorre usualmente em pisos de concreto; Foram analisadas a ligação entre placa e sub-base com foco no fluxo de tensões entre os elementos de placa; Foram ainda verificadas as influências e consequências do estado de carregamento em relação às deformações e tensões críticas.

Para atingir o Objetivo b: Caracterizar o tipo de laje de concreto armado que melhor se enquadre em função do desempenho estrutural quando de seu emprego como sub-base para pisos de concreto.

Avaliou-se o efeito da variação do tipo de laje de concreto armado utilizada como sub-base nos pisos de concreto no que tange ao comportamento estrutural do sistema estrutural; Foi realizada uma análise de tensões e deformações através da modelagem matemática, fazendo uso do Métodos dos Elementos Finitos (MEF), com o auxílio de um programa computacional, o ANSYS®.

Para atingir o Objetivo c: Instituir recomendações de cunho preventivo quando do dimensionamento dos pisos de concreto no intuito de evitar patologias provenientes da fissuração e rompimento da placa de concreto.

Com o *Objetivo a* verificado e conhecendo o comportamento estrutural do sistema, foi sugerida uma recomendação para melhoria do comportamento das placas na região de contato, de modo a tornar o conjunto único e com melhor desempenho estrutural.

5.2.3 Procedimentos para Discretização e Cálculo

Inicialmente foi feita a escolha do sistema estrutural do piso, constantes e tipologia dos materiais, conforme descrito no item 5.2.1 deste trabalho. A modelagem do sistema no programa foi realizada através de entrada gráfica, por meio de definições geométricas e numéricas, com o estabelecimento de elementos de contorno. A estrutura foi definida através de elementos de nós e barras, formando uma rede conhecida como malhas. A malha utilizada para a modelagem variou para cada amostra. Essa etapa é conhecida no programa como análise *Preprocessor*.

Durante a modelagem, cada sistema estrutural foi discretizado através de um modelo de malhas, que formou um conjunto global, composto de diversos subconjuntos em forma de quadriláteros infinitesimais que compõe a estrutura, conhecido como elementos e nós, tanto para representar a laje de sub-base quanto o piso de concreto e o sólido de projeção da área de contato do pneu com o piso. Os parâmetros estatísticos dos quantis de nós e elementos das amostras analisadas podem ser observados na Tabela 9.

Tabela 9 – Características das malhas para as amostras analisadas.

Tipo da Amostra	Quantidade de Nós	Quantidade de Elementos	Suavização	Função de ajuste	Centro de relevância
PCLM	13895	9128	Alta	Proximidade e Curvatura	Fino
PCLN	152033	28863	Alta	Adaptativa	Fino

Fonte: Do Autor (2017).

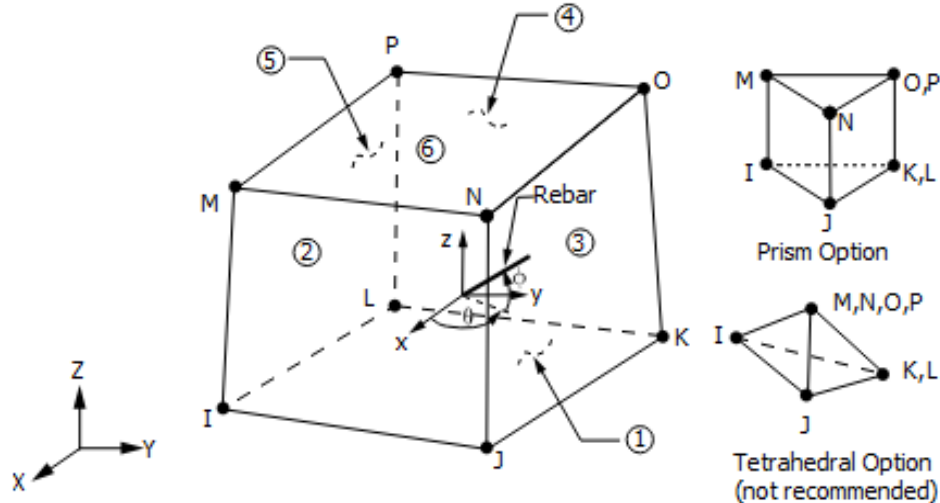
As variações de alguns parâmetros da configuração das malhas foram necessárias para que os modelos fossem melhor caracterizados.

Os elementos utilizados para as análises foram: o SOLID65 para o concreto; o LINK180, para as armaduras; e CONTA174, para a região de contato entre as placas.

No primeiro caso, o elemento SOLID65 tem aplicação em modelagens de sólidos com a inserção ou não de barras de reforço. Quando aplicado em situações desse tipo, possibilita a caracterização do comportamento estrutural do compósito. Cada elemento é composto por oito

nós, sendo estes com três graus de liberdade cada um (ANSYS, 2013). Sua geometria pode ser identificada na Figura 47.

Figura 47 – Representação geométrica do elemento SOLID65.

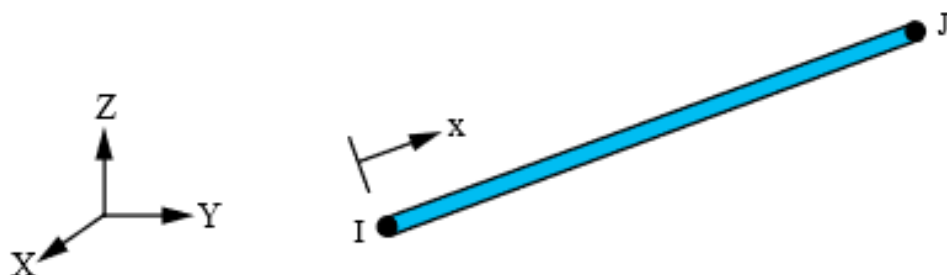


Fonte: ANSYS (2013).

Na Figura 47, é possível identificar os nós dos elementos e a posição das barras de reforço que podem ser inseridas. Ainda na Figura 47, verifica-se que o SOLID65 pode ser trabalhado em diferentes geometrias, como quadriláteros e triângulos. Pontos de fissuração também podem ser determinados por esse tipo de elemento.

O elemento LINK180 possui três graus de liberdade em cada nó. É utilizado para diversas situações de modelagem, tais como armaduras para vigas, lajes, treliças, cabos de protensão, molas, dentre outros. Possui propriedades de plasticidade, fluência e grandes capacidades de deformação. Uma representação do LINK180 pode ser constatada na Figura 48.

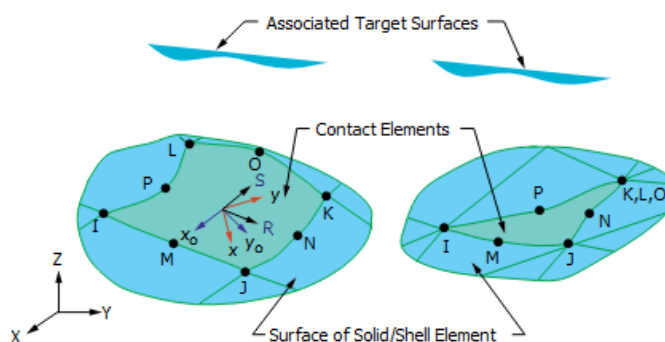
Figura 48 – Representação geométrica do elemento LINK180.



Fonte: ANSYS (2013).

A representação do elemento CONTA174, utilizado para caracterizar a região de contato, fricção e deslizamento entre placas pode ser analisada na Figura 49 que segue.

Figura 49 – Representação geométrica do elemento CONTA174.



Fonte: ANSYS (2013).

O elemento CONTA174 possibilita análises tridimensionais de contato estrutural, bem como a possibilidade de separação do contato entre placas ligadas de modo a caracterizar o deslocamento das interfaces das mesmas. A combinação dos elementos supracitados têm sido amplamente utilizada por diversos pesquisadores na área de estruturas, a exemplo dos autores citados como referência metodológica no tópico 5.2 deste trabalho.

O estado de carregamento e condições de apoio foram atribuídos no sistema estrutural, considerando as peculiaridades de cada amostra. Essa etapa é definida no ANSYS® como *Solver*. É nessa etapa que também se define o tipo de análise. No presente estudo foi utilizada a análise não-linear, tendo em vista as variáveis a serem determinadas e o comportamento do compósito. Além disso, todos os princípios normativos foram obedecidos e incluídos.

O processos de cálculo seguiram os ritos conforme o Método dos Elementos Finitos estabelece. Os pontos iniciais de busca a serem determinados pelo programa foram os deslocamentos e rotações. Os demais esforços como as tensões, deformações e reações foram obtidas através da diferenciação dos deslocamentos nos nós dos elementos (MARINHO, 2002).

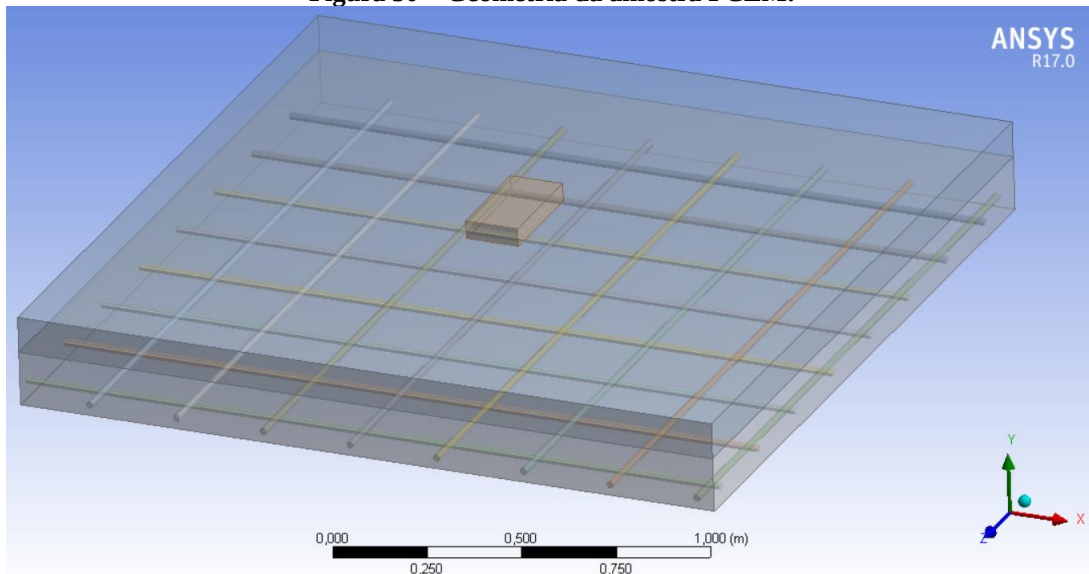
Conclusas as atividades anteriores, os resultados gerais ficaram disponíveis para análise e comparação. Esse instante de análise é conhecido como *Postprocessor*. Após essa etapa, as ferramentas de otimização ficaram disponíveis pelo programa. No entanto, a vertente de otimização não foi objeto desta pesquisa, nesse momento.

Os dados de tensões e deflexões máximas foram analisados e tabulados em planilhas eletrônicas. Os limites verificados nas amostras foram comparados entre si e investigados quanto ao grau de responsabilidade em relação ao surgimento das anomalias estruturais.

Os parâmetros adotados nesta pesquisa em relação a critérios de projeto, procedimentos de cálculo e verificações dos estados limites obedeceram todas as recomendações previstas nas normas regulamentadoras brasileiras, de modo a garantir todos os requisitos vigentes quanto ao sistema construtivo estrutural.

As perspectivas 3D das geometrias e configurações das malhas das amostras modeladas no ANSYS® Workbench podem ser observadas nas figuras que seguem.

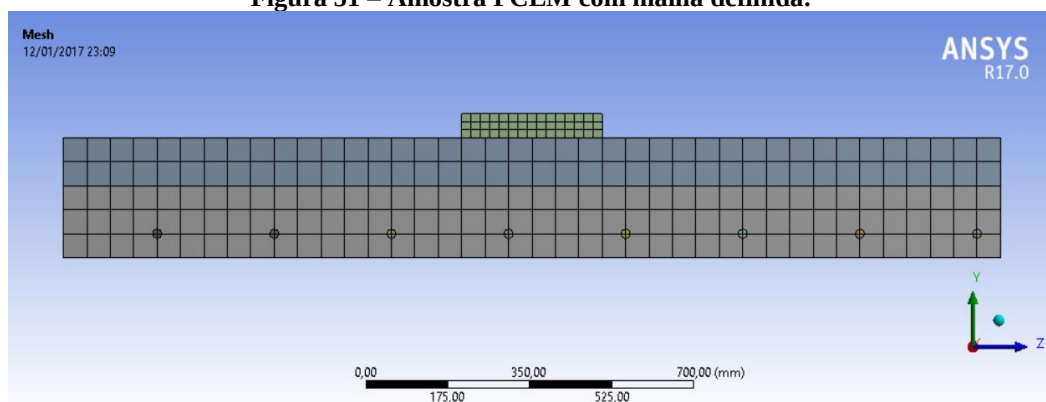
Figura 50 – Geometria da amostra PCLM.



Fonte: Do Autor (2017).

Na Figura 50, tem-se a amostra PCLM. Verifica-se um sólido no centro da placa. Este foi inserido para simular o estado de carregamento como uma projeção do pneu no piso. A carga aplicada foi de 750 Kgf. Na Figura 51, verifica-se a amostra com a malha gerada, com elementos quadriláteros de 25mm de tamanho.

Figura 51 – Amostra PCLM com malha definida.

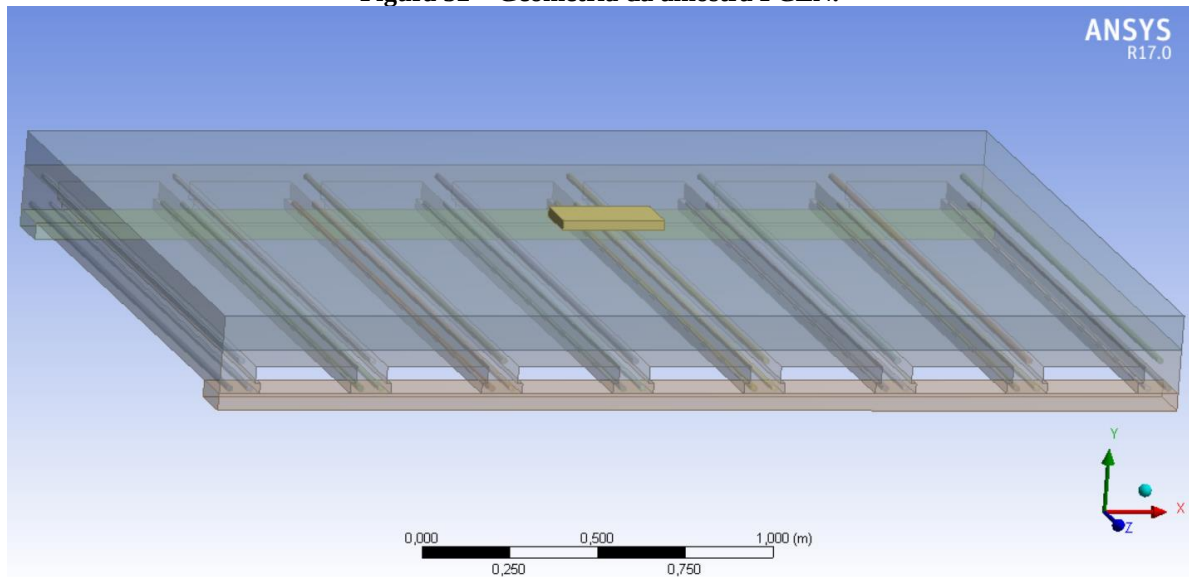


Fonte: Do Autor (2017).

A escolha desse tamanho do elemento se deu em função da questão computacional, do tempo de processamento e da qualidade dos resultados para a amostra trabalhada. Uma malha menos refinada poderia levar a perda de resultados importantes. De outro modo, uma malha muito refinada inviabilizaria a análise desta pesquisa para os recursos disponíveis no momento.

A geometria da amostra do piso de concreto apoiado sobre laje treliçada com vigotas nervuradas pode ser observada na Figura 52.

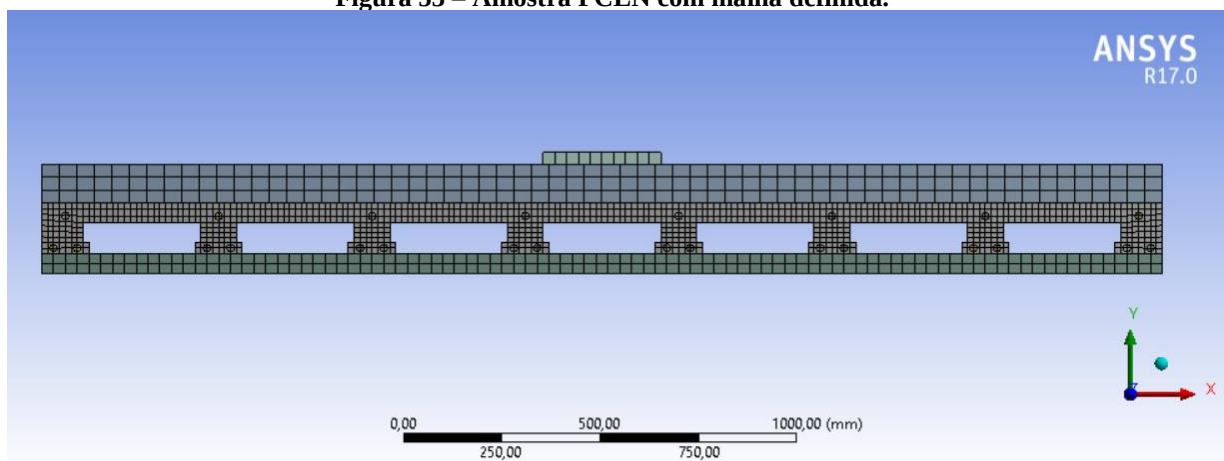
Figura 52 – Geometria da amostra PCLN.



Fonte: Do Autor (2017).

De modo análogo, a projeção da área de contato do pneu foi inserida como um sólido em contato com o piso de concreto. Os apoios das bases foram inseridos para dar condições de apoio suficientes para rodar o modelo no programa. A amostra com o sistema de malhas definido pode ser verificana na Figura 53.

Figura 53 – Amostra PCLN com malha definida.



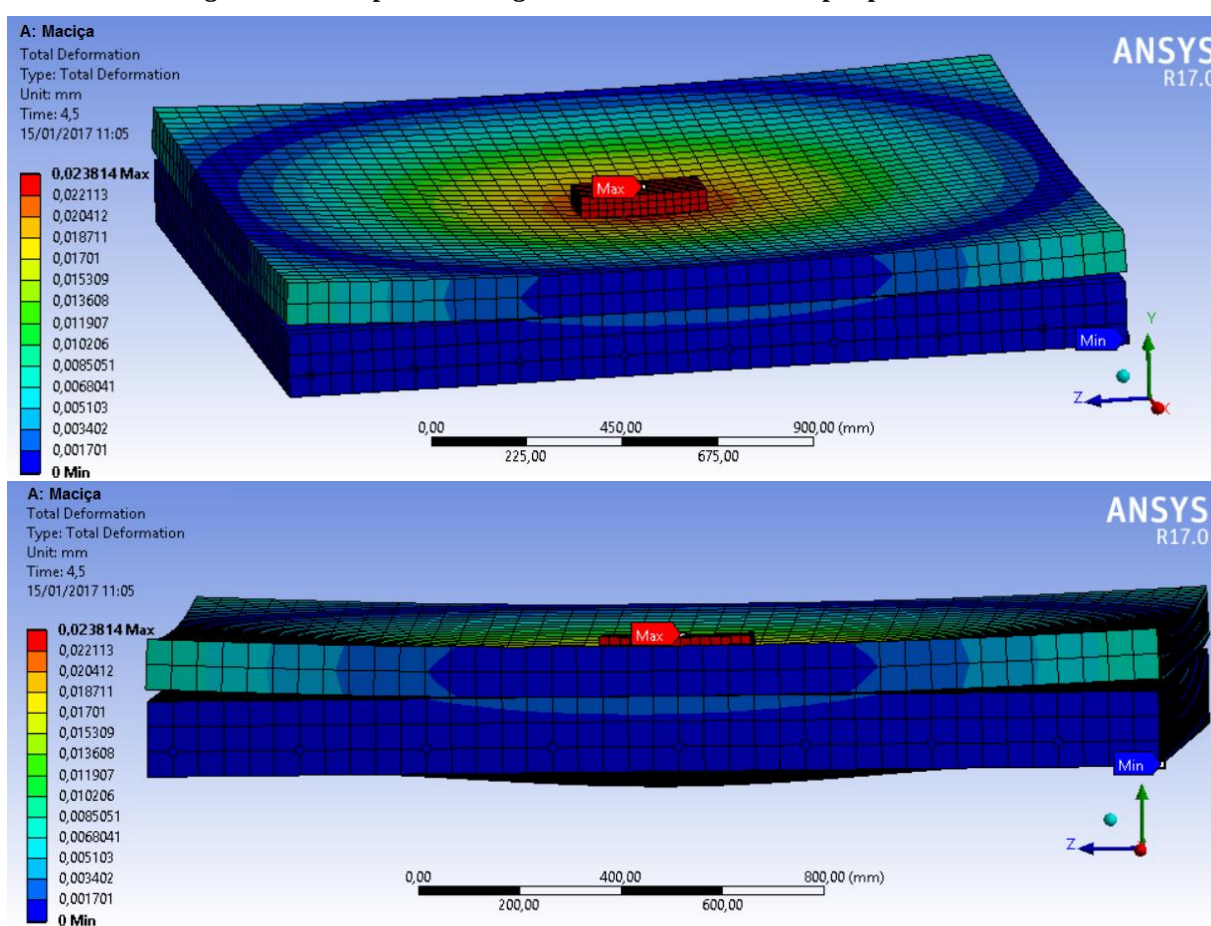
Fonte: Do Autor (2017).

Nesse caso, considerando a maior complexidade da geometria da sub-base do sistema, foram considerados elementos de tamanhos distintos. No piso de concreto e nos apoios foi adotado 45mm e para a laje treliçada, 15mm.

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Inicialmente, foram obtidos os parâmetros das análises em relação ao comportamento global dos sistemas estruturais, tanto para amostra do piso de concreto apoiado sobre laje maciça (PCLM) quanto para o piso de concreto apoiado sobre laje nervurada (PCLN). As representações do comportamento global das amostras podem ser identificadas nas figuras que seguem.

Figura 54 – Comportamento global da amostra PCLM após processamento.

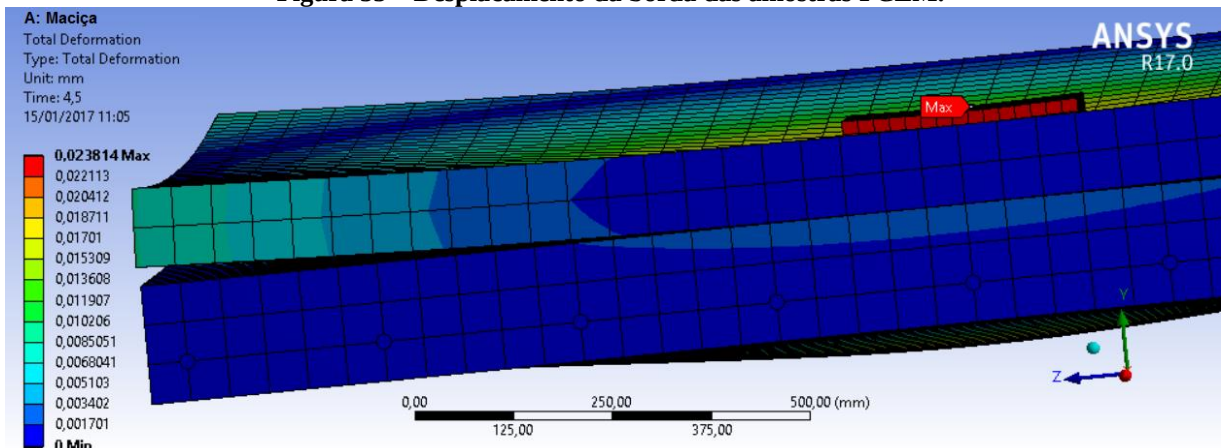


Fonte: Do Autor (2017).

Na imagem acima, a representação se deu em função da deformação total do sistema estrutural. Uma breve análise permite evidenciar o comportamento do conjunto placa sub-base, onde ocorre um deslocamento das bordas quando da aplicação da carga.

Apesar das maiores deformações ocorrerem no centro da placa em função das condições de contorno a que a peça foi submetida, as bordas da placa de concreto simples são grandemente afetadas em relação às deformações, o que contribui para o surgimento do processo de fissuração (Figura 55).

Figura 55 – Deslocamento da borda das amostras PCLM.

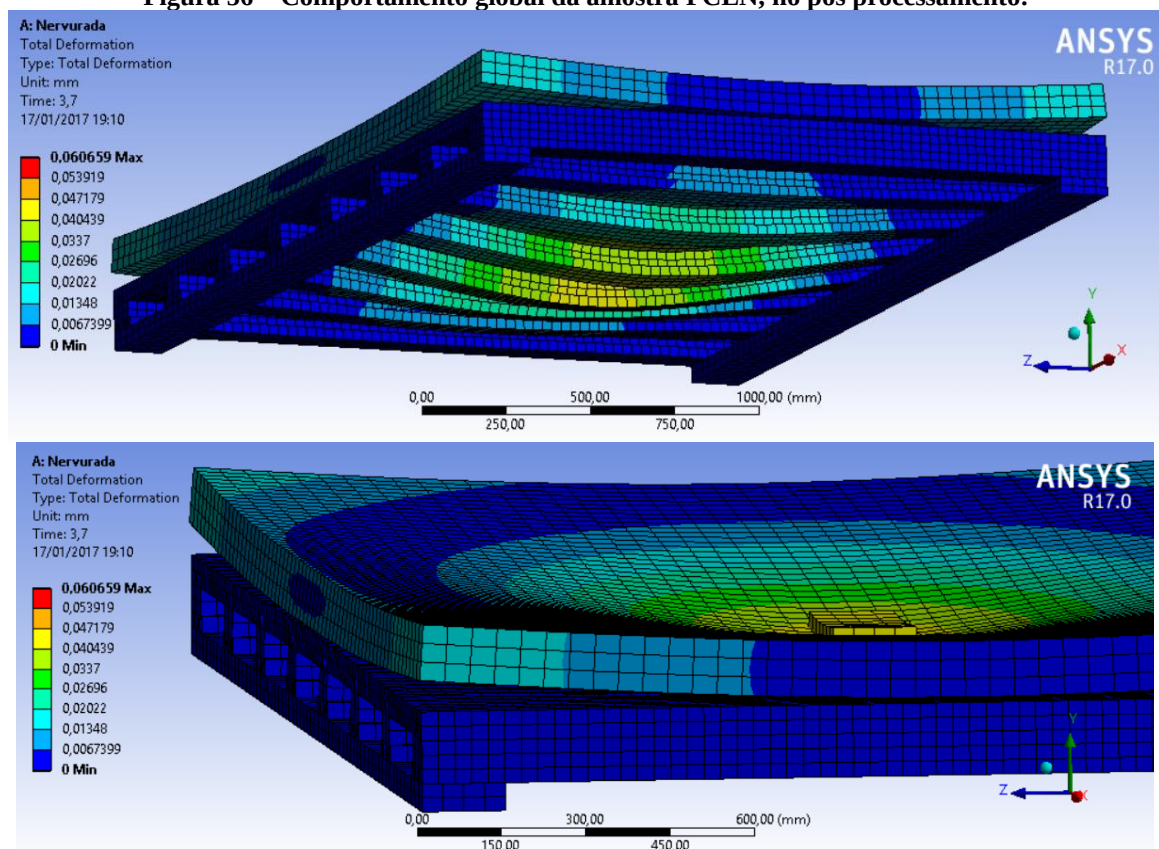


Fonte: Do Autor (2017).

Esse tipo de situação ocorreu para todas as amostras dos pisos de concreto simples apoiados sobre laje maciça, com algumas distinções em função das modificações variáveis tratadas nesta pesquisa, as quais serão discutidas mais a frente.

De modo análogo, o comportamento global e local na borda das placas das amostras dos pisos de concreto simples apoiados sobre laje treliçada com vigotas nervuradas (PCLN) pode ser identificado na Figura 56.

Figura 56 – Comportamento global da amostra PCLN, no pós processamento.



Fonte: Do Autor (2017).

Para verificar a influência da aderência, das dimensões gerais do sistema e das propriedades de resistência do compósito na região de contato entre as placas, bem como sua contribuição para o surgimento e propagação de fissuras, foram analisadas as tensões e deformações na linha de ação em todas as amostras, as quais serão discutidas a seguir.

6.1 Influência das dimensões e propriedades de resistência das placas PCLM.

Em relação às dimensões, propriedades de resistência das placas e sua contribuição para o processo de fissuração, o módulo de deformação longitudinal foi variado, conforme descrito na metodologia deste trabalho. Assim, variado o E_{ci} para diferentes amostras, foram obtidos os seguintes parâmetros de tensão e deformação na região de ligação entre as placas para as amostras do sistema PCLM (Tabela 10).

Tabela 10 – Parâmetros de tensão e deformação das amostras PCLM para diferentes E_{ci} e C_f .

Tipo da Amostra	PCLM-A1	PCLM-A2	PCLM-A3	PCLM-A4
E_{ci} (GPa)	28	28	56	56
C_f	0,1	0,5	0,1	0,5
Tensão (MPa*10 ⁻³)	2,585	2,504	2,5861	2,5054
Deformação (mm*10 ⁻³)	8,5661	8,1835	4,2881	4,0982

Fonte: Do Autor (2017).

Na tabela acima, estão listados os valores de tensão e deformação de todas as sub-amostras PCLM, para diferentes E_{ci} e coeficiente de fricção (C_f) entre as placas.

Com a variação do E_{ci} , foi possível observar uma redução nas deformações das placas, independente da variação do C_f . Como exemplo, a comparação entre os valores de deformações entre as amostras PCLM-A1 e PCLM-A3 pode ser verificada na Tabela 11 que segue.

Tabela 11 – Deformações para diferentes E_{ci} e $C_f = 0, 1$ das amostras PCLM-A1 e PCLM-A3.

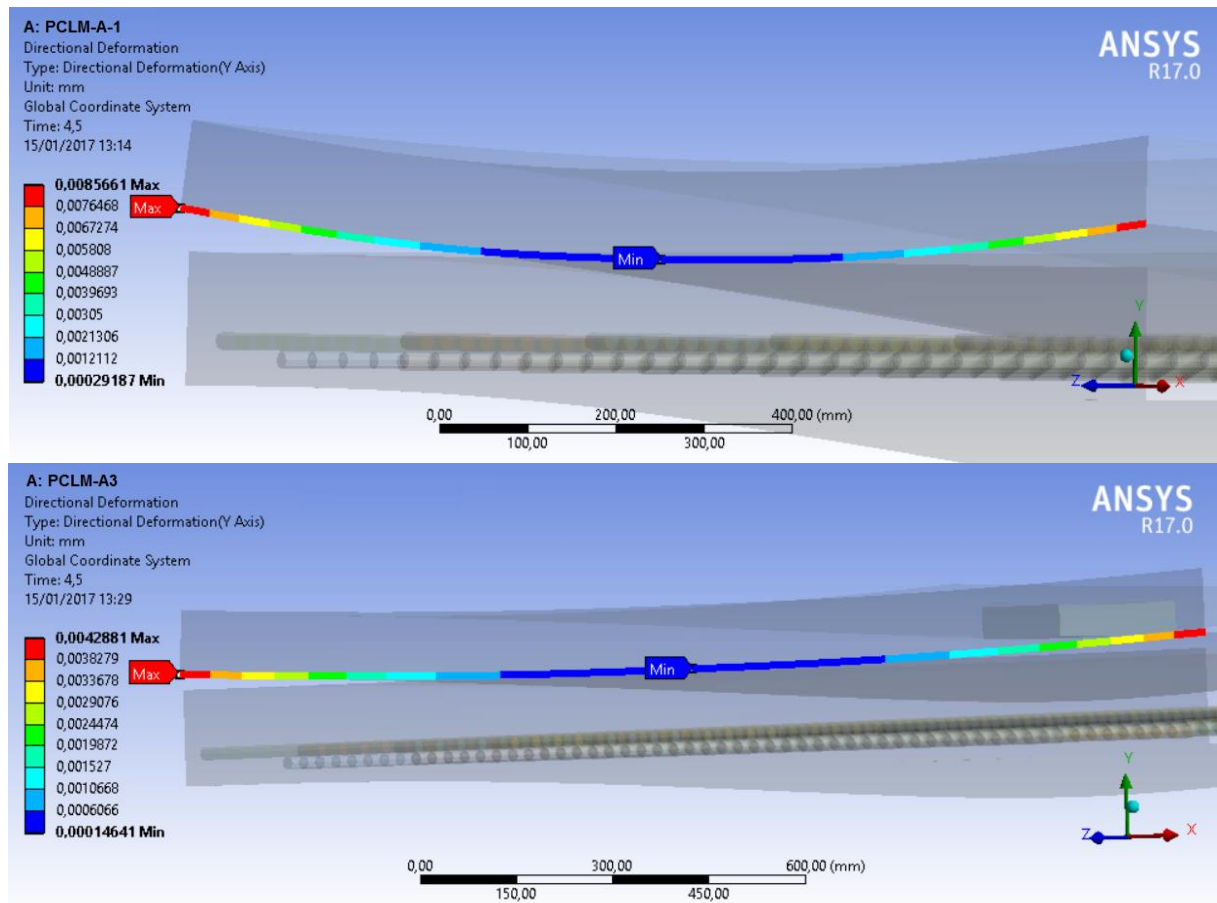
Tipo da Amostra	PCLM-A1	PCLM-A3
E_{ci} (GPa)	28	56
C_f	0,1	0,1
Deformação (mm*10 ⁻³)	8,5661	4,2881
Variação da deformação em função de E_{ci} (%)	49,94104668	

Fonte: Do Autor (2017).

Na Tabela 11 verifica-se uma redução das deformações da ordem aproximada de 49,94%. Uma breve análise na Figura 57 que segue permite constatar visualmente a influência

da variação do E_{ci} em relação à diminuição das deformações das placas, entre as amostras PCLM-A1 e PCLM-A3.

Figura 57 – Deformações na região de contato das amostras PCLM-A1 e PCLM-A3.



Fonte: Do Autor (2017).

De modo análogo, quando analisadas as amostras PCLM-A2 e PCLM-A4, o índice de redução das deformações nas regiões de borda das placas se mantiveram, mesmo com a alteração do coeficiente de fricção entre as placas (C_f), conforme é possível observar na Tabela 12 que segue.

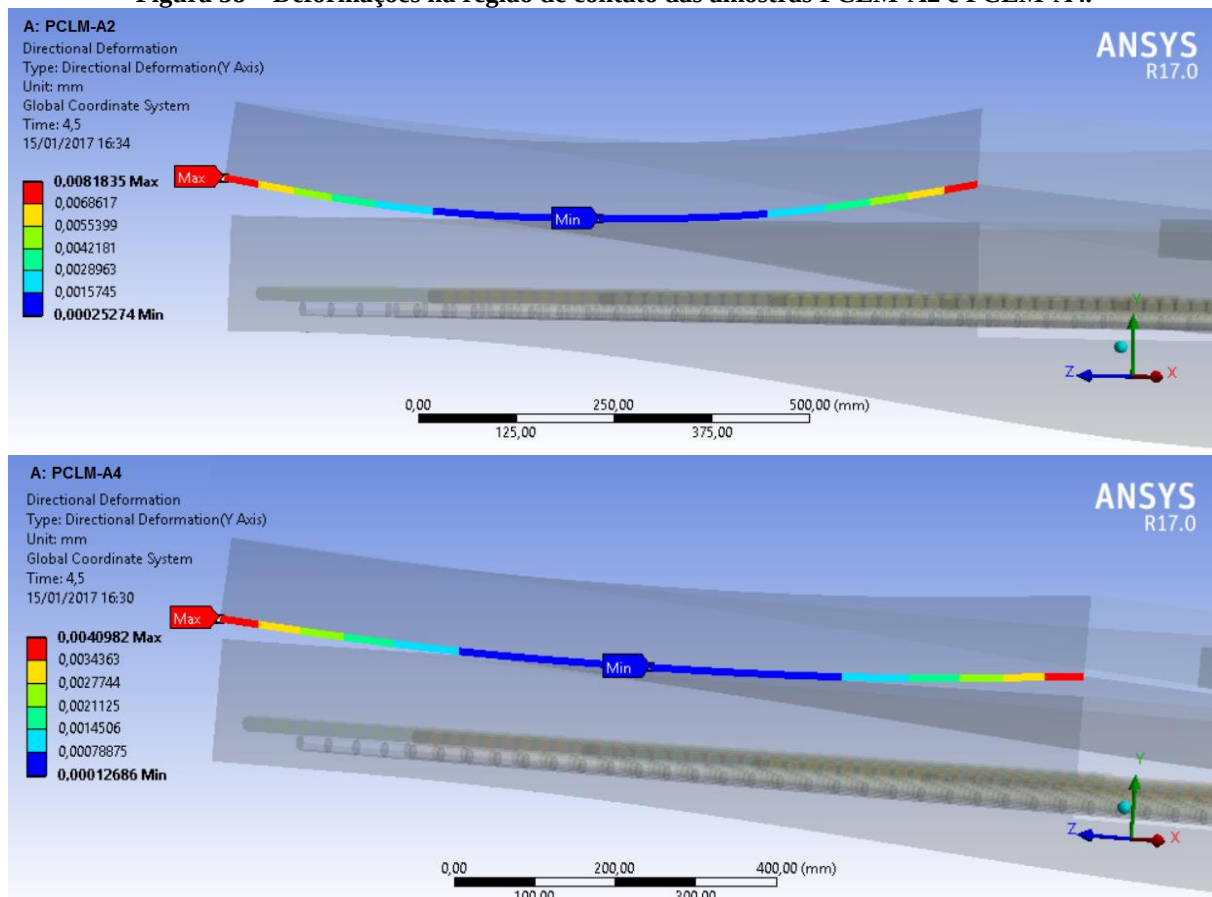
Tabela 12 – Deformações para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,5$ das amostras PCLM-A2 e PCLM-A4.

Tipo da Amostra	PCLM-A2	PCLM-A4
E_{ci} (GPa)	28	56
C_f	0,5	0,5
Deformação ($\text{mm} \cdot 10^{-3}$)	8,1835	4,0982
Variação de deformação em função de E_{ci} (%)	49,92118287	

Fonte: Do Autor (2017).

Na Figura 58, observa-se a influência da variação do E_{ci} em relação à diminuição das deformações das placas, entre as amostras PCLM-A2 e PCLM-A4.

Figura 58 – Deformações na região de contato das amostras PCLM-A2 e PCLM-A4.



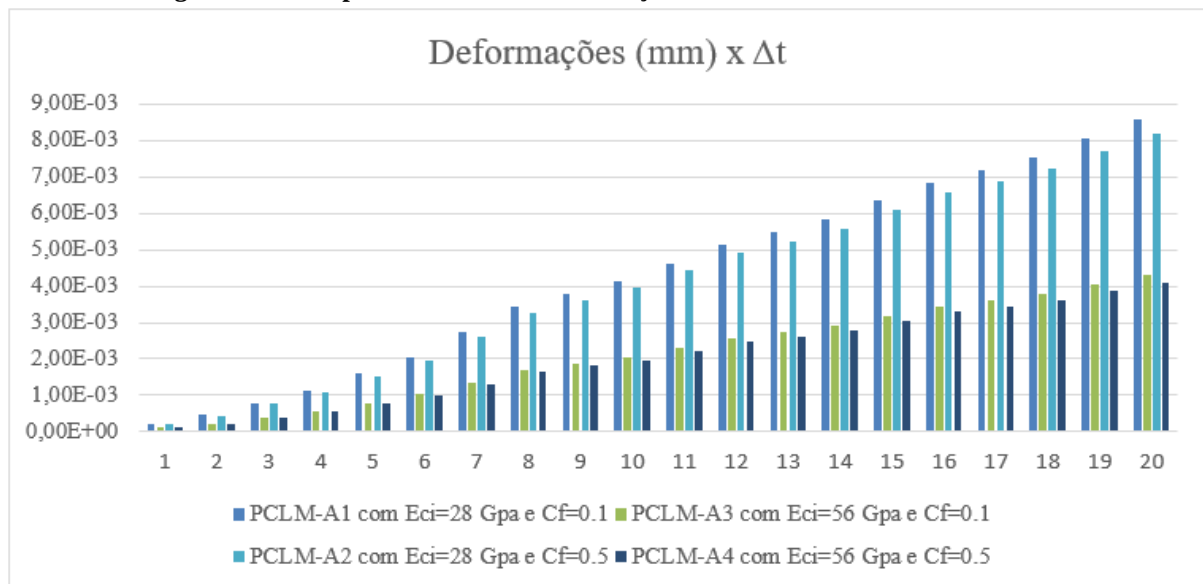
Fonte: Do Autor (2017).

Com uma média de redução de 49,93% das deformações entre as amostras PCLM, fica evidente a influência da resistência característica do concreto no comportamento do conjunto, considerando sua contribuição na redução das deformações nos bordos da placa e no processo de fissuração.

Além da resistência característica do concreto, outros fatores também podem contribuir para com a redução desse processo, já que o E_{ci} está também relacionado com as características dos agregados utilizados, por exemplo. Os valores adotados para determinação do E_{ci} em função do tipo de agregado utilizado na matriz do concreto variam de 0,7 a 1,2 para concretos de 20 a 50 MPa, conforme o item 8.2.8 da NBR6118 (ABNT, 2014). No caso das amostras desta pesquisa, foi adotado o valor de 1,0 que se refere ao agregado do tipo granito e gnaiss.

Na Figura 59, um gráfico comparativo das deformações nas bordas das placas em função das características variadas das sub-amostras PCLM pode ser analisado.

Figura 59 – Comparativo entre as deformações nas bordas das amostras PCLM.



Fonte: Do Autor (2017).

Como já verificado, as amostras que contém um E_{ci} superior, apresentaram menores deformações, com pequena variação das deformações em função da variação de C_f , os quais serão discutidos no item 6.2 deste trabalho.

Ao confrontar os parâmetros de tensões para as amostras de mesmo C_f e diferentes E_{ci} , foram identificadas as seguintes situações (Tabelas 13 e 14).

Tabela 13 – Tensões para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,1$ das amostras PCLM-A1 e PCLM-A3.

Tipo da Amostra	PCLM-A1	PCLM-A3
E_{ci} (GPa)	28	56
C_f	0,1	0,1
Tensão ($\text{MPa} \cdot 10^{-3}$)	2,585	2,5861
Variação de tensão em função de E_{ci} (%)	0,042553191	

Fonte: Do Autor (2017).

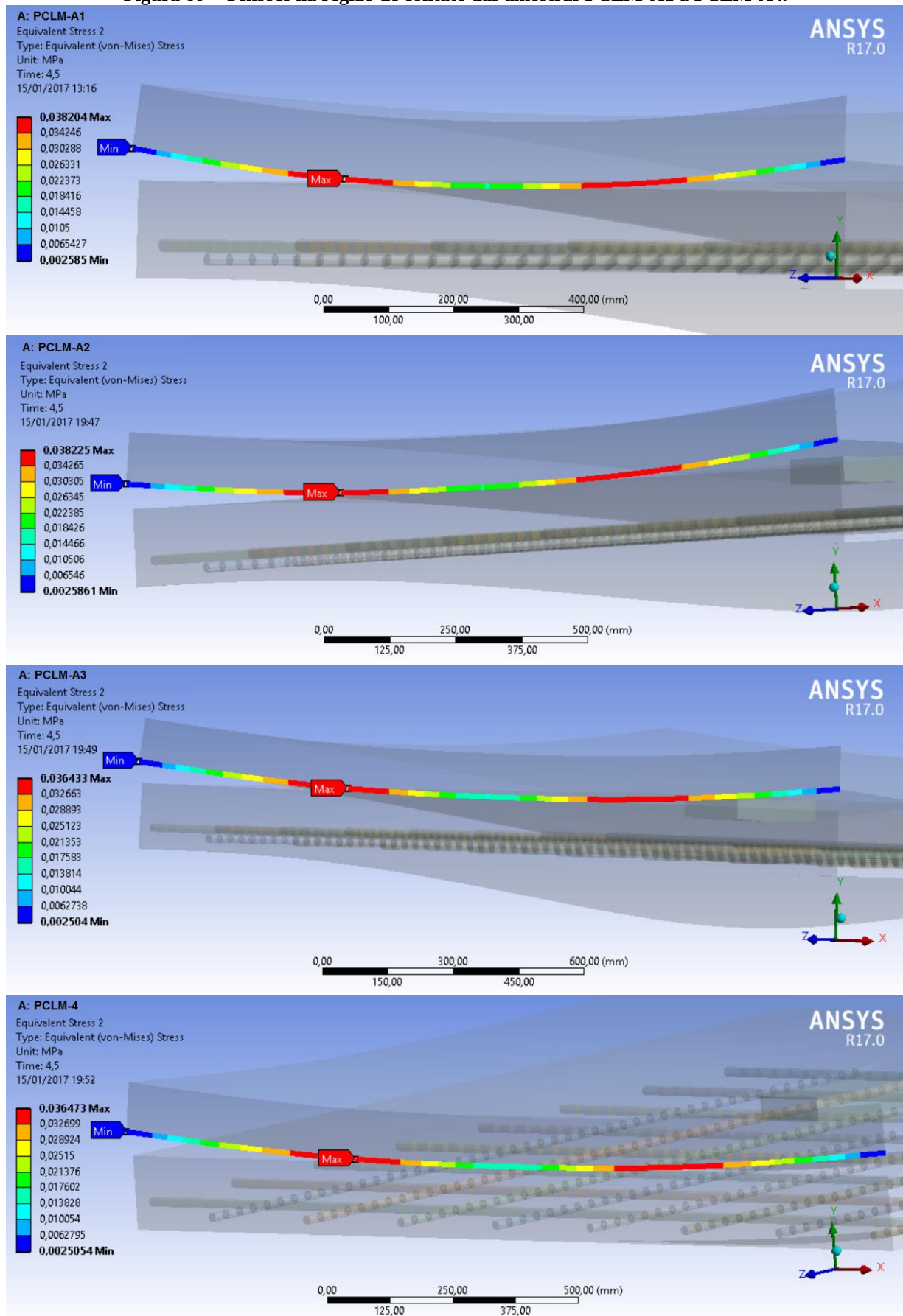
Tabela 14 – Tensões para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,5$ das amostras PCLM-A2 e PCLM-A4.

Tipo da Amostra	PCLM-A2	PCLM-A4
E_{ci} (GPa)	28	56
C_f	0,5	0,5
Tensão ($\text{MPa} \cdot 10^{-3}$)	2,504	2,5054
Variação de T em função de E_{ci} (%)	0,055910543	

Fonte: Do Autor (2017).

A representação gráfica dos máximos e mínimos pontos de tensão na região em análise podem ser verificadas na Figura 60 a seguir.

Figura 60 – Tensões na região de contato das amostras PCLM-A1 a PCLM-A4.



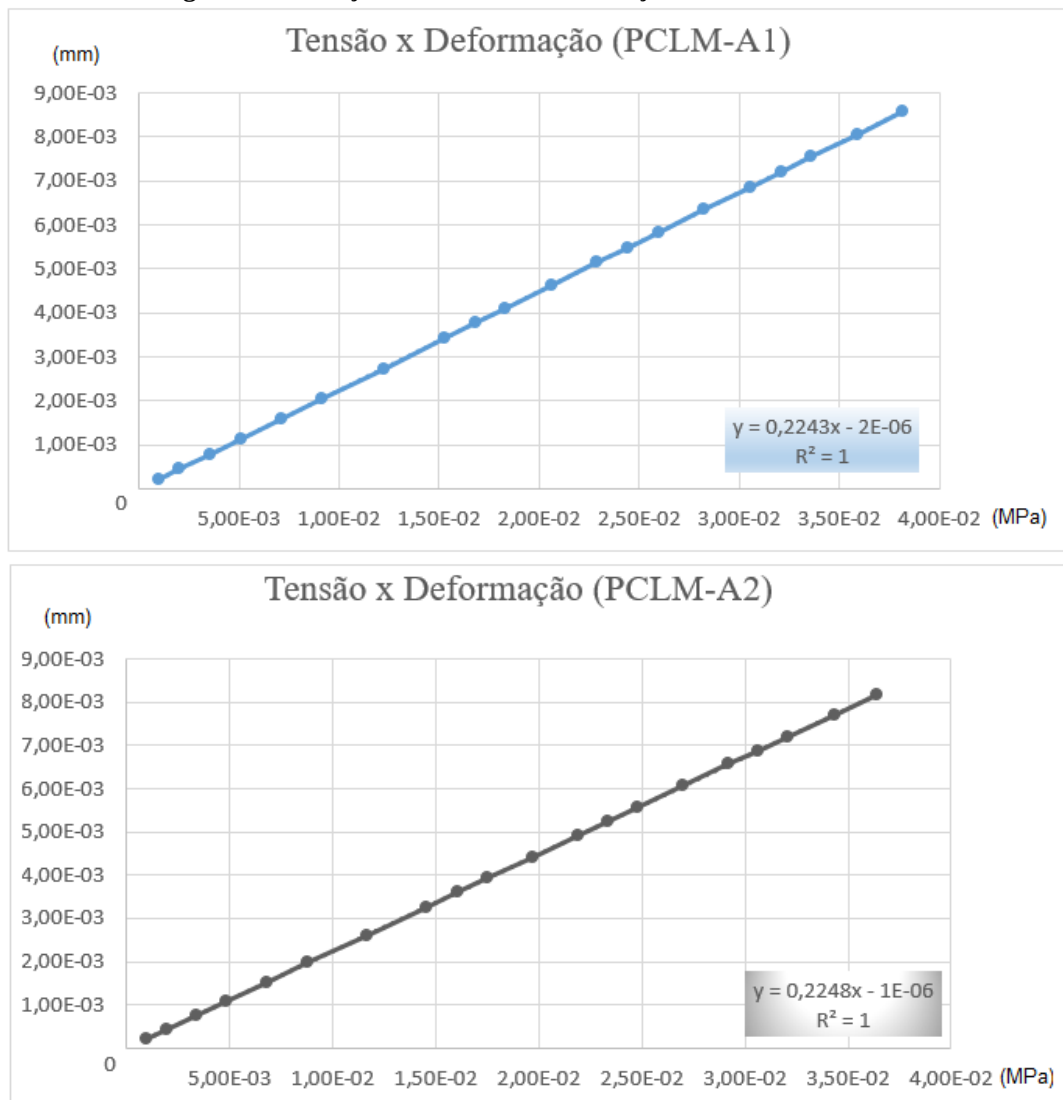
Fonte: Do Autor (2017).

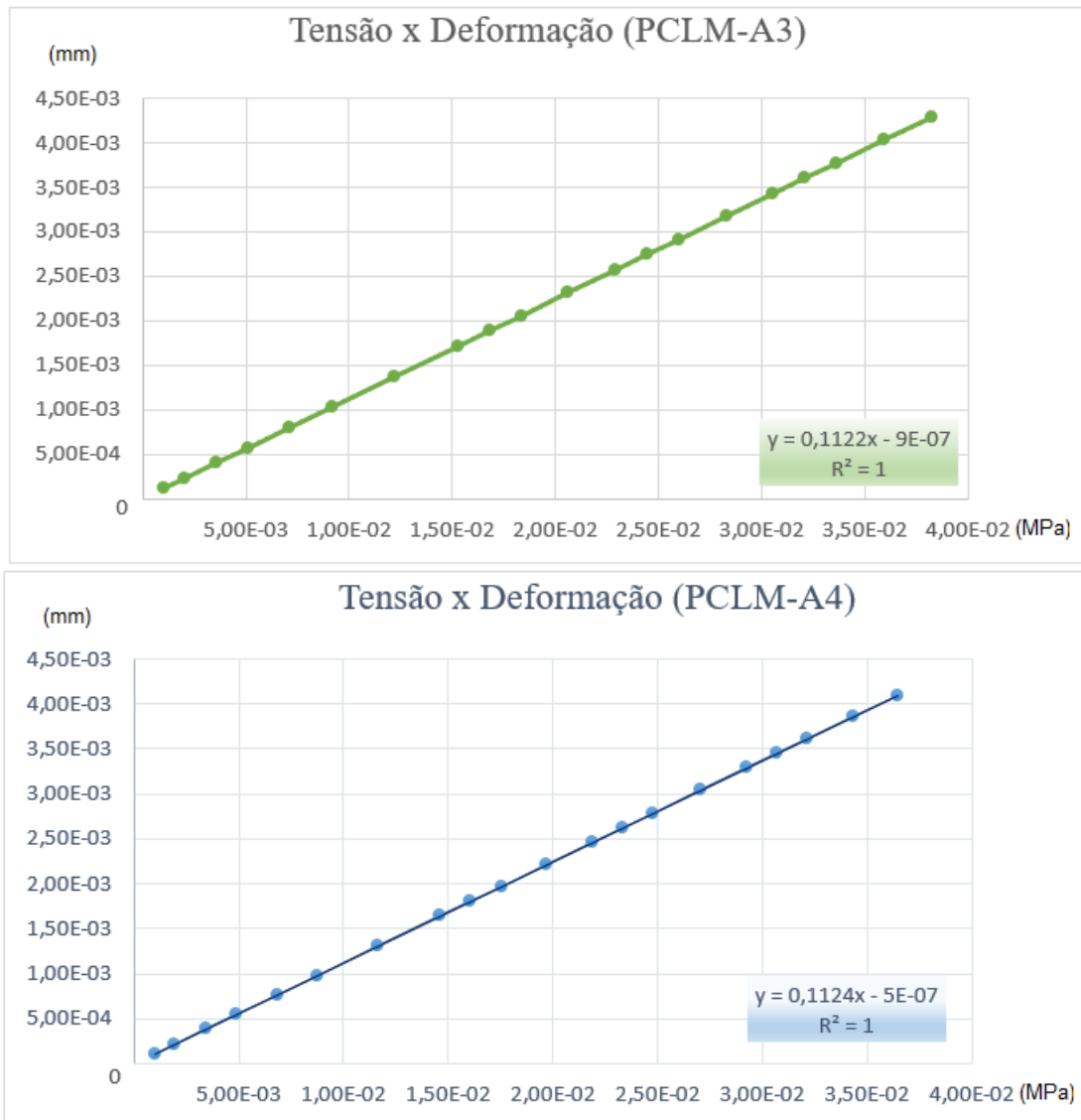
Como se observa nas Tabelas 13 e 14, bem como na Figura 60, um índice médio de aproximadamente 0,05% de discrepância entre as tensões na região das bordas das placas, para todas as amostras, leva a admitir que as tensões nos pontos analisados se mantiveram, independente da variação do E_{ci} .

Foi verificado que o momento resistente na borda da placa pouco contribui para o surgimento e propagação de fissuras, considerando que o momento de fissuração para uma placa de concreto com as características das amostras dessa pesquisa, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), é da ordem de 28,8 KN.m. O maior valor de momento na borda da placa identificado nas amostras foi de 0,7 KN.m, o que descarta a possibilidade de problemas de fissuração em função do momento resistente de fissuração.

Os gráficos de tensão-deformação para todas as amostras PCLM na região das bordas apresentaram um comportamento linear, conforme se observa na Figura 61 abaixo:

Figura 61 – Relação entre tensão-deformação das amostras PCLM.





Fonte: Do Autor (2017).

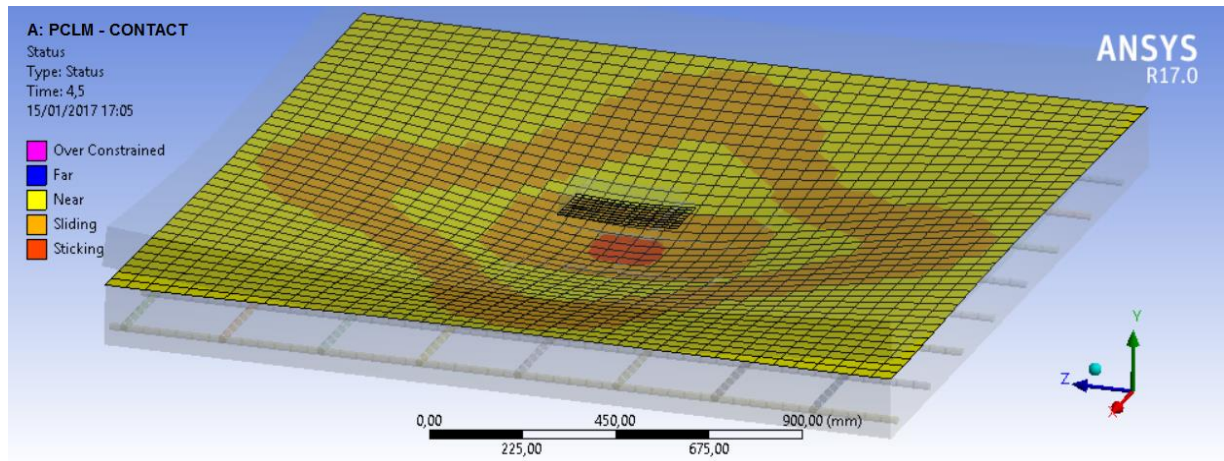
Constata-se nos gráficos da Figura 61 um mesmo coeficiente de correlação entre as equações das linhas de tendência, o que sugere uma linearidade do comportamento das amostras, mesmo com as modificações das variáveis.

6.2 Influência da aderência na região de contato entre as placas PCLM.

Ao se analisar a Figura 62, constata-se que a região de contato entre as placas de concreto apresenta pontos escassos de contato, ficando grande parte da região entre as placas com lacunas. Dessa maneira, analisou-se a influência da aderência do conjunto e sua contribuição no processo de fissuração. Essa análise foi realizada considerando duas situações:

ligação entre as placas por aderência entre concretos de diferentes idades e a utilização da manta de isolamento na região de contato.

Figura 62 – Região de contato entre as placas de concreto das amostras PCLM.



Fonte: Do Autor (2017).

Na Figura 62 é possível verificar a área na cor amarela que grande parte da região de divisa entre as placas de concreto não estão conectadas, mas sim próximas. Logo, conclui-se que não há uma aderência correta para que o conjunto trabalhe em harmonia.

A análise numérica permitiu uma caracterização dessa situação. A variação das tensões e deformações das bordas das placas em função da região de contato com e sem a manta de isolamento para as amostras PCLM, podem ser identificadas nas Tabelas 15 a 18 que seguem.

Tabela 15 – Deformações para diferentes C_f e $E_{ci} = 28\text{GPa}$ amostras PCLM-A1 e PCLM-A2.

Tipo da Amostra	PCLM-A1	PCLM-A2
E_{ci} (GPa)	28	28
C_f	0,1	0,5
Deformação ($\text{mm} \cdot 10^{-3}$)	8,5661	8,1835
Variação da deformação em função de E_{ci} (%)	4,466443306	

Fonte: Do Autor (2017).

Tabela 16 – Tensões para diferentes C_f e $E_{ci} = 28\text{GPa}$ das amostras PCLM-A1 e PCLM-A2.

Tipo da Amostra	PCLM-A1	PCLM-A2
E_{ci} (GPa)	28	28
C_f	0,1	0,5
Tensão ($\text{MPa} \cdot 10^{-3}$)	2,585	2,504
Variação de tensão em função de E_{ci} (%)	3,133462282	

Fonte: Do Autor (2017).

Tabela 17 – Deformações para diferentes C_f e $E_{ci} = 56GPa$ amostras PCLM-A3 e PCLM-A4.

Tipo da Amostra	PCLM-A3	PCLM-A4
E_{ci} (GPa)	56	56
C_f	0,1	0,5
Deformação ($mm \cdot 10^{-3}$)	4,2881	4,0982
Variação da deformação em função de E_{ci} (%)	4,428534782	

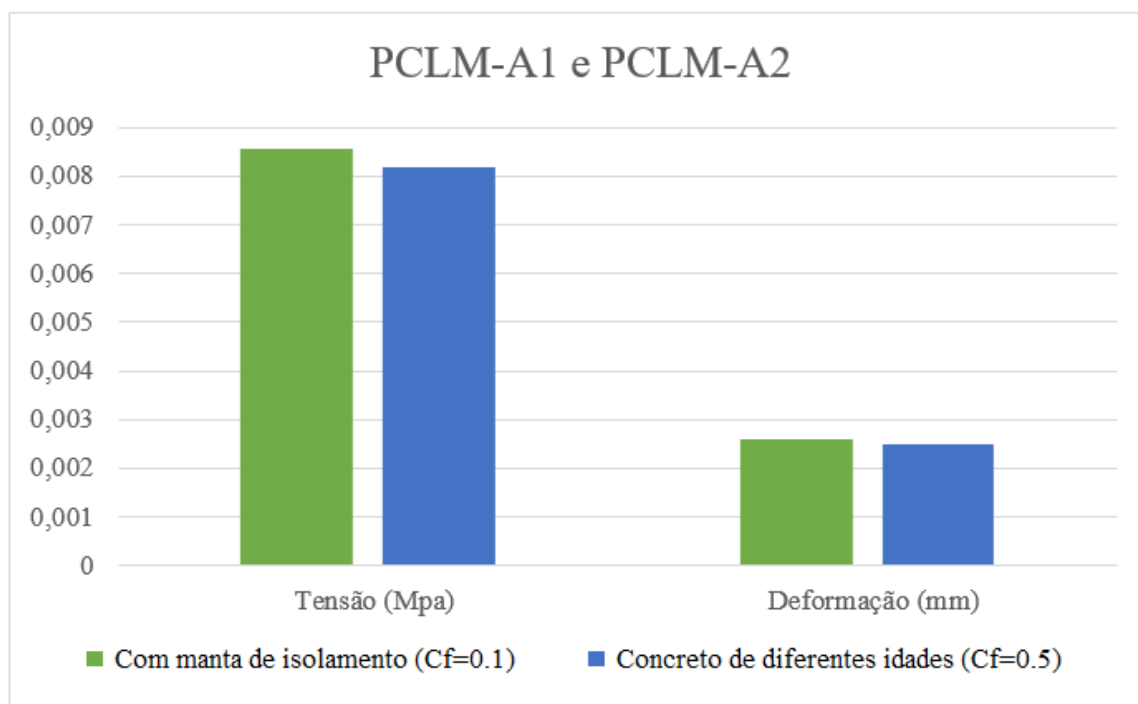
Fonte: Do Autor (2017).

Tabela 18 – Tensões para diferentes C_f e $E_{ci} = 56GPa$ das amostras PCLM-A3 e PCLM-A4.

Tipo da Amostra	PCLM-A3	PCLM-A4
E_{ci} (GPa)	56	56
C_f	0,1	0,5
Tensão ($MPa \cdot 10^{-3}$)	2,5861	2,5054
Variação de tensão em função de E_{ci} (%)	3,120528982	

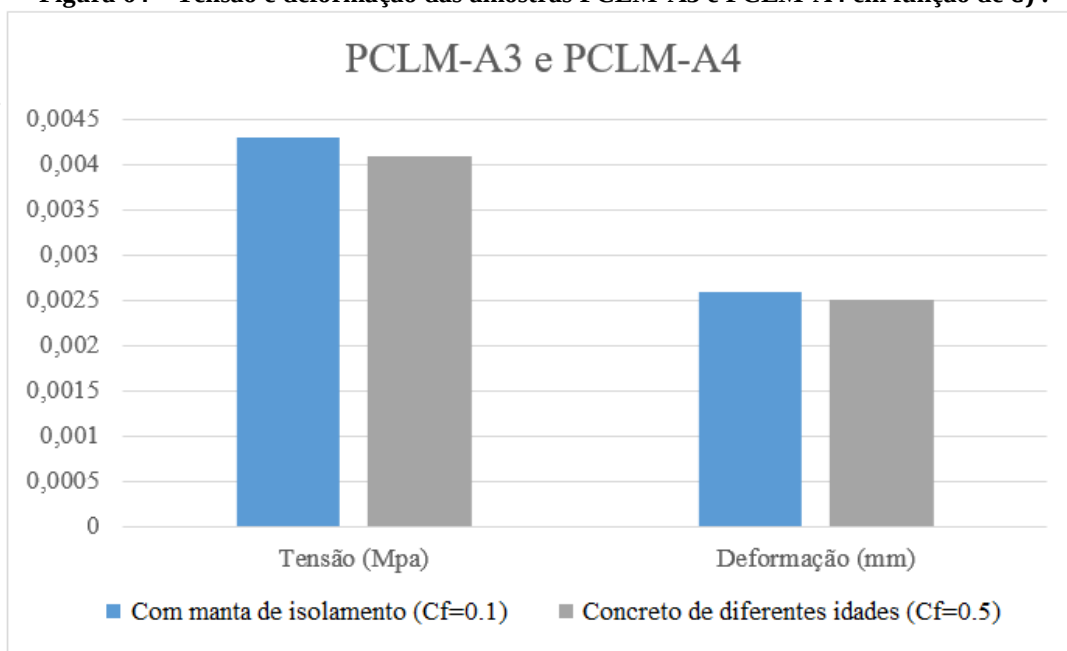
Fonte: Do Autor (2017).

Como se observa nas tabelas acima, a utilização da manta de isolamento para as amostras PCLM representa um acréscimo de tensão e deformação da ordem de 4,45% e 3,13%. Nas Figuras 63 e 64 que seguem, uma representação gráfica permite visualizar essa pequena discrepância entre as amostras PCLM.

Figura 63 – Tensão e deformação das amostras PCLM-A1 e PCLM-A2 em função de C_f .

Fonte: Do Autor (2017).

Figura 64 – Tensão e deformação das amostras PCLM-A3 e PCLM-A4 em função de C_f .



Fonte: Do Autor (2017).

Desse modo, constata-se que o problema de aderência entre as placas independe da ligação entre concretos de diferentes idades, bem como da utilização de manta de proteção. Nesse caso há um problema de fluxo de cisalhamento, o que se faz necessário um travamento por meio da inserção de pinos/barras rígidas de ligação entre as placas de concreto, para que o sistema estrutural possa trabalhar de forma homogênea e garantir melhor desempenho em serviço.

6.3 Influência das dimensões e propriedades de resistência das placas PCLN.

Seguindo o mesmo processo de análise das amostras anteriores, nas amostras PCLN em relação às dimensões, propriedades de resistência das placas e sua contribuição para o processo de fissuração, o E_{ci} foi variado para diferentes sub-amostras e foram obtidos os seguintes parâmetros de tensão e deformação na região de ligação entre as placas para as amostras do sistema PCLN (Tabela 19).

Tabela 19 – Parâmetros de tensão e deformação das amostras PCLN para diferentes E_{ci} e C_f .

Tipo da Amostra	PCLN-A1	PCLN-A2	PCLN-A3	PCLN-A4
E_{ci} (GPa)	28	28	56	56
C_f	0,1	0,5	0,1	0,5
Tensão ($\text{MPa} \cdot 10^{-2}$)	7,8175	7,8182	7,8246	7,8249
Deformação ($\text{mm} \cdot 10^{-2}$)	2,6929	2,3376	1,4903	1,3365

Fonte: Do Autor (2017).

Na Tabela 19, estão listados os valores de tensão e deformação de todas as sub-amostras PCLN, para diferentes E_{ci} e (C_f) entre as placas.

Nesse caso, com a variação do E_{ci} , também observou-se uma redução nas deformações das placas, independente da variação do C_f . Uma comparação entre os valores de deformações entre as amostras PCLN-A1 e PCLN-A3 pode ser verificada na Tabela 20.

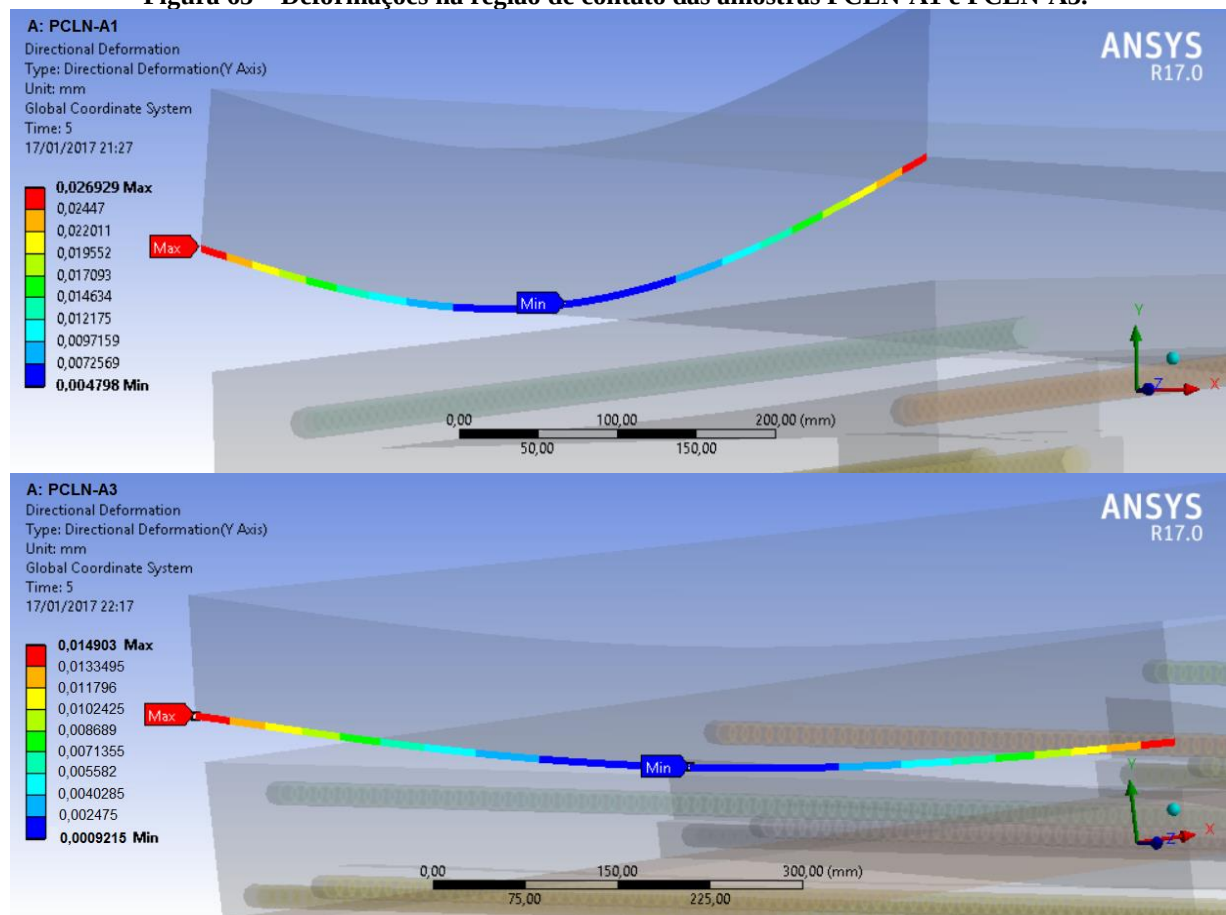
Tabela 20 – Deformações para diferentes E_{ci} e $C_f = 0,1$ das amostras PCLN-A1 e PCLN-A3.

Tipo da Amostra	PCLN-A1	PCLN-A3
E_{ci} (GPa)	28	56
C_f	0,1	0,1
Deformação ($\text{mm} \cdot 10^{-2}$)	2,6929	1,4903
Variação da deformação em função de E_{ci} (%)	44,6581752	

Fonte: Do Autor (2017).

Na Tabela 20, verifica-se uma redução das deformações da ordem aproximada de 44,66%. Uma breve análise na Figura 65 permite constatar a influência da variação do E_{ci} em relação à diminuição das deformações das placas, entre as amostras PCLN-A1 e PCLN-A3.

Figura 65 – Deformações na região de contato das amostras PCLN-A1 e PCLN-A3.



Fonte: Do Autor (2017).

Analisadas as amostras PCLN-A2 e PCLN-A4, o índice de redução das deformações nas regiões de borda das placas, com a alteração do Cf , pode ser observado na Tabela 21.

Tabela 21 – Deformações para diferentes Eci e $Cf = 0,5$ das amostras PCLN-A2 e PCLN-A4.

Tipo da Amostra	PCLN-A2	PCLN-A4
Eci (GPa)	28	56
Cf	0,5	0,5
Deformação (mm*10 ⁻²)	2,3376	1,3365
Variação da deformação em função de Eci (%)	42,82597536	

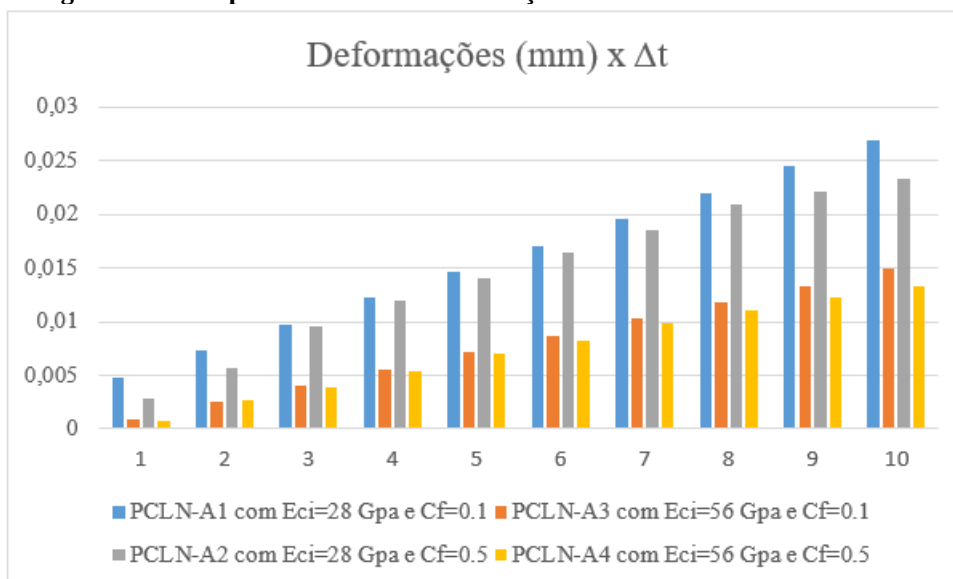
Fonte: Do Autor (2017).

No caso acima, a redução das deformações na borda da placa em função da variação do Eci , com um diferente Cf , foi de aproximadamente 42,82%.

Com uma média de redução de 43,74% das deformações entre as amostras PCLN, mais uma vez fica clara a influência da resistência do concreto no que se refere à rigidez do sistema, considerando sua contribuição na redução das deformações nos bordos da placa e, conseqüentemente, no processo de fissuração.

Na Figura 66, um gráfico comparativo das deformações nas bordas das placas em função das características variadas das sub-amostras PCLN pode ser analisado.

Figura 66 – Comparativo entre as deformações nas bordas das amostras PCLN.



Fonte: Do Autor (2017).

Como já verificado, as amostras que contém um Eci superior, apresentaram menores deformações, com algumas variações das deformações em função da variação de Cf .

Ao confrontar os parâmetros de tensões para as amostras de mesmo Cf e diferentes Eci , foram identificadas as seguintes situações (Tabelas 22 e 23).

Tabela 22 – Tensões para diferentes Eci e $Cf = 0,1$ das amostras PCLN-A1 e PCLN-A3.

Tipo da Amostra	PCLN-A1	PCLN-A3
Eci (GPa)	28	56
Cf	0,1	0,1
Tensão ($\text{MPa} \cdot 10^{-2}$)	7,8185	7,8246
Variação de tensão em função de Eci (%)	0,090821874	

Fonte: Do Autor (2017).

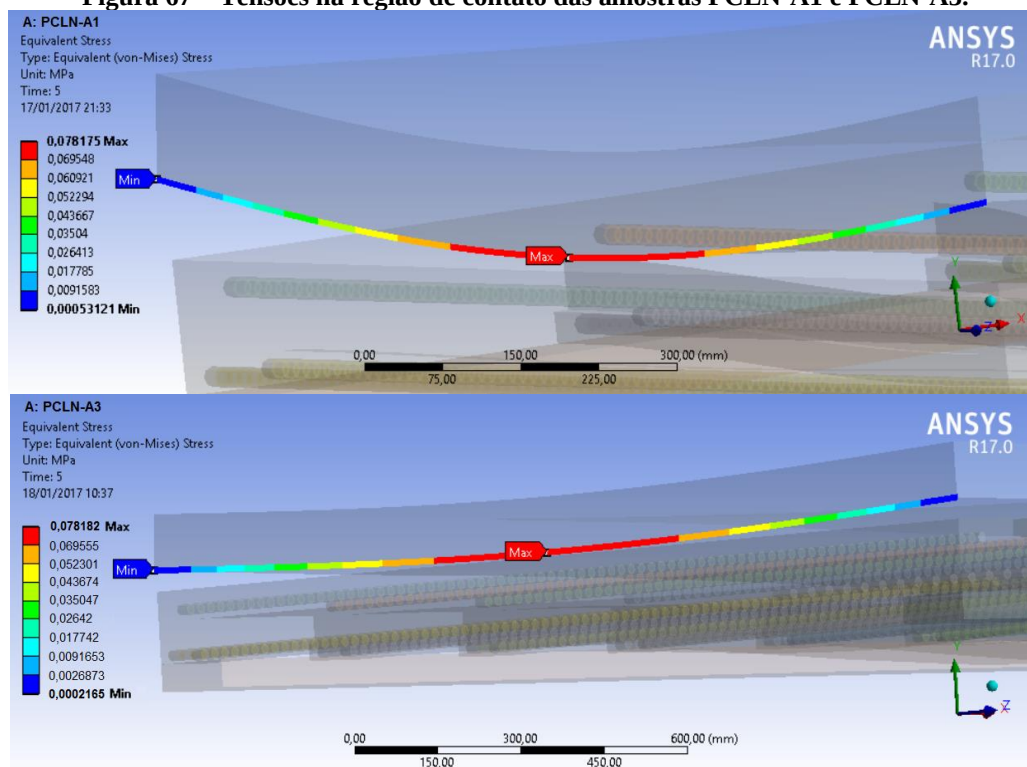
Tabela 23 – Tensões para diferentes Eci e $Cf = 0,5$ das amostras PCLN-A2 e PCLN-A4.

Tipo da Amostra	PCLN-A2	PCLN-A4
Eci (GPa)	28	56
Cf	0,5	0,5
Tensão ($\text{MPa} \cdot 10^{-2}$)	7,8182	7,8249
Variação de tensão em função de Eci (%)	0,085697475	

Fonte: Do Autor (2017).

A representação gráfica dos máximos e mínimos pontos de tensão na região em análise para as amostras PCLN-A1 e PCLN-A3 podem ser verificadas na Figura 67.

Figura 67 – Tensões na região de contato das amostras PCLN-A1 e PCLN-A3.

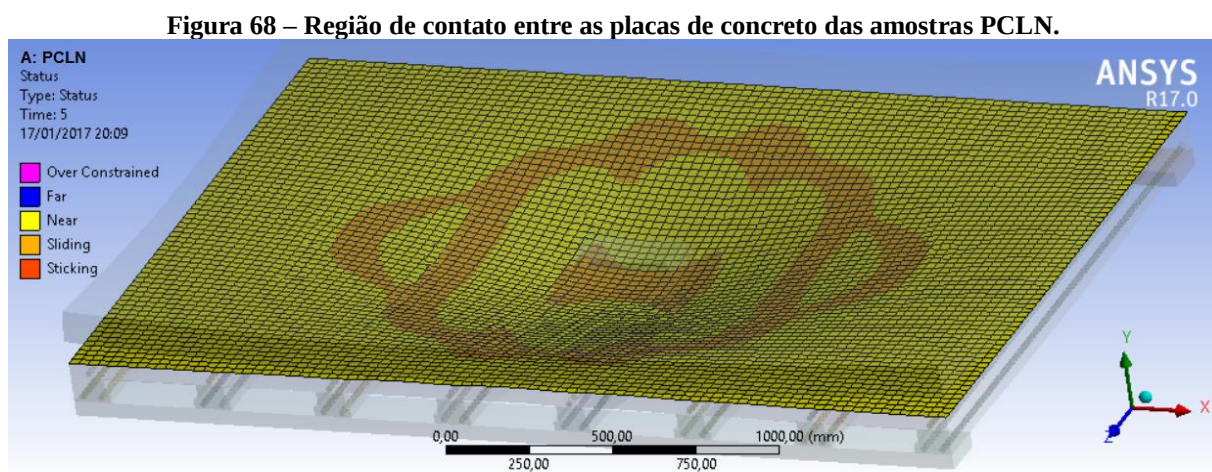


Fonte: Do Autor (2017).

Como se observa nas Tabelas 21 e 22, bem como na Figura 67, um índice médio de aproximadamente 0,09% de discrepância entre as tensões na região das bordas das placas, para todas as amostras PCLN, permite concluir que as tensões nos pontos analisados também se mantiveram, independente da variação do E_{ci} .

6.4 Influência da aderência na região de contato entre as placas PCLN.

Na Figura 68 que segue, também se constata uma região de contato entre as placas de concreto escassa, ficando grande parte da área com lacunas. Assim, analisou-se a influência da aderência do conjunto e sua contribuição no processo de fissuração. Essa análise foi realizada considerando duas situações: ligação entre as placas por aderência entre concretos de diferentes idades, com o coeficiente friccional $C_f = 0,5$ e a utilização da manta de isolamento na região de contato, com $C_f = 0,1$.



Apresentando um comportamento similar ao da amostra anterior, na amostra PCLN verifica-se uma área (cor amarela) sem conectividade ideal na região de divisa entre as placas de concreto, constatando a má aderência na ligação entre as placas. Em alguns pontos da placa, observa-se um deslizamento (cor laranja).

A variação das tensões e deformações das bordas das placas em função da região de contato com e sem a manta de isolamento para as amostras PCLN, podem ser identificadas nas Tabelas 24 a 27 que seguem. No caso das amostras sem manta ($C_f = 0,5$) há a consideração da ligação entre concretos de diferentes idades.

Tabela 24 – Deformações para diferentes Cf e $Eci = 28GPa$ amostras PCLN-A1 e PCLN-A2.

Tipo da Amostra	PCLN-A1	PCLN-A2
Eci (GPa)	28	28
Cf	0,1	0,5
Deformação ($mm \cdot 10^{-2}$)	2,6929	2,3376
Variação da deformação em função de Eci (%)	13,19395447	

Fonte: Do Autor (2017).

Tabela 25 – Tensões para diferentes Cf e $Eci = 28GPa$ das amostras PCLN-A1 e PCLN-A2.

Tipo da Amostra	PCLN-A1	PCLN-A2
Eci (Gpa)	28	28
Cf	0,1	0,5
Tensão ($MPa \cdot 10^{-2}$)	7,8175	7,81482
Variação de tensão em função de Eci (%)	0,008	

Fonte: Do Autor (2017).

Tabela 26 – Deformações para diferentes Cf e $Eci = 56GPa$ amostras PCLN-A3 e PCLN-A4.

Tipo da Amostra	PCLN-A3	PCLN-A4
Eci (Gpa)	56	56
Cf	0,1	0,5
Deformação ($mm \cdot 10^{-2}$)	1,4903	1,3365
Variação da deformação em função de Eci (%)	10,32006978	

Fonte: Do Autor (2017).

Tabela 27 – Tensões para diferentes Cf e $Eci = 56GPa$ das amostras PCLN-A3 e PCLN-A4.

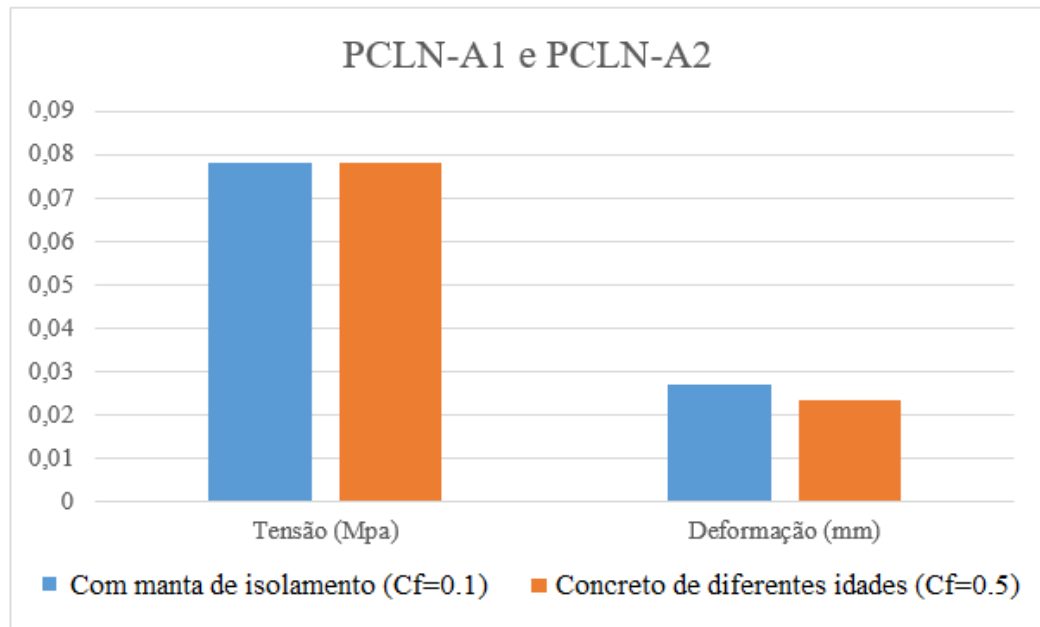
Tipo da Amostra	PCLN-A3	PCLN-A4
Eci (GPa)	56	56
Cf	0,1	0,5
Tensão ($MPa \cdot 10^{-2}$)	7,8246	7,8249
Variação de T em função de Eci (%)	0,004	

Fonte: Do Autor (2017).

Como se observa nas Tabelas 24 e 26, a utilização da manta de isolamento para as amostras PCLN representa um acréscimo de deformação médio da ordem de 11,75%. Para as tensões, não foram observadas variações expressivas (Tabelas 25 e 27).

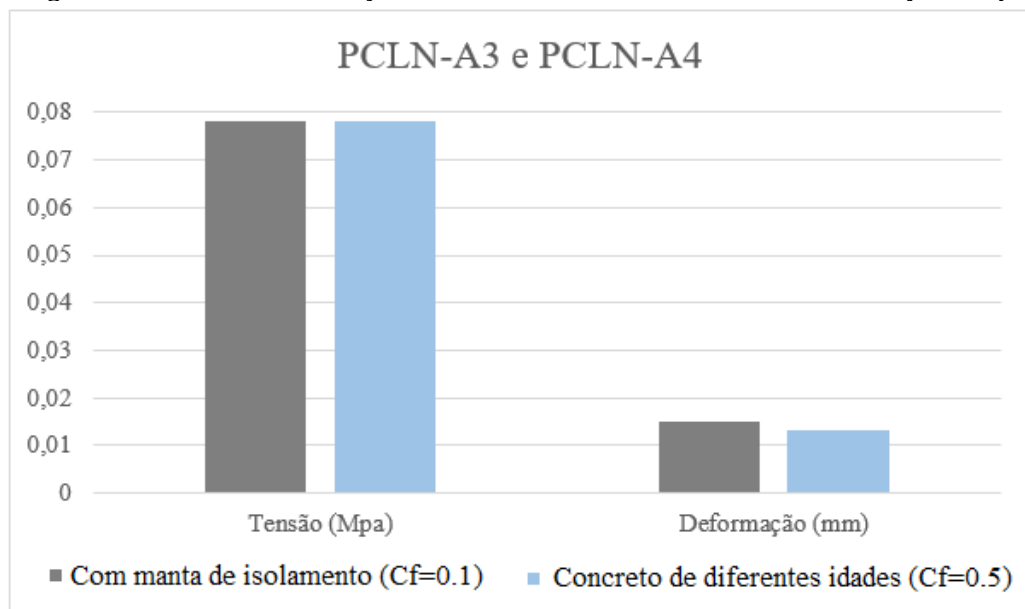
Nas Figuras 69 e 70 que seguem, uma representação gráfica permite visualizar essas situações entre as amostras PCLN.

Figura 69 – Tensão e deformação das amostras PCLN-A1 e PCLN-A2 em função de C_f .



Fonte: Do Autor (2017).

Figura 70 – Tensão e deformação das amostras PCLN-A3 e PCLN-A4 em função de C_f .



Fonte: Do Autor (2017).

Assim, verifica-se que há problema de aderência entre as placas, também para as amostras PCLN, independentem da ligação entre concretos de diferentes idades, bem como da utilização da manta. Como constatado na amostras PCLM, para as amostras que tem como sub-base a laje nervurada também há problemas de fluxo de cisalhamento, se fazendo necessário um travamento entre as placas por meio da inserção de pinos/barras rígidas de ligação, para que o conjunto possa trabalhar de forma homogênea e garantir melhor desempenho em serviço.

7 CONCLUSÃO

Esta pesquisa proporcionou a obtenção dos seguintes resultados:

- Constatação da má aderência existente entre as placas de concreto, independente da inserção da manta de isolamento na região de contato;
- Em relação ao comportamento global, a amostra PCLM obteve melhor desempenho estrutural frente aos parâmetros de deflexões máximas, da ordem de 39,26% em relação à amostra PCLN.
- Na região das bordas das placas, as amostras PCLM também apresentaram melhores respostas em relação às tensões e deformações, sendo constatada uma redução de aproximadamente dez vezes, quando comparado com os mesmos parâmetros de resposta nas amostras PCLN, independente da modificação de qualquer variável.
- As amostras PCLN apresentam uma discrepância de 6,19% em relação à redução das deformações em função da variação de E_{ci} , quando comparadas com as amostras PCLM;
- Verificação de que o problema de fissuração nas bordas das placas não está diretamente relacionado ao momento resistente de fissuração da placa de concreto e, sim, do efeito do empenamento;
- Necessidade de inserção de pinos de travamento ou barras rígidas na região de contato entre as placas, tanto para os pisos de concreto que tem como sub-base uma laje maciça ou nervurada, de modo a fazer com que as peças trabalhem em conjunto e tenha um melhor desempenho estrutural frente ao estado de carregamento;
- Melhoria no comportamento do sistema estrutural para garantia da qualidade, desempenho em serviço, durabilidade e segurança;
- Contribuição para a comunidade científica no que tange a solução de problemas patológicos em estruturas de concreto.

8 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A título de recomendações para trabalhos futuros, têm-se:

- Analisar outros tipos de pisos de concreto como o piso de concreto reforçado com fibras e piso de concreto protendido;
- Modelar pisos de concreto com barras rígidas de travamento na região de contato entre as placas e analisar seu comportamento global e local;
- Inserir outros tipos de lajes de sub-base como as lajes nervuradas com vigotas treliçadas armadas em duas direções, lajes nervuradas moldadas com cubetas plásticas, lajes alveolares e lajes protendidas;
- Realizar um comparativo no que se refere à composição de custos das lajes e tipos de pisos que melhor se enquadrem frente ao desempenho estrutural;
- Diversificar o tipo de utilização dos pisos de concreto e seu estado de carregamento, como por exemplo pisos industriais com tráfego de empilhadeiras de um ou dois eixos, áreas de armazenagem, sistemas viários e pavimentos rígidos; e
- Verificar se a interação solo-estrutura influencia no comportamento das placas de concreto e do sistema como todo, em função da redistribuição dos esforços.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO. *Guide for design of pavement structures (GPDS-4-M)*. ISBN 1-56051-055-2, Washington D.C, 1993.

_____. AASHTO. *Supplement to the Guide for design of pavement structures: Rigid Pavement Design and Rigid Pavement Joint Design*. Part II. ISBN 1-56051-055-2, Washington D.C, 1998.

ALFANO, G.; CRISFIELD, M. A.. *Fine element interface models for the delamination analysis of laminated composites: mechanical and computational issues*. International Journal for Numerical Methods in Engineering. V. 50, 1701-1736, 2001.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 215.R-97: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading*. Farmington Hills, 1997.

_____. *ACI 302.1R-96: Guide for concrete floor and slab construction*. Farmington Hills, 1996.

_____. *ACI 318.M-14: Building code requirements for structural concrete*. Farmington Hills, 2014.

_____. *ACI 360.R-10: Guide to design of slabs on ground*. Farmington Hills, 2010.

_____. *ACI 421.3R: Guide to shear reinforcement for slabs*. Farmington Hills, 2008.

ARAÚJO, J. M.. *Curso de Concreto Armado*. v.1-4, 4.ed.. Rio Grande: Dunas, 2014.

ARGENTA, M. A.. *Resistência dos Materiais I*. Universidade Federal do Paraná, Departamento de Construção Civil, Paraná, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. *Curso de tecnologia de pavimentos de concreto*. ABCP, São Paulo, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 1346: Cabos de fibra – Fítilho de polipropileno, monofilamento e multifilamento (PP2) e multifilamento de polipropileno de alta tenacidade (PP3) – Cabos torcidos de 3 e 4 pernas e cabos trançados de 8 e 12 pernas**. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 15530: Fibras de aço para concreto – Especificações.** Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 15575-3: Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 3: Requisitos para os sistemas de pisos.** Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 15805: Pisos elevados de placas de concreto – Requisitos e procedimentos.** Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO NACIONAL DE PISOS E REVESTIMENTOS DE ALTO DESEMPENHO – ANAPRE. **Boletins Técnicos.** Disponível em: <<http://www.anapre.org.br>>. Acesso em 28 de março de 2016.

BEER, F.P.; JOHNSTON, E.R.; DEWOLF, J. T.; MAZUREK, D. F.. **Mecânica dos Materiais**, 7º Ed., AMGH, 2015.

BUYUKKARAGOZ, A.. *Finite Element Analysis of the beam strengthened with prefabricated reinforced concrete plate*. ISSN 1992-2248. Scientific Research and Essay, 5(6), 533–544, 2010.

CARNIO, M. A.. **Análise em regime plástico de placas de concreto reforçado com fibras de aço sobre base elástica.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 1998.

CARVALHO, M. D.. **Pisos Industriais de Concreto.** Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). São Paulo, 2009.

CRISTELLI, R.. **Pavimentos industriais de concreto: análise do sistema construtivo.** Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização em Construção Civil). Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). Belo Horizonte, 2010.

CUNHA, P. F.. **Dimensionamento e análise numérica de pisos industriais de concreto.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2013.

CHODOUNSKY, M. A.; VIECILI, F. A.. **Pisos industriais de concreto: aspectos teóricos e construtivos.** São Paulo: Reggenza, 2007.

_____. **Patologias em pisos industriais.** Associação Nacional de Pisos e Revestimento de Alto Desempenho – ANAPRE. São Paulo, 2010.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-1988. *Fatigue of concrete structures*. N° 188, Lausanne, Schweiz, 1988.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Distress identification manual for the long-term pavement performance record*. U.S. Depart. of transportation. FHWA, 2003.

FIGUEIREDO, A. D.. **Concreto com fibras de aço.** EPUSP, 2000.

FONTES, L. P. T. L.. **Otimização do Desempenho de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha para Reabilitação de Pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, 2009.

GARBER, G.. *Design and Construction of Concrete Floor* **George Garber: Design and Construction of Concrete Floor – Curling**. Edward Arnold, London, 1991.

GASPARETTO, W. E.. **Manual técnico de barras de transferência e espaçadores soldados**. São Paulo, 2001.

GHOLAMHOSEINI, A.; GILBERT, R. I.; BRADFORD, M. A.; CHANG, Z. T.. *Longitudinal shear stress and bond-slip relationships in composite concrete slabs*. Engineering Structures. Vol. 69, p. 37-48. Elsevier, 2014.

GOOGLE MAPS. **Estado de Pernambuco**. 2016. Disponível em: <<http://maps.google.com.br/>>. Acesso em 04ABR2016.

GUIMARÃES, D.. **Pisos industriais de concreto: determinação de teores ótimos de fibras de aço e polipropileno em ensaios mecânicos**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil). UFRGS. Porto Alegre, 2010.

HIBBELER, R. C.. **Resistência dos Materiais**, Pearson Education, 5ª Ed., São Paulo, 2004.

KOERICK, R. B.. **Curso sobre a NBR 6118:2014 – Concreto Armado**. Disponível em: <www.qisat.com.br/>. Acesso em 05MAR2016.

LOPRENCIPE, G.; CANTISANI, G.. *Evaluation methods for improving surface geometry of concrete floors: A case study*. Case Studies in Structural Engineering, p.14-25, Elsevier, 2015.

LOSBERG, A.. *Pavement and slab on grade with structurally active reinforcement*. American Concrete Institute Journal – ACI, December, 1978.

MAJDI, Y.; HSU, C. T.; ZAREI, M.. *Fine element analysis of new composite floors having cold-formed steel and concrete slab*. Engineering Structures. Vol. 77, p. 65-83. Elsevier, 2014.

MARINHO, I. J. P.. **Projeto ótimo de estruturas metálicas de arquibancadas reutilizáveis via ANSYS**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 2002.

MEYERHOF, G. G.. *Load-carrying of concrete pavements*. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, June, 1962.

MYNARCIK, P.. *Technology and trends of concrete industrial floors*. Concrete and Concrete Structures 2013 Conf.. Procedia Engineering, Vol. 65, p. 107-112. Elsevier, 2013.

NETO, G. B. S.; GONÇALVES, G. H. S.; HENRIQUE, A.. **Reforço de lábio polimérico para piso industriais: um estudo de caso sobre tratamento de juntas esborcizadas em um galpão na cidade Contagem-MG**. Revista Pensar Engenharia, V. 2, Nº 1, 2014.

OLIVEIRA, P. L.. **Projeto estrutural de pavimentos rodoviários e de pisos industriais de concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

PACKARD, R. G.. *Slab thickness design for industrial concrete floors on grade*. IS195.01D, PCA, Skokie, IL, USA, 1976.

PEDROSO, F. L.. **Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem**. In: Concreto & Construções. Instituto Brasileiro do concreto – IBRACON. ISSN 1809-7197. Ano XXXVII, Nº 53, 2009.

PICKETT, G.; RAY G. K.. *Influence Charts for Concrete Pavements*. In: ASCE Proceedings, 1950.

PINTO, C. S.. **Curso básico de mecânica dos solos**. Of. de Textos, Ed. 2ª. São Paulo, 2002.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. *Thickness design for concrete pavements*. HB-35, Chicago, 1966.

RODRIGUES, P. P. F.. **Projetos e critérios executivos de pavimentos industriais de concreto armado**. ITBS, 2ª Ed., São Paulo, 2006.

_____. **Pisos Industriais: evolução e novas alternativas**. In: Concreto & Construções. Instituto Brasileiro do concreto – IBRACON. ISSN 1809-7197. Ano XLIII, Nº 81, 2016.

RODRIGUES, P. P. F.; GASPARETTO, W. E.. **Juntas em pisos industriais**. In: Anais do 41º Congresso Brasileiro do Concreto. Salvador, 1999.

RODRIGUES, P. P. F.; PITTA, M. R.. **Dimensionamento de Pavimentos de Concreto Estruturalmente Armados**. In: Revista do Ibracon Nº 19. São Paulo, 1997.

SMITH, R.. *Design of exposed ground supported and suspended slabs*. Structural Services, Inc.. Richardson, Texas, 2014.

SUH, Y. C.; CULLOUGH, B. F.. *Factors affecting crack width of continuously reinforced concrete pavement*. Journal of Transportation Research Record, Nº 1449, 1994.

SUPRENANT, B., A.. *Why Slabs Curl Part I: a look at the curling mechanism and the effect of moisture and shrinkage gradients on the amount of curling*. Concrete International, March, 2002.

SWANSON ANALYSIS SYSTEMS INC.. *ANSYS Mechanical User's Guide*. Southpointe, 275 Technology Drive, PA 15317, Release 15.0, Canonsburg, USA, 2013.

TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J. N.. *Theory of Elasticity*. McGraw-Hill Inc., New York, 1951.

TIMOSHENKO, S. P.. **Resistência dos Materiais**. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., V.1., Rio de Janeiro, 1971.

VARGAS, M.. **Introdução à Mecânica dos Solos**. EDUSP, São Paulo, 1987.

WALSH, K. D.; BASHFORD, H. H.; MASON, B. C. A.. ***State of practice of residential floor slab flatness***. Journal of Performance of Constructed Facilities. Vol. 15, p. 127-134. Elsevier, 2001.

WALSH, K. D.; ASCE, M.. ***Performance of methods for analysis of relative floor measurements in residential structures***. Journal of Performance of Constructed Facilities. Vol. 21, p. 329-336. Elsevier, 2007.

WESTERGAARD, H. M.. ***Theory of concrete pavement design***. In Proceedings Highway Research Board, USA, 1927.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W.. ***Principles of Pavement Design***. 2^a ed., John Wiley & Sons, Inc, New York, 1975.

YTTERBERG, R. F.. ***Shrinkage and Curling of Slabs on Grade: Shrinkage and Curling of Slabs on Grade —Part I of III (Shrinkage problems: causes and cures)***. Concrete International, V. 19, N° 05, 1987.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L.; ZHU, J. Z.. ***The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals***. Butterworth Heinemann Ed., 7th Edition, London, 2013.