



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

VALMIRO QUÉFREN GAMELEIRA NUNES

**ANÁLISE NUMÉRICA DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO SOBRE DUAS, TRÊS E CINCO  
ESTACAS COM REDUÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO  
DEVIDO À RAA**

Recife

2020

VALMIRO QUÉFREN GAMELEIRA NUNES

**ANÁLISE NUMÉRICA DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO SOBRE DUAS, TRÊS E CINCO  
ESTACAS COM REDUÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO  
DEVIDO À RAA**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

**Área de concentração:** Estruturas.

**Orientador Interno:** Prof. Dr. Paulo Marcelo Viera Ribeiro

**Orientador Externo:** Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira

Recife

2020

Catálogo na fonte  
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

N972a Nunes, Valmiro Quéfren Gameleira.  
Análise numérica de blocos de fundação sobre duas, três e cinco estacas com redução das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA / Valmiro Quéfren Gameleira Nunes - 2020.  
154 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador Interno: Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro.  
Orientador Externo: Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira.  
Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2020.  
Inclui Referências e Apêndice.

1. Engenharia Civil. 2. Bloco sobre estacas. 3. Análise numérica. 4. Reação álcali-agregado. 5. Propriedades mecânicas. 6. Concreto. I. Ribeiro, Paulo Marcelo Vieira (Orientador Interno). II. Oliveira, Romilde Almeida de (Orientador Externo). III. Título

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2020-124

**VALMIRO QUÉFREN GAMELEIRA NUNES**

**ANÁLISE NUMÉRICA DE BLOCOS DE FUNDAÇÃO SOBRE DUAS,  
TRÊS E CINCO ESTACAS COM REDUÇÃO DAS PROPRIEDADES  
MECÂNICAS DO CONCRETO DEVIDO À RAA**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Aprovada em: 27 / 02 / 2020

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira (orientador externo)  
Universidade Católica de Pernambuco

---

Prof. Dr. Rodrigo Barros (examinador externo)  
Universidade Federal do Rio Grande do Norte

---

Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes (examinador externo)  
Universidade Federal da Paraíba

---

Prof. Dr. José Afonso Pereira Vitório (examinador externo)  
Universidade de Pernambuco

---

Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira (examinador externo)  
Universidade Católica de Pernambuco

Aos meus pais, Valdemiro e Lourdes, ao meu irmão Vladimir, a minha esposa Christiane, e aos meus filhos Bruna e Lucas.

## AGRADECIMENTOS

Ao final de mais uma etapa de minha vida, agradeço primeiramente a Deus, por ter me dado sabedoria e perseverança, além de me guiar nas minhas escolhas.

Aos meus pais Valdemiro e Lourdes; ao meu irmão Vladimir, por sempre terem me apoiado em minhas decisões.

À minha esposa, Christiane, por sempre está ao meu lado com palavras de incentivo, por sua confiança em minha capacidade e por existir em minha vida. Além de contribuir de forma decisiva para a elaboração deste trabalho.

Aos meus filhos, Bruna e Lucas, por serem o Norte nas minhas decisões.

À minha sogra, Judite; aos meus cunhados André, Carol e Daiane, por todo apoio durante essa jornada.

Ao meu sogro Fernando Menezes, por ser inspiração de dedicação e perseverança.

Ao Professor Romilde Almeida de Oliveira, pela orientação, disponibilidade e por ter acreditado.

Ao Professor Paulo Marcelo, pela disponibilidade e confiança.

Aos amigos: Marcelo Maia (piru) e Mariana Veras, Marcos Moura e Michelle Brito, Valdemir Ferreira e Juliana Nóbrega, Raimundo e Flaviana Amorim, contribuindo cada um à sua maneira.

Aos amigos que conquistei durante a vida: na Abolição, no Diocesano, no basquete, na UFRN, na USP, na Camargo Corrêa, no bonsai, na UFERSA...

À Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA), pelo afastamento disponibilizado, o que foi essencial para que eu pudesse concluir esta pesquisa.

À Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), principalmente às funcionárias da secretaria, Andrea e Cleide, pelo apoio e disponibilidade.

## RESUMO

Nesta pesquisa foi estudado o comportamento de blocos de fundação, em concreto armado, sobre duas, três e cinco estacas submetidos à ação de força centrada, considerando a redução das propriedades mecânicas do concreto devido à reação álcali-agregado (RAA). Foi realizada análise paramétrica variando-se os valores, relacionados à mecânica da fratura, do comprimento da banda de fissura ( $h$ ) e o fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ ), comparando-se os valores encontrados de força última com os valores experimentais de modelos da literatura, e assim selecionando os modelos onde os resultados mais se aproximam. Com os modelos selecionados, aplicou-se as reduções nas propriedades mecânicas do concreto: módulo de elasticidade, resistência à compressão e resistência à tração, analisando-se as influências na força última, abertura de fissuras e nas tensões principais. Após a aplicação da redução das propriedades do concreto devido à RAA, os resultados mostraram reduções de até 46 % no valor da força última, uma tendência na redução dos valores máximos das tensões principais, e no aumento das fissuras. Em função dos resultados obtidos, é indicado, além da armadura principal, a utilização de armaduras laterais e superiores em forma de malha em blocos de fundações semelhantes aos estudados nesta pesquisa.

**Palavras-chave:** Bloco sobre estacas. Análise numérica. Reação álcali-agregado. Propriedades mecânicas. Concreto.

## ABSTRACT

In this research the behavior of pile caps, in reinforced concrete, on two, three and five piles subjected to the action of centered load, considering the reduction of the mechanical properties of the concrete due to the alkali-aggregate reaction (AAR). Parametric analysis was performed by varying the values, related to fracture mechanics, the length of the crack band ( $h$ ) and the shear retention factor ( $\beta$ ), comparing the values found for ultimate strength with the experimental values of the models in the literature, and thus selecting the models where the results are closest. With the selected models, reductions in the mechanical properties of the concrete were applied: modulus of elasticity, compressive strength and tensile strength, analyzing the influences on ultimate strength, crack opening and main stresses. After the application of the reduction in the properties of the concrete due to RAA, the results showed reductions of up to 46% in the value of the ultimate strength, a trend in the reduction of the maximum values of the main stresses, and the increase of the cracks. Depending on the results obtained, it is indicated, in addition to the main reinforcement, the use of lateral and upper reinforcements in the form of a mesh in pile caps similar to those studied in this research.

**Keywords:** Pile caps. Numerical analysis. Alkali-aggregate reaction. Mechanical properties Concrete.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Bloco de fundação com RAA, em edifício residencial em Recife.....	26
Figura 2 – Desenvolvimento da RAA.....	28
Figura 3 – Potencialidade da RAA em função do teor de álcalis e quantidade de cimento.....	29
Figura 4 – Bloco sobre duas estacas com armadura curva.....	30
Figura 5 – Configurações de armadura avaliadas nos modelos de bloco sobre duas estacas.....	31
Figura 6 – Arranjos de armadura para blocos sobre três estacas.....	31
Figura 7 – Geometria e arranjos de armadura adotados.....	33
Figura 8 – Mecanismo de ruína de um bloco ensaiado.....	33
Figura 9 – Modelo de bielas e tirantes para força centrada.....	36
Figura 10 – Altura e inclinação da biela de compressão.....	37
Figura 11 – Modelo de bielas e tirantes sugerido por Santos et al (2019).....	38
Figura 12 – Bloco analisado.....	39
Figura 13 – Malhas de elemento finito.....	40
Figura 14 – Perspectiva dos modelos de treliça.....	43
Figura 15 – Malha de elementos finitos. (a) visão frontal e (b) perspectiva.....	44
Figura 16 – Campo de fissuração - (a) corte diagonal; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.....	44
Figura 17 – Amostra em expansão livre.....	45
Figura 18 – Amostra confinada em 5 MPa.....	45
Figura 19 – Amostra confinada em 10 MPa.....	46
Figura 20 – Influência da armadura na fissuração.....	46
Figura 21 – Viga afetada por RAA com deformação arqueada.....	47
Figura 22 – Propriedades mecânicas em um testemunho de concreto afetado por RAA.....	48
Figura 23 – Classificação de dano em uma micrografia utilizando a técnica de petrografia.....	49
Figura 24 – Efeito da RAA na redução do módulo de elasticidade do concreto.....	50
Figura 25 – Efeito da RAA na redução da resistência do concreto à tração.....	50
Figura 26 – Efeito da RAA na redução da resistência do concreto à compressão.....	51
Figura 27 – Elemento CHX60 e sua função aproximadora em deslocamento.....	53
Figura 28 – Reinforcement, enrijecedor de elementos finitos.....	54
Figura 29 – Comportamento elastoplástico.....	57
Figura 30 – Modelos Constitutivos à tração.....	58
Figura 31 – Modelos Constitutivos à compressão.....	58
Figura 32 – Fator de redução ocasionado pela fissuração lateral.....	59
Figura 33 – (a) ação aplicada no pilar como tensão (b) condição de contorno na estaca.....	61
Figura 34 – Perspectiva do modelo com duas estacas com armadura apenas do bloco.....	61

Figura 35 – Dimensões do bloco de duas estacas – (a) vista frontal; (b) vista lateral.....	62
Figura 36 – Detalhamento da armação do bloco de duas estacas.....	63
Figura 37 – Malha mapeada de elementos finitos do bloco sobre duas estacas.....	63
Figura 38 – Perspectiva das armaduras do bloco sobre duas estacas.....	64
Figura 39 – Bloco sobre duas estacas: (a) armaduras das estacas; (b) armaduras do pilar.....	64
Figura 40 – Perspectiva do modelo com três estacas com armadura apenas do bloco.....	66
Figura 41 – Dimensões do bloco de três estacas – (a) vista em planta; (b) vista frontal.....	66
Figura 42 – Detalhamento da armação do bloco de três estacas.....	67
Figura 43 – Malha mapeada de elementos finitos do bloco sobre três estacas.....	68
Figura 44 – Perspectiva das armaduras do bloco sobre três estacas.....	68
Figura 45 – Bloco sobre três estacas: (a) armaduras das estacas; (b) armaduras do pilar.....	69
Figura 46 – Perspectiva do modelo sobre cinco estacas com armadura apenas do bloco.....	71
Figura 47 – Dimensões do bloco de cinco estacas – (a) vista em planta; (b) vista frontal.....	71
Figura 48 – Detalhamento da armação do bloco de cinco estacas.....	72
Figura 49 – Malha mapeada de elementos finitos do bloco sobre cinco estacas.....	73
Figura 50 – Perspectiva das armaduras do bloco sobre cinco estacas.....	73
Figura 51 – Bloco sobre cinco estacas: (a) armaduras das estacas; (b) armaduras do pilar.....	74
Figura 52 – Força última <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de duas estacas.....	83
Figura 53 – Deslocamentos <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de duas estacas.....	84
Figura 54 – Corte e vista dos modelos de blocos sobre duas estacas.....	85
Figura 55 – Tensão de compressão máxima <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de duas estacas.....	86
Figura 56 – Fluxos das tensões principais de compressão – (a) 25% da força última; (b) 50% da força última; (a) 55% da força última; (a) 100% da força última.....	87
Figura 57 – Fluxos das tensões principais de compressão do modelo B212 (sem RAA), na força última.....	87
Figura 58 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.1; (b) Modelo B212.2; (c) Modelo B212.3; (d) Modelo B212.4.....	88
Figura 59 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.5; (b) Modelo B212.6; (c) Modelo B212.7; (d) Modelo B212.8.....	88
Figura 60 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.9; (b) Modelo B212.10; (c) Modelo B212.11; (d) Modelo B212.12.....	89
Figura 61 – tensão de tração máxima <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de duas estacas.....	90
Figura 62 – Fluxos das tensões principais de tração do modelo B212 (sem RAA), na força última...	91
Figura 63 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última – (a) Modelo B212.1; (b) Modelo B212.2; (c) Modelo B212.3; (d) Modelo B212.4.....	91

Figura 64 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última – (a) Modelo B212.5; (b) Modelo B212.6; (c) Modelo B212.7; (d) Modelo B212.8. ....	92
Figura 65 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última – (a) Modelo B212.9; (b) Modelo B212.10; (c) Modelo B212.11; (d) Modelo B212.12.....	92
Figura 66 –Tensões nas armaduras do bloco B212 (sem RAA). ....	93
Figura 67 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.1; (b) B212.2.....	94
Figura 68 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.3; (b) B212.4.....	94
Figura 69 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.5; (b) B212.6.....	94
Figura 70 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.7; (b) B212.8.....	95
Figura 71 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.9; (b) B212.10.....	95
Figura 72 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.11; (b) B212.12.....	95
Figura 73 – Abertura de fissura máxima <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de duas estacas. ....	97
Figura 74 –Distribuição das fissuras do bloco B212 (sem RAA), na força última. ....	97
Figura 75 – Distribuição das fissuras dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.1; (b) Modelo B212.2; (c) Modelo B212.3; (d) Modelo B212.4.....	98
Figura 76 – Distribuição das fissuras dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.5; (b) Modelo B212.6; (c) Modelo B212.7; (d) Modelo B212.8.....	98
Figura 77 – Distribuição das fissuras dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.9; (b) Modelo B212.10; (c) Modelo B212.11; (d) Modelo B212.12.....	99
Figura 78 – Força última <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de três estacas. ....	101
Figura 79 – Deslocamentos <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de três estacas. ....	102
Figura 80 – Tensão de compressão máxima <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de três estacas. ....	103
Figura 81 – Corte e vista dos modelos de blocos sobre três estacas. ....	104
Figura 82 – Fluxos das tensões principais de compressão – (a) 25% da força última; (b) 50% da força última; (a) 55% da força última; (a) 100% da força última. ....	105
Figura 83 – Fluxos das tensões principais de compressão do modelo B310 (sem RAA), na força última. ....	105
Figura 84 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.1; (b) Modelo B310.2; (c) Modelo B310.3; (d) Modelo B310.4. ....	106
Figura 85 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.5; (b) Modelo B310.6; (c) Modelo B310.7; (d) Modelo B310.8. ....	106
Figura 86 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.9; (b) Modelo B310.10; (c) Modelo B310.11; (d) Modelo B310.12. ....	107
Figura 87 – tensão de tração máxima <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de três estacas.....	108
Figura 88 – Fluxos das tensões principais de tração do modelo B310 (sem RAA), na força última. .	109

Figura 89 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.1; (b) Modelo B310.2; (c) Modelo B310.3; (d) Modelo B310.4. ....	109
Figura 90 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.5; (b) Modelo B310.6; (c) Modelo B310.7; (d) Modelo B310.8. ....	110
Figura 91 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.9; (b) Modelo B310.10; (c) Modelo B310.11; (d) Modelo B310.12.....	110
Figura 92 –Tensões nas armaduras do bloco B310 (sem RAA). ....	111
Figura 93 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.1; (b) B310.2. ....	112
Figura 94 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.3; (b) B310.4. ....	112
Figura 95 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.5; (b) B310.6. ....	112
Figura 96 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.7; (b) B310.8. ....	113
Figura 97 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.9; (b) B310.10. ....	113
Figura 98 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.11; (b) B310.12. ....	113
Figura 99 – Abertura de fissura máxima <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de três estacas. ....	114
Figura 100 –Distribuição das fissuras do bloco B310 (sem RAA), na força última. ....	115
Figura 101 – Distribuição das fissuras do modelo B310.1 (com RAA), na força última.....	115
Figura 102 – Distribuição das fissuras do modelo B310.2 (com RAA), na força última.....	116
Figura 103 – Distribuição das fissuras do modelo B310.3 (com RAA), na força última.....	116
Figura 104 – Distribuição das fissuras do modelo B310.4 (com RAA), na força última.....	116
Figura 105 – Distribuição das fissuras do modelo B310.5 (com RAA), na força última.....	117
Figura 106 – Distribuição das fissuras do modelo B310.6 (com RAA), na força última.....	117
Figura 107 – Distribuição das fissuras do modelo B310.7 (com RAA), na força última.....	117
Figura 108 – Distribuição das fissuras do modelo B310.8 (com RAA), na força última.....	118
Figura 109 – Distribuição das fissuras do modelo B310.9 (com RAA), na força última.....	118
Figura 110 – Distribuição das fissuras do modelo B310.10 (com RAA), na força última.....	118
Figura 111 – Distribuição das fissuras do modelo B310.11 (com RAA), na força última.....	119
Figura 112 – Distribuição das fissuras do modelo B310.12 (com RAA), na força última.....	119
Figura 113 – Força última <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de cinco estacas. ....	121
Figura 114 – Deslocamentos <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de cinco estacas. ....	122
Figura 115 – Tensão de compressão <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de cinco estacas. ....	124
Figura 116 – Corte e vista dos modelos de blocos sobre cinco estacas. ....	124
Figura 117 – Fluxos das tensões principais de compressão – (a) 25% da força última; (b) 50% da força última; (a) 55% da força última; (a) 100% da força última. ....	125
Figura 118 – Fluxos das tensões principais de compressão do modelo B53 (sem RAA), na força última. ....	125

Figura 119 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B53.1; (b) Modelo B53.2; (c) Modelo B53.3; (d) Modelo B53.4.....	126
Figura 120 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B53.5; (b) Modelo B53.6; (c) Modelo B53.7; (d) Modelo B53.8.....	126
Figura 121 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B53.9; (b) Modelo B53.10; (c) Modelo B53.11; (d) Modelo B53.12.....	127
Figura 122 – tensão de tração máxima <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de cinco estacas.....	128
Figura 123 – Fluxos das tensões principais de tração do modelo B53 (sem RAA), na força última..	129
Figura 124 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B53.1; (b) Modelo B53.2; (c) Modelo B53.3; (d) Modelo B53.4.....	129
Figura 125 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B53.5; (b) Modelo B53.6; (c) Modelo B53.7; (d) Modelo B53.8.....	130
Figura 126 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B53.9; (b) Modelo B53.10; (c) Modelo B53.11; (d) Modelo B53.12.....	130
Figura 127 –Tensões nas armaduras do bloco B53 (sem RAA). .....	131
Figura 128 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.1; (b) B53.2.....	132
Figura 129 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.3; (b) B53.4.....	132
Figura 130 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.5; (b) B53.6.....	132
Figura 131 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.7; (b) B53.8.....	133
Figura 132 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.9; (b) B53.10.....	133
Figura 133 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.11; (b) B53.12.....	133
Figura 134 – Abertura de fissura máxima <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de cinco estacas.....	134
Figura 135 –Distribuição das fissuras do bloco B53 (sem RAA), na força última.....	135
Figura 136 – Distribuição das fissuras do modelo B53.1 (com RAA), na força última.....	135
Figura 137 – Distribuição das fissuras do modelo B53.2 (com RAA), na força última.....	136
Figura 138 – Distribuição das fissuras do modelo B53.3 (com RAA), na força última.....	136
Figura 139 – Distribuição das fissuras do modelo B53.4 (com RAA), na força última.....	136
Figura 140 – Distribuição das fissuras do modelo B53.5 (com RAA), na força última.....	137
Figura 141 – Distribuição das fissuras do modelo B53.6 (com RAA), na força última.....	137
Figura 142 – Distribuição das fissuras do modelo B53.7 (com RAA), na força última.....	137
Figura 143 – Distribuição das fissuras do modelo B53.8 (com RAA), na força última.....	138
Figura 144 – Distribuição das fissuras do modelo B53.9 (com RAA), na força última.....	138
Figura 145 – Distribuição das fissuras do modelo B53.10 (com RAA), na força última.....	138
Figura 146 – Distribuição das fissuras do modelo B53.11 (com RAA), na força última.....	139
Figura 147 – Distribuição das fissuras do modelo B53.12 (com RAA), na força última.....	139

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Minerais reativos mais comuns e suas reações.....	23
Tabela 2 – Estruturas brasileiras afetadas pela reação álcali-agregado.....	25
Tabela 3 – Potencialidade reativa dos agregados no Brasil. ....	27
Tabela 4 – Arranjos de armadura dos modelos ensaiados.....	34
Tabela 5 – Reduções das propriedades do concreto – resultados da literatura. ....	48
Tabela 6 – Quantificação do dano ao concreto devido à RAA. ....	51
Tabela 7 – Parâmetros relativos à análise do bloco sobre duas estacas. ....	65
Tabela 8 – Parâmetros relativos à análise do bloco sobre três estacas.....	70
Tabela 9 – Parâmetros relativos à análise do bloco sobre cinco estacas.....	74
Tabela 10 – Parâmetros avaliados na análise paramétrica. ....	75
Tabela 11 – Coeficientes de ajuste sugeridos por Machado (1979).....	76
Tabela 12 – Força última para os modelos de duas estacas variando os parâmetros .....	77
Tabela 13 – Força última para os modelos de três estacas variando os parâmetros.....	78
Tabela 14 – Força última para os modelos de cinco estacas variando os parâmetros.....	79
Tabela 15 – Taxas de reduções das propriedades do concreto de acordo com o nível de expansão.....	80
Tabela 16 – Dados de entrada dos modelos de bloco sobre duas estacas – Concreto do bloco.....	81
Tabela 17 – Dados de saída dos modelos de blocos com duas estacas.....	82
Tabela 18 – Força última (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de duas estacas.....	82
Tabela 19 – Deslocamentos (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de duas estacas.....	84
Tabela 20 – Tensão de compressão (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de duas estacas.....	85
Tabela 21 – Tensão de tração (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de duas estacas.....	89
Tabela 22 – Tensão na armadura (%) <i>versus</i> nível de expansão (%) – Bloco de duas estacas.....	93
Tabela 23 – Abertura de fissura máxima <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de duas estacas.....	96
Tabela 24 – Dados de entrada dos modelos de bloco sobre três estacas – Concreto do bloco.....	100
Tabela 25 – Dados de saída dos modelos de blocos com três estacas.....	100
Tabela 26 – Força última (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de três estacas.....	101
Tabela 27 – Deslocamentos (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de três estacas.....	102
Tabela 28 – Tensão de compressão (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de três estacas.....	103
Tabela 29 – Tensão de tração (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de três estacas.....	108
Tabela 30 – Tensão na armadura (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de três estacas.....	111
Tabela 31 – Abertura de fissura máxima <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de três estacas.....	114
Tabela 32 – Dados de entrada dos modelos de bloco sobre cinco estacas – Concreto do bloco.....	120
Tabela 33 – Dados de saída dos modelos de blocos com cinco estacas.....	120
Tabela 34 – Força última (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de cinco estacas.....	121

Tabela 35 – Deslocamentos (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de cinco estacas.....	122
Tabela 36 – Tensão de compressão (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de cinco estacas.....	123
Tabela 37 – Tensão de tração (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de cinco estacas.....	128
Tabela 38 – Tensão na armadura (%) <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de cinco estacas.....	131
Tabela 39 – Abertura de fissura máxima <i>versus</i> nível de expansão – Bloco de cinco estacas.....	134

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>18</b>
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	18
1.2	JUSTIFICATIVA .....	19
1.3	OBJETIVOS .....	20
1.4	METODOLOGIA .....	20
1.5	ESTRUTURA DA TESE.....	22
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>23</b>
2.1	REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO (RAA) .....	23
2.1.1	Reação álcali-sílica (RAS) .....	24
2.1.2	Reação álcali-carbonato (RAC).....	24
2.1.3	Histórico .....	24
2.1.4	Agregados reativos .....	26
2.1.5	Formação do gel na RAA.....	27
2.1.6	Álcalis do cimento.....	28
2.1.7	Umidade .....	29
2.2	BLOCOS DE FUNDAÇÃO SOBRE DUAS, TRÊS E CINCO ESTACAS.....	30
2.2.1	Pesquisas com ênfase experimental .....	30
2.2.2	Pesquisas com ênfase numérica .....	38
2.3	EFEITOS DA RAA NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO.....	45
2.3.1	Tensões confinantes .....	45
2.3.2	Redução nas propriedades mecânicas do concreto.....	47
<b>3</b>	<b>ANÁLISE NUMÉRICA.....</b>	<b>52</b>
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	52
3.2	PROGRAMA COMPUTACIONAL DIANA .....	52
3.3	ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS.....	53
3.4	MODELOS CONSTITUTIVOS.....	54

3.5	PROCESSAMENTOS NO DIANA .....	59
3.6	MODELOS ANALISADOS.....	60
3.6.1	Bloco sobre duas estacas .....	61
3.6.2	Bloco sobre três estacas.....	65
3.6.3	Bloco sobre cinco estacas.....	70
<b>4</b>	<b>ANÁLISES E RESULTADOS .....</b>	<b>75</b>
4.1	ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	75
4.1.1	Análise paramétrica do bloco sobre duas estacas.....	76
4.1.2	Análise paramétrica do bloco sobre três estacas .....	77
4.1.3	Análise paramétrica do bloco sobre cinco estacas .....	78
4.2	REDUÇÕES DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO DEVIDO À RAA.....	80
4.2.1	Análise das reduções das propriedades no bloco sobre duas estacas .....	81
4.2.1.1	Força última.....	82
4.2.1.2	Deslocamentos.....	83
4.2.1.3	Tensões principais de compressão .....	84
4.2.1.4	Tensões principais de tração.....	89
4.2.1.5	Tensões nas armaduras .....	93
4.2.1.6	Fissuras no concreto .....	96
4.2.2	Análise das reduções das propriedades no bloco sobre três estacas.....	99
4.2.2.1	Força última.....	100
4.2.2.2	Deslocamentos.....	102
4.2.2.3	Tensões principais de compressão .....	103
4.2.2.4	Tensões principais de tração.....	107
4.2.2.5	Tensões nas armaduras .....	111
4.2.2.6	Fissuras no concreto .....	114
4.2.3	Análise das reduções das propriedades no bloco sobre cinco estacas.....	119
4.2.3.1	Força última.....	121
4.2.3.2	Deslocamentos.....	122
4.2.3.3	Tensões principais de compressão .....	123
4.2.3.4	Tensões principais de tração.....	127

4.2.3.5	Tensões nas armaduras .....	131
4.2.3.6	Fissuras no concreto .....	134
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>140</b>
5.1	PRINCIPAIS CONCLUSÕES .....	140
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	144
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>145</b>
	<b>APÊNDICE A - ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE A ENERGIA DE FRATURA NO CEB (1990) E NO <i>fib</i> (2010) .....</b>	<b>153</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Este capítulo foi dividido em cinco partes: a primeira abrange as considerações iniciais; a segunda parte expõe as justificativas; a terceira e quarta relatam os objetivos e metodologias, respectivamente; e a última parte traz a estrutura da tese.

### 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um dos parâmetros determinantes na definição do tipo de fundação a ser adotada em determinado empreendimento é a capacidade resistente do solo. Quando os estudos geotécnicos indicam baixas resistências em cotas próximas à superfície, o emprego de fundações profundas torna-se a solução mais viável, sendo recorrente o uso de estacas pré-moldadas, metálicas ou concretadas *in situ*.

A carga na superestrutura é transferida dos pilares para as estacas (e dessas para o solo) através de um elemento de ligação chamado bloco de coroamento (ou de fundação). Trata-se de um elemento volumétrico (isto é, com as três dimensões igualmente significativas) constituído em concreto armado, sendo necessário o detalhamento rigoroso das armaduras para garantir sua integridade e, dessa forma, o funcionamento adequado e seguro do conjunto de fundação como um todo.

O dimensionamento de blocos sobre estacas leva em conta sua classificação como rígido ou flexível (característica associada à altura do bloco e à distância entre estacas) e segue duas vertentes: a utilização da teoria da flexão em blocos flexíveis ou da analogia de treliça pelo método de bielas e tirantes em blocos rígidos. Ambos os modelos de cálculo são simplificações do comportamento mecânico do elemento, uma vez que não incorporam fatores como a não linearidade física (fissuração e aderência aço-concreto) da estrutura.

A evolução tecnológica possibilitou a realização de análises numéricas computacionais baseadas no Método dos Elementos Finitos, consistindo em uma das principais frentes de estudo do comportamento mecânico de elementos estruturais complexos. No caso dos blocos de fundação, essas análises permitem obter o fluxo de tensões formado no interior da peça, bem como deslocamentos, deformações principais, plano de fissurações, entre outros resultados que permitem uma representação aproximada do comportamento real, visto que as simulações podem ser desenvolvidas agregando os fatores que não são considerados nos modelos teóricos de cálculo. Com a possibilidade de análise de vários fatores físicos tornou-se possível o estudo do efeito da reação álcali agregado em blocos de fundação.

Em meados do século XX algumas estruturas que apresentavam grandes fissuras despertou a curiosidade da engenharia estrutural, onde foi observado que tais fissuras eram ocasionadas pela reação álcali agregado (RAA) que ocorre entre os álcalis do cimento e o agregado. Estas reações ocorriam em estruturas ligadas diretamente com a água ou umidade relativa, como barragens e pontes, e anos depois observadas em blocos de fundações.

Vários países, como França, Japão, Estados Unidos, Canadá e Inglaterra fizeram um levantamento de suas estruturas e verificaram a ocorrência de RAA. No Brasil os primeiros casos foram observados em barragens, logo estendido para pontes e fundações (FIGUEIRÔA, 2007).

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Manifestações patológicas são preocupações para qualquer profissional de engenharia, tendo conhecimento que tais patologias podem ser provenientes da degradação dos materiais ou de sua relação com o meio.

Estudos recentes demonstram que, cada vez mais, as estruturas de concreto em condições frequentes de umidade podem apresentar fissuras provenientes da reação álcali-agregado.

Pela importância do bloco de coroamento no funcionamento do sistema de fundação e, por conseguinte, na segurança de toda a estrutura, faz-se necessário o conhecimento mais aprofundado do comportamento desse elemento, uma vez que a inspeção visual do mesmo é um procedimento laborioso. Entretanto, os métodos usuais de dimensionamento constituem em uma simplificação de tal comportamento, desconsiderando possíveis problemas como à RAA, somando-se a isso o fato de existirem divergências significativas entre os procedimentos de dimensionamento e verificação presentes em códigos e normas de diferentes países.

O bloco de fundação estará submetido a cargas elevadas de modo que o arranjo e a intensidade das tensões no bloco, para esse nível de carregamento, também possuem relevância, principalmente no que concerne à interação dessas tensões com aquelas provenientes de reações químicas do concreto.

Com a queda do edifício Areia Branca em Recife, em outubro de 2004, foi possível inspecionar os blocos de fundação onde foram observados pequenos indícios de RAA, mesmo essa não sendo a causa do desabamento. A partir daí, por solicitação do SINDUSCON-PE, foram inspecionadas as fundações de vários prédios na cidade, onde foram constatadas cerca

de cinquenta edificações entre confirmadas e sobre suspeita de ocorrência de RAA (FIGUEIRÔA, 2007).

Existem inúmeros estudos sobre a reatividade dos agregados e sobre a estrutura química de aglomerantes, mas, são escassos estudos sobre a influência mecânica, e distribuição de tensão ocasionada pela RAA. As tensões confinantes ocasionadas pela reação ocasionam fissuras, atingindo diretamente as propriedades mecânicas do concreto reduzindo sua capacidade de suportar cargas.

O estudo da influência das tensões ocasionadas pela RAA sobre as propriedades estruturais do bloco de fundação é de extrema importância para o entendimento e o correto dimensionamento desta estrutura.

### 1.3 OBJETIVOS

Este trabalho objetiva avaliar, mediante análise numérica, considerando a não linearidade física do material, através do Método dos Elementos Finitos, o comportamento dos blocos de fundação (utilizados em edifícios) com a redução das propriedades mecânicas devido à RAA, com ênfase na distribuição e magnitude das tensões principais e fissuração. Desse modo, os seguintes objetivos específicos devem ser cumpridos:

- Contribuir para a literatura com dados provenientes de análise paramétrica numérica sobre a influência das constantes  $\beta$  e  $h$ , da mecânica da fratura, sobre as características de blocos de fundação de duas, três e cinco estacas;
- Estudar a influência da redução das propriedades mecânicas (resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade) analisando a força última, tensões principais e fissuração
- Estudar através de análise numérica o comportamento de blocos de fundação sobre duas, três e cinco estacas submetidos à RAA, utilizando o Método dos Elementos Finitos.

### 1.4 METODOLOGIA

A metodologia utilizada no trabalho é relativa a um estudo com enfoque teórico-numérico. A princípio foi feito levantamento bibliográfico sobre a reação álcali-agregado, para embasamento teórico. Em seguida, levantamento acerca dos estudos de blocos sobre duas, três

e cinco estacas em pesquisas experimentais e numéricas, de modo a definir os modelos a serem utilizados nesta pesquisa.

Para a realização da modelagem e análise numérica foi utilizado o *software* DIANA versão 9.4.3, tratando-se de um programa baseado no Método dos Elementos Finitos. O mesmo possui como diferencial os modelos constitutivos do material concreto e a maneira com que representa as barras de aço componentes da armadura em um elemento de concreto armado, permitindo considerar a aderência entre os dois materiais sem a necessidade de criar uma superfície de interface entre eles, procedimento que exige o conhecimento de parâmetros de difícil obtenção.

O modelo foi concebido considerando a não-linearidade física do concreto através da utilização de parâmetros obtidos experimentalmente, disponíveis na literatura.

A análise dos resultados foi realizada em três etapas: análise paramétrica para refinamento do modelo, sendo comparando com os resultados numéricos e experimentais da literatura; análise considerando as reduções das propriedades mecânicas do concreto no modelo numérico refinado; análise das forças últimas, tensões máximas de tração e compressão e distribuição das fissuras.

Na pesquisa seguiram-se as seguintes etapas:

- Análise estrutural dos modelos numéricos utilizando ferramenta computacional;
- Aplicação das reduções das propriedades mecânicas do concreto no modelo numérico refinado;
- Definição da geometria e armadura dos blocos de fundação a serem estudados, validando com os modelos experimentais e/ou numéricos de estudos existentes na literatura;
- Estudo dos modelos experimentais e numéricos, descritos na literatura, sobre blocos de fundação de duas, três e cinco estacas;
- Estudo dos modelos matemáticos destinados a simulação numérica por RAA, descritos na literatura;
- Implementação computacional do modelo utilizando *software* baseado no Método dos Elementos Finitos;
- Interpretação dos resultados (tensões máximas de compressão e tração, forças últimas e fissuração);
- Refinamento do modelo através de uma análise paramétrica.

## 1.5 ESTRUTURA DA TESE

A tese consiste em 5 capítulos, onde a descrição de cada capítulo é apresentada a seguir:

- O capítulo 1 apresenta o tema da pesquisa, os objetivos, a justificativa e a metodologia adotada;
- O capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura sobre a reação álcali-agregado, e uma revisão da literatura sobre projeto de blocos de fundação de concreto sobre duas, três e cinco estacas;
- O capítulo 3 faz uma apresentação do *software* utilizado e os dados de entrada que foram usados para a concepção dos modelos computacionais. Descreve as considerações usadas para as simulações realizadas, modelos constitutivos dos materiais, malhas de elementos finitos, e as condições de contorno adotadas, além de apresentar os modelos propostos;
- O capítulo 4 apresenta as análises dos resultados, iniciando pelas análises paramétricas, após, são apresentados os resultados das análises numéricas com as reduções das propriedades mecânicas do concreto, em blocos sobre duas, três e cinco estacas;
- O capítulo 5 apresenta as considerações finais da pesquisa com a apresentação de conclusões e sugestões de trabalhos futuros que podem utilizar os dados apresentados neste trabalho.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica foi dividida em três partes: a primeira abrange estudos sobre à RAA; a segunda parte expõe pesquisas de blocos de fundação sobre duas, três e cinco estacas; e a terceira e última parte, com estudos sobre a influência da redução das propriedades do concreto ocasionada pela RAA.

### 2.1 REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO (RAA)

Muitos países, incluindo o Brasil, têm problemas com a reação álcali-agregado, onde as estruturas mais afetadas são as barragens, pontes e fundações, pois nestas é mais propensa à combinação dos fatores necessários para início da reação. Para a ocorrência da reação é necessário que o agregado seja reativo, que a pasta de cimento tenha alto teor de álcali e que a estrutura esteja em ambiente com alta umidade. A reação produz um gel que penetra nos poros do concreto, podendo ocorrer expansão e fissuração da estrutura.

De acordo com a NBR-15577 (2018) existem, basicamente, dois tipos de RAA, classificadas conforme o tipo e mineralogia do agregado: a reação álcali-sílica (RAS) e a reação álcali-carbonato (RAC), tendo a reação álcali-silicato derivada da RAS. A chamada reação álcali-silicato é classifica atualmente como um tipo específico da reação álcali-sílica.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), os mecanismos de expansão são diferentes entre as reações, mas todos exigem a presença de álcalis liberados durante a hidratação do cimento, juntamente com os componentes químicos do agregado reativo. A Tabela 1 indica os minerais mais comuns e suas reações.

Tabela 1 – Minerais reativos mais comuns e suas reações.

Mineral Reativo	Composição Química Reativa	Natureza da Reação
Quartzo Deformado	$SiO_2$	Álcali-Silicato
Opala	$SiO_2.H_2O$	Álcali-Sílica
Calcedônia	$SiO_2$	Álcali-Sílica
Tridimita / Cristobalita	$SiO_2$	Álcali-Sílica
Vidros	Silicosos com $Al_2O_3$ e $Fe_2O_3$	Álcali-Sílica
Calcita	$CaMg(CO_3)_2$	Álcali-Carbonato

Fonte: Mehta e Monteiro (2014).

### **2.1.1 Reação álcali-sílica (RAS)**

Nesta reação participam a sílica reativa dos agregados e os álcalis do cimento Portland ou outras fontes com rochas ou minerais silicosos (opalas, cherts, quartzo microcristalino, quartzo deformado, vidro vulcânico, vidro reciclados, e outros), na presença de  $\text{Ca(OH)}_2$  (hidróxido de cálcio) da hidratação do cimento, formando um gel expansivo anormal e fissuração do concreto em serviço (NBR 15577-1, 2018).

### **2.1.2 Reação álcali-carbonato (RAC)**

Esta reação tem duas etapas de expansão, primeiramente acontece a modificação da estrutura do calcário, causando a expansão e enfraquecimento da ligação entre pasta e agregado, em seguida acontece a regeneração dos íons alcalinos. Nesta reação não há formação de gel expansivo, mas de compostos cristalizados.

A NBR 15577-1 (2018) define a reação álcali-carbonato como sendo a reação entre hidróxidos alcalinos, provenientes do cimento Portland ou outras fontes, com agregados calcários dolomíticos argilosos. Esta reação quando acompanhada de desdolomitização, ou seja, quando um constituinte dolomítico é quimicamente atacado pelos álcalis do cimento causando uma modificação da estrutura do calcário, provocando um aumento de volume e enfraquecimento da ligação pasta-agregado, pode causar expansão deletéria do concreto ou argamassa. Se a reação dos agregados carbonáticos resultante da desdolomitização não apresentar expansão não poderá ser chamada de reação álcali-carbonato.

Tem-se pouco conhecimento a respeito desta reação, devido à dificuldade em identificar os agregados carbonáticos reativos, além da reação não poder ser facilmente inibida como as demais (XU et al., 2000).

### **2.1.3 Histórico**

A RAA ficou conhecida a partir de 1940 através das publicações de Thomas Edison Stanton. A partir destas publicações houve um crescimento nos estudos sobre o assunto, além de inúmeras constatações de estruturas afetadas em todo o mundo.

No Brasil, em 1963, Gitahy e Ruiz apresentaram registros da barragem de Jupuíá, no rio Paraná, onde constatavam agregados expansivos (PRISZKULNIK, 2005). As primeiras

pesquisas surgiram na década de 80 (PAULON, 1981), apresentando nos estudos barragens com fissuras ocasionadas pela RAA.

A Tabela 2 apresenta algumas estruturas brasileiras afetadas pela RAA, percebe-se a grande quantidade de casos em barragens, sendo a primeira constatação na Hidrelétrica de Apolônio Sales (Moxotó) em 1985.

Tabela 2 – Estruturas brasileiras afetadas pela reação álcali-agregado.

Nome da estrutura	Localização	Tipo de estrutura	Fim da construção	RAA notada no ano	Tipo de agregado
Billigins-Pedras	São Paulo	Barragem	1936	1992	Granito <sup>1</sup>
Furnas	Minas Gerais	Barragem	1963	1976	Quartzito <sup>1</sup>
Ilha dos Pombos	Rio de Janeiro	Barragem	1924	1991	Gnaisse <sup>1</sup>
Jaquara	São Paulo	Barragem	1971	1996	Quartzito <sup>1</sup> Granito <sup>2</sup>
Joanes II	Bahia	Barragem	1971	1966	Gnaisse <sup>1</sup>
Jurupará	São Paulo	Barragem	1937	-	Gnaisse <sup>1</sup> Biotita granito <sup>2</sup>
Mascarenhas de Moraes	Minas Gerais	Barragem	1957	-	Quartzito <sup>3</sup>
Moxotó	Bahia/ Alagoas	Casa de Força	1974	1980	Granito-gnaisse <sup>1</sup>
Paulo Afonso I	Bahia	Barragem	1955	1978	Granito-gnaisse <sup>1</sup>
Paulo Afonso II	Bahia	Barragem	1962	1978	Granito-gnaisse <sup>1</sup>
Paulo Afonso III	Bahia	Barragem	1973	1978	Granito-gnaisse <sup>1</sup>
Paulo Afonso IV	Bahia	Barragem	1979	1985	Granito-gnaisse <sup>1</sup>
Pedro-Beicht	São Paulo	Barragem	1932	1991	Granito-gnaisse <sup>1</sup>
Peti		Barragem	1945	1964	Gnaisse <sup>1</sup>
Porto Colômbia	Minas Gerais/ São Paulo	Vertedouro e Casa de Força	1973	1985	Cascalho e basalto <sup>3</sup>
Sá Carvalho	Minas Gerais	Barragem	1951	-	Gnaisse <sup>1</sup>
Tapacurá	Pernambuco	Barragem	1975	1990	-
Traição	São Paulo	Usina Elevatória	1940	1980	Milonito <sup>1</sup>
Túnel 6	São Paulo	Tomada d'água	1974	1989	Granito-gnaisse <sup>1</sup>

Fonte: adaptado de Nogueira (2010).

- 1) Andriolo (2000);
- 2) Alves et al. (1997);
- 3) Veiga, Gonçalves e Hasparyk (1997).

Em Recife, nos anos 90, foram realizadas investigações na ponte Paulo Guerra, onde apresentaram deterioração do bloco de fundação por reação álcali-agregado (ANDRADE et al., 2006).

No ano de 2005, ano após a queda do edifício Areia Branca em Recife, iniciou-se investigações *in loco* nas fundações de vários edifícios, constatando-se casos de RAA nos blocos sobre estacas, tendo como principais causas o alto nível do lençol freático, a presença de agregados reativos e a álcalis disponíveis no cimento, ver Figura 1.

Figura 1 – Bloco de fundação com RAA, em edifício residencial em Recife.



Fonte: (ANDRADE et al., 2006).

#### 2.1.4 Agregados reativos

De acordo com a ABNT: NBR 15577-1 (2018) agregado reativo ou deletério é definido como aquele que reage quimicamente com a solução alcalina presente nos poros do concreto ou proveniente de fontes externas, podendo ter como resultado a expansão nas estruturas de concreto.

Quanto mais desorganizada for a estrutura do agregado mais reativo ele será. As distorções nas rochas, resultantes de deformações tectônicas, também podem aumentar a reatividade do agregado (SABBAG, 2003).

A reatividade do agregado está associada diretamente à velocidade em que as reações ocorrem. Em decorrência da análise de resultados de ensaios laboratoriais e de desempenhos em campo, pode se classificar os agregados de acordo com sua reatividade alcalina em: reativos “rápidos” a “normais” (5 a 20 anos), reativos “lentos” (mais de 15 a 20 anos) e “não-reativo” (LINDGÅRD et al., 2010).

Sanchez et al. (2014), estudou a influência da variação da granulometria do agregado sobre à RAA, relatando que para agregados de menor granulometria, a expansão se apresentou de

forma linear e mais rápida do que para agregados maiores. Porém, em ambos os casos, o desenvolvimento da RAA foi mais rápido quanto maior foi a resistência característica do concreto a compressão.

Tabela 3 – Potencialidade reativa dos agregados no Brasil.

Estado	Total de amostras	Potencialidade reativa (%)	
		Potencialmente inócua	Potencialmente reativa
Brasil	1994	64	36
SP	532	66	34
PE	228	71	29
PI	45	44	56
BA	70	59	41
RJ	119	100	0
RS	41	27	73
MG	58	65	35

Fonte: (ABCP, 2016).

A Tabela 3 apresenta as potencialidades dos agregados, de regiões do Brasil, serem reativos, onde, no geral, podemos perceber que o Brasil apresenta elevadas taxas de locais com agregados reativos.

### 2.1.5 Formação do gel na RAA

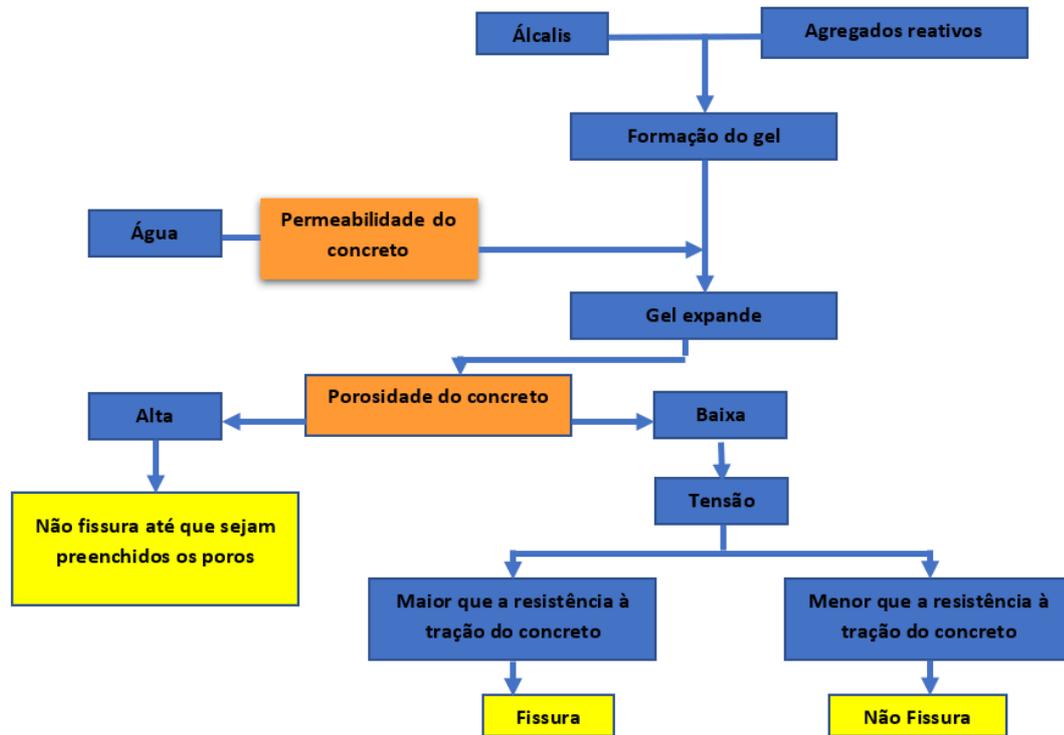
Mizumoto (2009) definiu o gel como produto esbranquiçado formado pela RAA nos poros do concreto, fissuras e interfaces pasta /agregado. O gel tem desenvolvimento contínuo dentro do concreto, ocorrendo em diferentes estágios, indo de gelatinoso a sólido.

No processo de hidratação do cimento, há liberação de uma grande quantidade de hidróxidos alcalinos, o que torna o fluido dos poros do concreto altamente básico. Ao mesmo tempo têm-se íons hidroxila (OH<sup>-</sup>) dissociados que quando em contato com o dióxido de silício (SiO<sub>2</sub>) que está presente nos agregados, tem sua estrutura modificada e assim possibilita a associação do mesmo com íons metálicos alcalinos, tais como sódio (Na) e potássio (K), formando o gel (SALOMÃO, 2017).

A mera formação do gel nem sempre resulta em danos ao concreto e composições diferentes do gel podem apresentar comportamentos distintos (VAYGHAN, RAJABIPOUR e ROSENBERGER, 2016). Então, após a formação do gel, este absorve qualquer quantidade de umidade ao redor e sofre expansão volumétrica.

A Figura 2 mostra o processo que vai da formação do gel até a fissuração.

Figura 2 – Desenvolvimento da RAA.



Fonte: (FERRARIS 2005, apud VALDUGA 2002).

Logo, o processo de inchamento provoca mudança de volume e forma, chegando a afetar a estrutura e seu desempenho, podendo acontecer desaprumos, desalinhamentos, interferência nos equipamentos e instalações, interrupção do funcionamento de determinados componentes, agravamentos de outras manifestações patológicas e danos estruturais (SALOMÃO, 2017).

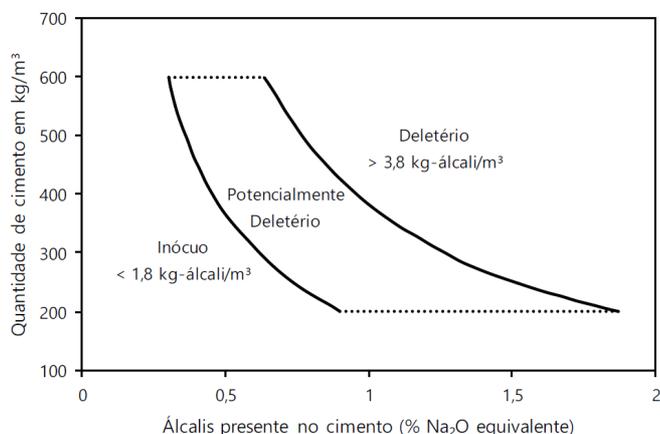
### 2.1.6 Álcalis do cimento

A NBR 15577-1 (2018) define os álcalis (sódio e potássio) participantes da RAA como sendo solubilizáveis imediatamente ou ao longo do tempo, provenientes de fontes internas ao concreto (cimento, agregados, adições minerais e água de amassamento) ou externas ao concreto (umidade ou soluções salinas que penetram no concreto).

O cimento Portland é a principal fonte de álcalis no concreto, de modo que, quanto maior for o teor de álcalis no cimento ou o consumo de cimento no concreto, maiores serão as expansões. Os álcalis são encontrados de duas formas: álcalis solúveis, fazendo parte dos sulfatos alcalinos; e os álcalis insolúveis, provenientes das soluções sólidas presentes no clínquer (HASPARYK, 2011).

A Figura 3 mostra as regiões de ocorrência ou não da RAA dependendo da concentração de álcalis no cimento e quantidade de cimento.

Figura 3 – Potencialidade da RAA em função do teor de álcalis e quantidade de cimento.



Fonte: Oberholster (1983).

O teor de álcalis tem efeito apenas nas reações álcali-sílica e álcali-silicato, devido ao fato dos álcalis participarem da formação do gel expansivo como produto da reação dos agregados, já na reação álcali-carbonato, os álcalis agem como catalisadores da reação, sendo regenerados durante o processo.

### 2.1.7 Umidade

A RAA pode não ocorrer na ausência de umidade, mesmo estando presentes os agregados reativos e álcalis (BICZOK, 1972).

A umidade tem a função de ionizar e transportar os íons e a hidroxila ao longo da porosidade da matriz, e também, tem a função de ser absorvida pelo produto da RAA (POOLE, 1992).

A NBR 15577-1 (2018) alerta que, mesmo em ambientes secos, as estruturas maciças podem ter umidade suficiente para o desenvolvimento da reação, no interior deste tipo de estrutura a umidade pode chegar a 80-90%. Obras como barragens, pontes e estruturas marinhas são mais susceptíveis ao desenvolvimento da RAA devido à umidade elevada encontrada no concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2014).

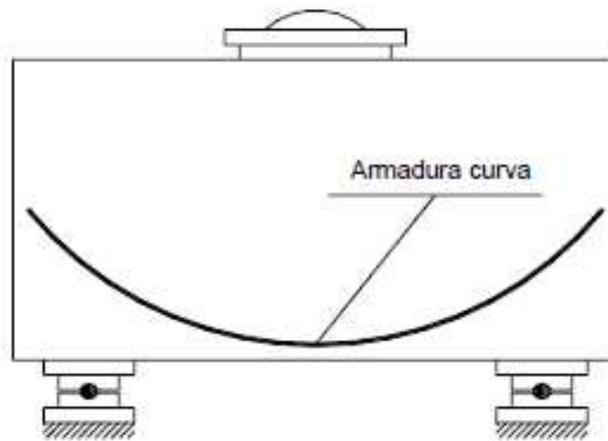
## 2.2 BLOCOS DE FUNDAÇÃO SOBRE DUAS, TRÊS E CINCO ESTACAS

Neste item serão apresentados alguns resultados de pesquisas experimentais e numéricas relacionadas a blocos sobre duas, três e cinco estacas, encontradas na literatura.

### 2.2.1 Pesquisas com ênfase experimental

Hobbs e Stein (1957) estudaram 70 modelos de blocos sobre duas estacas, obtendo a distribuição de tensões através de uma formulação analítica baseada na teoria da elasticidade bidimensional. Tal solução foi corroborada experimentalmente com modelos reproduzidos em escala 1:3. Esse estudo promoveu um avanço no dimensionamento de blocos, que até então eram analisados como vigas, pois não se fazia distinção entre regiões “B” e “D”, que são regiões descontínuas onde não se pode considerar a teoria de que a seção plana permanece plana após a deformação. Os pesquisadores constataram, ainda, que o uso de barras curvas na armadura principal, Figura 4, poderia resultar em economia na área de aço utilizada.

Figura 4 – Bloco sobre duas estacas com armadura curva.

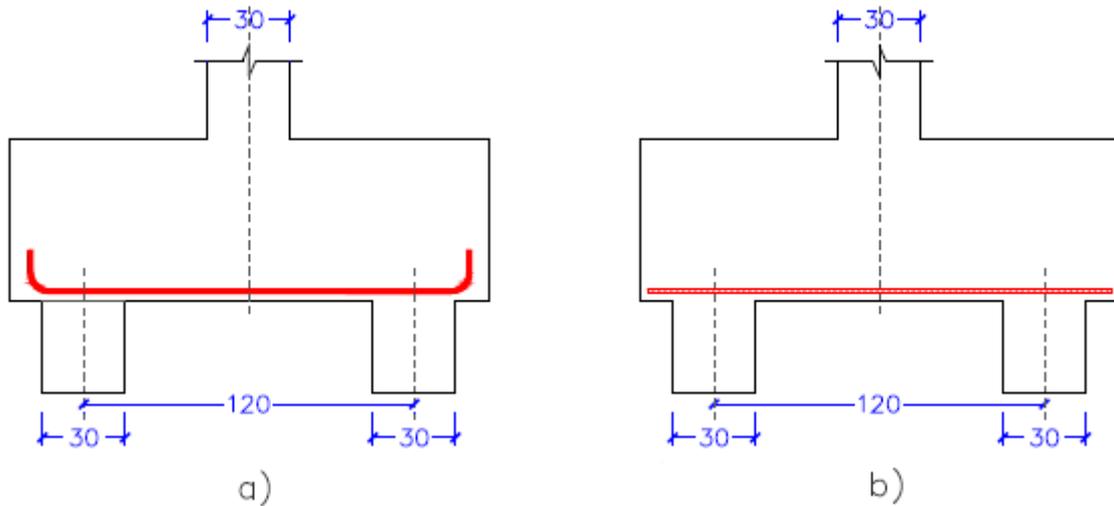


Fonte: Hobbs & Stein (1957).

Blévoit e Frémy (1967) realizaram ensaios em 116 blocos, sendo 12 blocos sobre duas estacas, 45 blocos sobre três estacas e 59 blocos sobre quatro estacas e sob ação de carga centrada, com intuito de avaliar a influência dos arranjos de armadura e da altura do bloco em seu comportamento estrutural (formação de fissuras e estado limite último), além de verificar a aplicabilidade do Método das Bielas.

Os blocos sobre duas estacas foram ensaiados com dois arranjos de armadura diferentes: barras lisas com gancho e barras nervuradas sem gancho. Tais arranjos são ilustrados na Figura 5, exibindo também as dimensões dos modelos estudados.

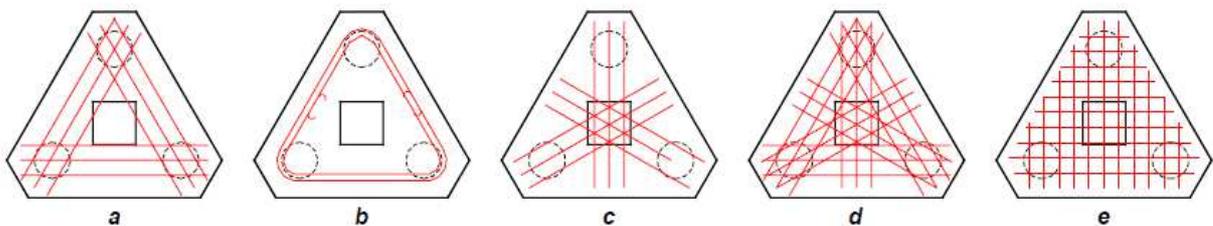
Figura 5 – Configurações de armadura avaliadas nos modelos de bloco sobre duas estacas.



Fonte: Adaptado de Blévet & Frémy (1967).

Os pesquisadores constataram que a ruína dos blocos ocorreu segundo três modos de esmagamento das bielas de concreto: junto ao pilar; junto às estacas; e próximo ao pilar e às estacas concomitantemente. Antes da ruína, observou-se, nas faces laterais e no inferior do bloco, fissuração provocada por tensões de tração transversais ao fluxo das tensões de compressão. Houve escorregamento na ancoragem das barras com saliências e sem gancho (Figura 5-b). Verificou-se que, na região nodal de encontro entre bloco e pilar, a tensão de compressão no concreto ultrapassou em 40% o seu valor característico de resistência ( $f_{ck}$ ). Além disso, a força de tração nas armaduras (tirantes) excedeu em 15% o esforço previsto pelo método.

Figura 6 – Arranjos de armadura para blocos sobre três estacas.



Fonte: Adaptado de Blévet & Frémy (1967).

Para os ensaios em blocos sobre três estacas, Blévet e Frémy (1967) lançaram mão de cinco arranjos diferentes de barras, sendo eles: a) armadura segundo os lados do bloco; b) armadura em cintas contornando as estacas; c) armadura segundo as medianas; d) combinação das armaduras segundo os lados e segundo as medianas e e) armadura em malha. A Figura 6 ilustra tais arranjos.

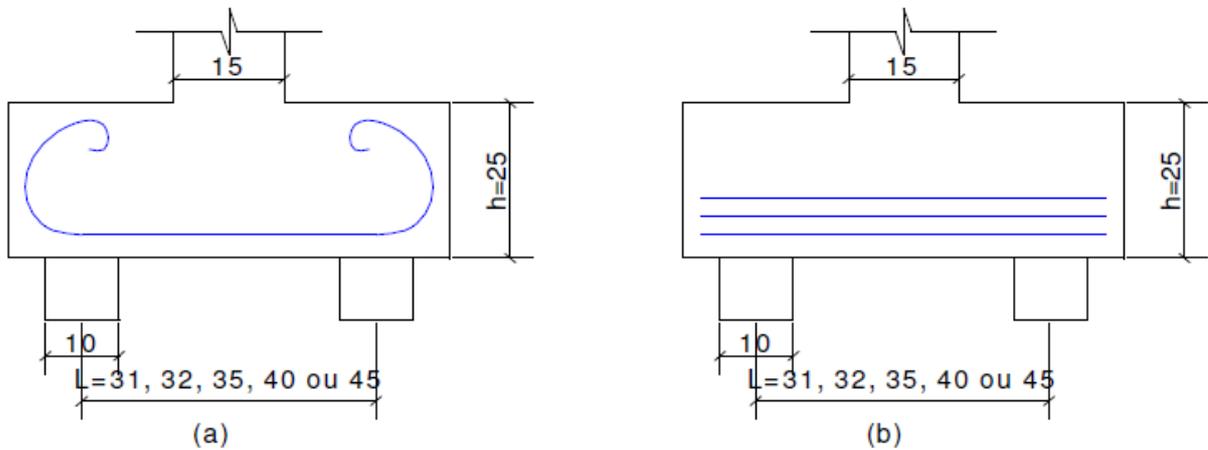
Os quatro primeiros arranjos da Figura 6 (a, b, c e d) apresentaram eficiência satisfatória, com a ressalva de que no modelo “d” a armadura distribuída segundo os lados do bloco seja

preponderante. O bloco armado segundo o modelo “e” sofreu uma redução de 50% em sua resistência última diante do valor teórico. No que concerne a fissuração, os arranjos “a” e “b” demonstraram melhor desempenho com relação às faces laterais do bloco, no entanto foram ineficientes para combater a fissuração na face inferior. A ruína, de modo geral, ocorreu por fendilhamento do concreto com surgimento de fissuras partindo das estacas. Para bielas com inclinação entre  $40^\circ$  e  $55^\circ$ , os valores da força de ruína previstos pelo Método das Bielas foram menores que os observados experimentalmente e não houve casos de ruína por punção, características não verificadas para inclinações de biela fora dos limites desse intervalo, indicando que o método não fornece segurança nessas situações.

Observou-se que a ruína dos blocos ocorria a partir de fissuras abertas junto às estacas e que em nenhum dos casos a ruína por punção foi determinante. Assim, os resultados experimentais se mostraram de acordo com as conjecturas do Método das Bielas. Nos casos em que as bielas possuíam inclinação entre  $40^\circ$  e  $55^\circ$ , a ruína ocorreu mediante esforço superior ao previsto pela analogia de bielas, se dando após o escoamento da armadura principal. Para inclinações inferiores a  $40^\circ$ , os modos de ruptura se mostraram de forma complexa e com valores de ruína inferiores ao previsto pelo método. Para inclinações superiores a  $55^\circ$ , observou-se o fendilhamento das bielas.

O pioneiro desse tipo de estudo no Brasil foi Mautoni (1972), que ensaiou vinte blocos sobre duas estacas analisando os modos de ruína e determinar a força última a partir de uma formulação que o mesmo desenvolveu, considerando uma taxa crítica de armadura. Para valores de armadura inferiores a essa taxa, a ruína do bloco deve ocorrer por escoamento da armadura. Caso contrário, dá-se por cisalhamento no plano comprimido. Nos blocos ensaiados, havia apenas armadura longitudinal de tração, sendo disposta conforme dois arranjos: a) armadura em “bigode”, com trechos semicirculares e ganchos nas extremidades e b) armadura em laçada contínua na horizontal, disposta em camadas com extremidades semicirculares separadas por um trecho central retangular. Os arranjos são representados na Figura 7, bem como as características geométricas de um dos modelos ensaiados.

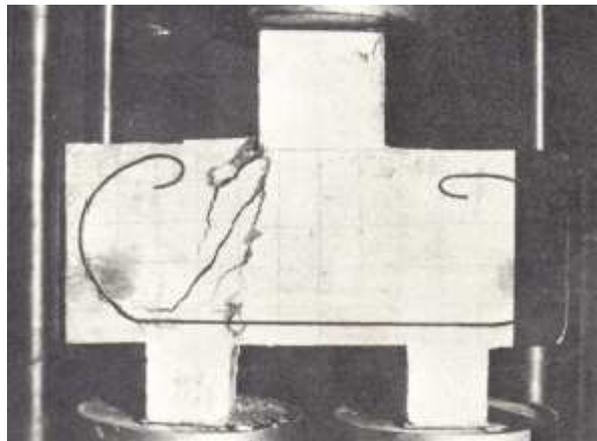
Figura 7 – Geometria e arranjos de armadura adotados.



Fonte: Adaptado de Mautoni (1972).

Mautoni (1972) relatou que as primeiras fissuras se manifestaram mediante forças de aproximadamente 40% da de ruína, ocorrendo inicialmente no meio do vão na zona inferior do bloco (junto à armadura). Por volta de 70% da força última, a fissuração se encontrava estabilizada, havendo apenas o aumento das aberturas já existentes. Observou-se que as fissuras se formavam paralelamente às bielas de compressão. A ruína dos modelos se deu por esmagamento das bielas comprimidas, com plano de fratura entre as faces internas das estacas e do pilar, Figura 8, indicando uma ruptura frágil.

Figura 8 – Mecanismo de ruína de um bloco ensaiado.



Fonte: Mautoni (1972).

O pesquisador também discorreu sobre os inconvenientes de cada arranjo de armadura utilizado, Figura 7. O modelo “a” apresentou consumo de aço significativo, além de possibilitar dificuldades na ancoragem. A configuração “b” mostrou-se de difícil execução e, por possuir várias camadas, acaba reduzindo a altura útil dos blocos.

Carvalho (1995) realizou provas de carga em blocos apoiados sobre diferentes grupos de estacas visando estudar o comportamento do conjunto bloco-estaca-solo, avaliando fissuração,

deformações e distribuição de esforços nas estacas, bem como a parcela de força transferida pelo bloco para o solo de forma direta. Para tanto, foram conduzidos ensaios em blocos sobre uma, duas, três e quatro estacas. Durante os ensaios, aferiu-se os deslocamentos no bloco, deformações em pontos da armadura, reações nas estacas e a pressão de contato pela superfície inferior do bloco no solo.

Observou-se recalque das estacas, da ordem de 50 mm, em função da ruptura do solo, interrompendo o ensaio dos protótipos antes da ruína dos mesmos, de modo que a armadura principal dos blocos apresentou baixos níveis de tensão. Até então, a força desenvolvida havia sido significativamente inferior à utilizada para o cálculo dos blocos.

A reação exercida pelo solo na base do bloco foi, em média, de 12% da ação aplicada ao conjunto. Além disso, as estacas estiveram sujeitas à mesma fração de carga, sendo que as diferenças podem ser atribuídas à imprecisão das células de carga. A partir daí, o pesquisador afirmou que se pode desprezar a reação do solo sobre o bloco e considerar que, no caso de força centrada aplicada, o pilar transmite o esforço igualmente entre as estacas. Contudo, os ensaios não foram suficientes para estudar com detalhe o comportamento do bloco e da armadura.

Raush et al. (1997) ensaiaram blocos sobre duas estacas em escala 1:2 utilizando o modelo de bielas e tirantes no dimensionamento dos mesmos. Os pesquisadores observaram que a deformação das barras da armadura principal (tirantes) é limitada pelas estacas, que absorvem parte da componente horizontal das bielas de compressão, em desacordo com a suposição de livre deformação dos tirantes feita pelo método. Os resultados demonstraram que a armadura calculada pelo modelo de bielas e tirantes é conservadora. Outra constatação foi a de que, para forças próximas à última, as deformações do tirante na região sobre estacas foram nulas ou mesmo negativa em alguns casos, contrariando a hipótese do modelo teórico de que os tirantes apresentam deformações constantes ao longo de seu comprimento.

Tabela 4 – Arranjos de armadura dos modelos ensaiados.

<b>Modelos ensaiados</b>	<b>Arranjo de armadura</b>
A1	Armadura principal segundo os lados do bloco
A2	Armadura segundo os lados + armadura segundo as medianas
A3	Armadura segundo os lados + armadura em malha
A4	Armadura segundo os lados + armadura em gaiola

Fonte: Miguel (2000).

Miguel (2000) examinou a formação de fissuras e os modos de ruína em blocos sobre três estacas através de experimentos (modelos em escala real) e de análise numérica através do

Método dos Elementos Finitos, considerando a não linearidade física do concreto, mas não levando em conta a presença de armadura no bloco. Os modelos físicos foram sujeitos à aplicação de força centrada, conservando em todos os modelos a armadura principal (segundo os lados do bloco) e variando as armaduras adicionais bem como o diâmetro das estacas (20 cm e 30 cm). Os arranjos de armadura dos modelos ensaiados são descritos na Tabela 4.

Conforme a pesquisadora, as maiores forças de ruína foram observadas nos modelos da série A2 e as menores forças pelos modelos da série A1. Os protótipos A3 e A4 demonstraram aproximadamente os mesmos valores de força última. De modo geral, os blocos com estacas de maior diâmetro foram mais resistentes. No caso dos modelos A1 e A2, os blocos com estacas de 30 cm apresentaram valores de força última 21% e 28% superiores aos dos blocos com estacas de 20 cm. A ruína por fendilhamento da diagonal comprimida seguida de escoamento da armadura principal ocorreu em todos os modelos.

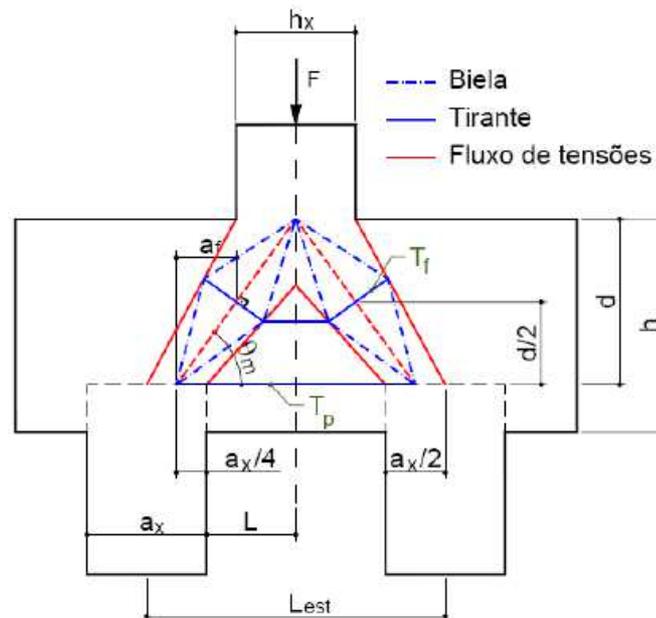
Miguel (2000) constatou que o Método das Bielas proposto por Blévo e Frémy (1967) está a favor da segurança quando da determinação da força de ruína, com margem de segurança mínima de 12%. Além disso, propôs limites para os valores da tensão normal nas regiões nodais da biela, ou seja, nas interfaces pilar-bloco (superior) e estaca-bloco (inferior). Para a região superior, limitou-se a tensão em  $0,40 f_{cm}$ , independentemente do diâmetro da estaca. Para o nó inferior, o limite foi fixado em  $0,50 f_{cm}$  para estacas com diâmetro de 20 cm e  $0,30 f_{cm}$  para estacas com diâmetro de 30 cm. Outra conclusão foi relativa ao esforço desenvolvido nas estacas: em nenhum dos modelos ensaiados se observou uniformidade na distribuição.

Delalibera (2006) estudou, de forma numérica e experimental, blocos sobre duas estacas sujeitos à carga centrada e excêntrica com intuito de analisar a formação das bielas de compressão, aferir a eficácia dos ganchos na ancoragem das barras e sugerir um modelo refinado de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas. A princípio, conduziu-se uma análise numérica tridimensional levando em conta as não-linearidades física e geométrica, o efeito da fissuração e a presença das barras de aço componentes da armadura longitudinal. No dimensionamento dos modelos foram seguidas as recomendações de Blévo e Frémy (1967) e da NBR 6118 (2003).

Durante as simulações, o pesquisador observou que a geometria das bielas de compressão difere daquelas recomendadas por alguns autores. Fazendo uso do critério ANOVA de análise de variância, Delalibera (2006) constatou que o comportamento do bloco sobre estacas é mais sensível aos seguintes parâmetros: ângulo de inclinação das bielas, área de seção transversal do pilar e a posição da força aplicada.

Mediante ensaios experimentais, o pesquisador verificou que, no caso dos blocos classificados com rígidos, houve pouca deformação nos ganchos da armadura, característica também observada por Adebar et al. (1990) e Miguel (2000). No entanto, a NBR 6118 (2014) recomenda que as armaduras sejam ancoradas por ganchos nas extremidades. Além disso, notou-se que a deformação nos tirantes é drasticamente reduzida nas regiões de interseção com a biela de compressão, efeito que ocorre devido ao confinamento provocado pela biela nas barras da armadura, em especial na zona sobre estacas. Foi constatado que apenas parte da seção transversal da cabeça da estaca é solicitada de forma acentuada, havendo uma uniformização das tensões a uma profundidade de aproximadamente um terço do fuste. Por fim, observou-se que nos casos de força excêntrica as bielas não são solicitadas igualmente, de modo que a ruína do bloco é controlada pela ruptura da biela mais solicitada.

Figura 9 – Modelo de bielas e tirantes para força centrada.



Fonte: Delalibera (2006).

Delalibera (2006) concluiu seu trabalho propondo um modelo de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas com ação de força vertical e momento, bem como a previsão de uma armadura de fendilhamento para mitigar a fissuração paralela às bielas, tornando estas mais resistentes. Além disso, como apenas parte da estaca é solicitada intensamente, o pesquisador admitiu que a zona nodal inferior da biela deveria ser considerada como sendo formada por metade da área da estaca, favorecendo a segurança. O modelo idealizado por Delalibera (2006) para blocos sob ação de força centrada está representado na Figura 9.

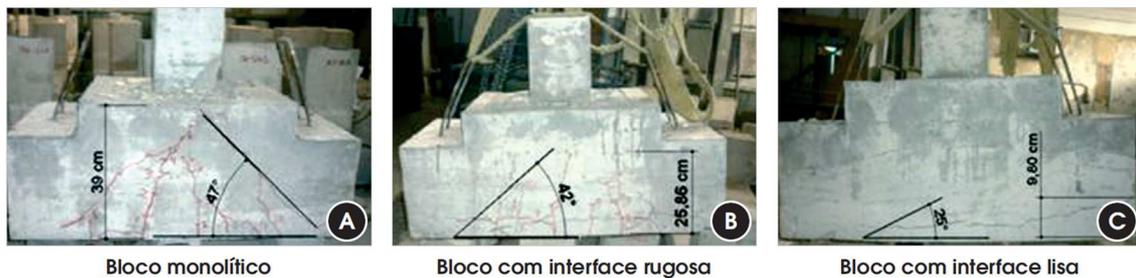
Barros (2013) realizou análises numérica e experimental de blocos de fundação sobre duas estacas com cálice, utilizado para ligação com pilar pré-moldado. Os resultados foram

comparados com outros dois blocos com ligação monolítica entre o pilar e o bloco. O pesquisador constatou que os valores de força última experimentais foram cerca de duas vezes maiores que os valores teóricos, como também, as tensões de máximas de compressão são superiores ao valor da resistência média do concreto.

Mesquita et al (2016) estudaram o comportamento de blocos de fundação sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido, submetido a força centrada. Realizaram ensaios experimentais em três modelos, um com parede do cálice lisa, outro com parede rugosa e um bloco monolítico, com objetivo de verificar a diferença das distribuições dos fluxos de tensões de compressão e tração no modelo de biela e tirante empregado no dimensionamento. Os autores constataram que o modelo com parede do cálice rugosa apresentou capacidade resistente superior ao modelo com parede lisa, porém tiveram desempenho inferior ao bloco monolítico, com valores de 66% e 36% respectivamente.

A Figura 10 mostra a inclinação e altura da biela de compressão nos blocos monolítico, com parede rugosa e com parede lisa, respectivamente.

Figura 10 – Altura e inclinação da biela de compressão.



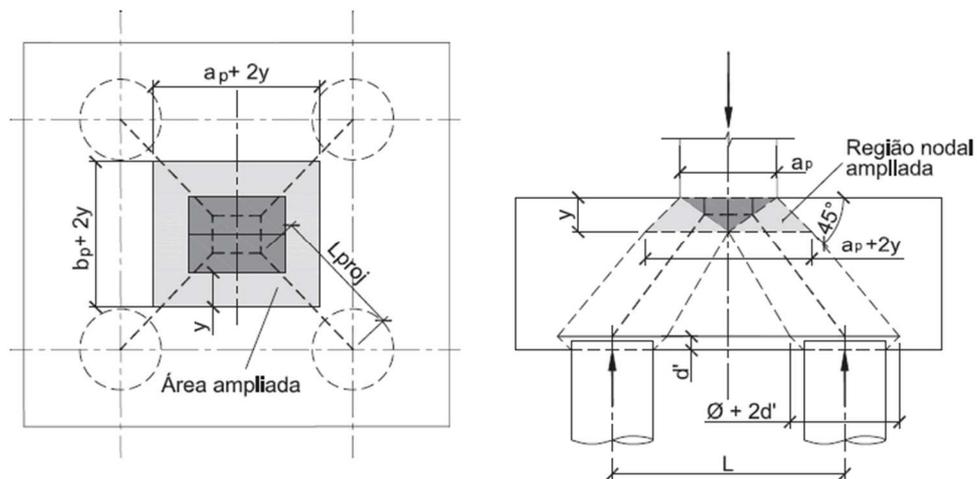
Fonte: Mesquita et al (2016).

Tomaz et al (2018) Realizaram análises teóricas nos resultados dos ensaios experimentais de blocos de fundações sobre estacas, realizados por diversos pesquisadores, com finalidade de estudar as tensões nodais do método de bielas e tirantes. Os pesquisadores relatam que as tensões nodais encontradas pelo modelo apresentado por Fusco (1985) não podem ser comparadas com os limites da NBR 6118 (2014), também relatam que a norma espanhola EHE (1998) apresenta limites acima dos valores encontrados nos ensaios experimentais, devendo ter cautela ao utilizar estes limites. Os autores também sugerem, para a zona nodal superior, a consideração do efeito do estado multiaxial de tensões.

Santos et al (2019) estudaram quatro modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos de fundações sobre 4 estacas, sendo que três deles foram comparados com resultados experimentais.

No estudo de Santos et al (2019), o método clássico de Blévoet e Frémy (1967), mostrou-se adequado e um pouco conservativo em relação ao conjunto de ensaios analisados. O modelo de Fusco (1995) introduz o conceito de abertura de carga, sendo este muito sensível a essa abertura de carga. O modelo recentemente apresentado por Santos et al (2019) mescla o modelo clássico com o conceito de abertura de carga de Fusco (1995). As comparações experimentais mostram que o resultado desse modelo é parecido com o do método clássico. A Figura 11 mostra o modelo de bielas e tirantes sugerido por Santos et al (2019).

Figura 11 – Modelo de bielas e tirantes sugerido por Santos et al (2019).



Fonte: Santos et al (2019).

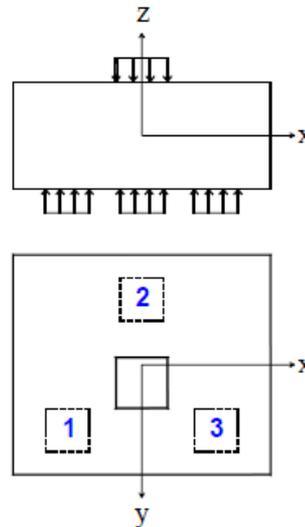
O modelo de Santos et al (2019) permite a utilização dos limites de resistência de nós e bielas prescritas pela norma brasileira em vigor. A partir das comparações experimentais, propõe-se a eliminação do fator de efetividade ( $\alpha_v$ ) na verificação da resistência do nó superior para blocos com 4 ou mais estacas.

### 2.2.2 Pesquisas com ênfase numérica

Cook e Mitchell (1988) realizaram comparações entre resultados obtidos pelo modelo de bielas e tirantes, por análise numérica fundamentada no Método dos Elementos Finitos (MEF) e através de experimentos. A finalidade era prover critérios adequados para o emprego do modelo de bielas e tirantes em estruturas com regiões de descontinuidade (“D”) e zonas com forças concentradas. Destacou-se por ser um dos primeiros trabalhos a levar em conta a não-linearidade física do concreto. Os pesquisadores constataram que a estimativa oriunda do modelo é muito conservadora quando confrontada com os resultados numéricos e experimentais.

Iyer e Sam (1991) realizaram análise elástica tridimensional em blocos sobre três estacas, obtendo a distribuição de tensões à partir das condições de contorno do problema, considerando a superposição de quatro soluções elásticas tridimensionais para um bloco submetido a diferentes solicitações, como mostra a Figura 12.

Figura 12 – Bloco analisado.



Fonte: Iyer e Sam (1991).

As análises foram desenvolvidas considerando o material como sendo elástico, isotrópico e homogêneo, visando obter uma solução inicial para, a partir dela, realizar estudos mais aprofundados. Observou-se que as tensões máximas de tração na direção  $x$  se dão no plano  $yz$  em uma seção localizada entre as estacas 1 e 3, quando a relação entre a altura do bloco e o espaçamento entre estacas é igual a um. Conforme tal relação diminui, a região de maior tensão desloca-se em direção ao centro de gravidade do bloco. Comportamento análogo ocorreu para à análise na direção  $y$ , com a região mais tracionada se situando no plano  $xz$ , porém na seção entre a face do pilar e à estaca 2.

Os pesquisadores chegaram à conclusão de que os resultados obtidos através dos métodos existentes (teoria da flexão e analogia de treliça) não são completamente satisfatórios, uma vez que não fornecem com acurácia a localização e a magnitude das tensões máximas. Em 1992, os autores repetiram as análises para blocos sobre duas e quatro estacas.

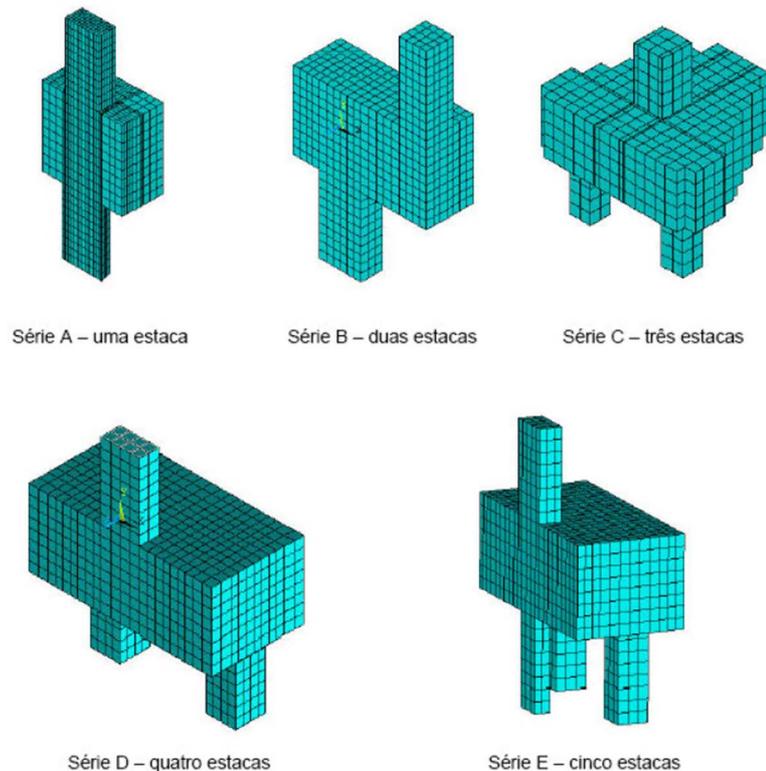
Iturrioz et al. (2000) estudaram numericamente o comportamento (considerando a não-linearidade) de blocos sobre duas estacas através de dois métodos essencialmente diferentes: o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos Discretos. Também investigaram como a vinculação bloco-estaca e sua interação com o solo influenciam na determinação da capacidade de carga do conjunto, através de análises paramétricas. Os modelos estudados foram baseados em ensaios experimentais conduzidos por Raush et al. (1997).

Nessas análises, as barras da armadura foram concebidas como tendo comportamento elastoplástico e dispostas ao longo dos elementos que representavam o concreto, considerando aderência perfeita entre os materiais. A fissuração do concreto também foi incorporada à modelagem.

Entre as principais conclusões do estudo, destaca-se a influência da rigidez do apoio no comportamento do bloco: a diminuição na rigidez horizontal reduz a capacidade de carga do bloco, característica que perde validade quando a rigidez vertical é diminuída. Além disso, observou-se que os deslocamentos obtidos pelos dois métodos numéricos se assemelharam àqueles verificados experimentalmente. Entretanto, por efeito das diferentes condições de fronteira utilizadas, os dois métodos apresentaram comportamentos distintos para a armadura.

Munhoz (2004) analisou numericamente blocos sobre até cinco estacas sujeitos à força centrada, escolhendo como variáveis de estudo as dimensões da estaca e da seção transversal do pilar. A presença de armadura no bloco foi desconsiderada em vista da pretensão do estudo de analisar a distribuição e o fluxo das tensões principais. A autora também considerou o comportamento do material como sendo linear elástico, de modo que a perda de rigidez do bloco em virtude da fissuração não foi habilitada.

Figura 13 – Malhas de elemento finito.



Fonte: Munhoz (2004).

Constatou-se diferenças entre os resultados obtidos pelos modelos numéricos e os fornecidos por métodos analíticos empregados no dimensionamento dos blocos. No caso dos blocos sobre quatro estacas, notou-se que o fluxo de tensões está vinculado à geometria do pilar e que a magnitude das tensões de compressão através das bielas foi superior para pilares quadrados, o que não se observa para as tensões de tração. A distribuição das tensões de tração foi diferente conforme se alterou a seção da estaca, em especial para blocos sobre duas estacas.

No caso dos blocos sobre cinco estacas, Munhoz (2004) estabeleceu que a distribuição mais adequada das estacas no bloco seria nos vértices de um pentágono regular, pois a disposição ao longo dos vértices de um quadrado com uma estaca no centro geométrico faz com que a estaca central se torne muito solicitada. A partir dos resultados obtidos, Munhoz (2004) propôs um modelo de bielas e tirantes mais refinado, semelhante ao sugerido por Adebar et al. (1990).

Souza (2004) efetuou simulações em blocos sobre duas estacas estudados por Mautoni (1972), com análise não-linear desenvolvida no programa DIANA (*Displacement Analyzer*). Devido à grande variabilidade dos resultados e a alta demanda de tempo para solução, o autor aconselha o emprego da análise não-linear apenas em situações que requeiram estudos criteriosos (obras de grande porte).

Delalibera e Giongo (2004-b) conduziram estudos numéricos em blocos sobre duas estacas para averiguar o efeito das dimensões do pilar e das estacas na resposta estrutural do elemento, considerando a não-linearidade física, aderência perfeita entre aço e concreto e armadura com comportamento elastoplástico perfeito. Através de análise estatística, chegaram à conclusão de que a altura tem influência significativa no valor das tensões nodais (superior e inferior) no bloco.

Em Nori e Tharval (2007) encontram-se aplicações do modelo de bielas e tirantes para blocos sobre duas, três e quatro estacas, bem como um comparativo entre a força de ruína obtida por este modelo e a resultante da análise do bloco como viga, ou seja, a partir dos esforços encontrados para uma seção de referência na face do pilar. Nos modelos estudados o espaçamento entre estacas era de duas vezes e meia o diâmetro das mesmas, sendo que os pesquisadores sugerem que, para a utilização do modelo de bielas e tirantes, a altura do bloco seja, no mínimo, igual à metade do espaçamento entre estacas.

Os autores alegam que a posição das bielas e tirantes é dependente não apenas da geometria da estrutura, mas também do tipo de solicitação atuante, de modo que, mesmo em estruturas

simples, diferentes disposições de bielas e tirantes são viáveis em função das inúmeras combinações de ações possíveis.

Nori e Tharval (2007) recomendam que a verificação de tensões nodais seja feita pelas expressões do ACI 318-05 e que o ângulo entre bielas e tirantes seja tomado a partir de  $45^\circ$ , apesar do ACI 318-05 admitir ângulos de até  $25^\circ$ . Além disso, assentam que o modelo de bielas e tirantes fornece resultados adequados para o dimensionamento no estado limite último. Finalmente, os autores alvitraram a utilização de armaduras adicionais além dos tirantes (armadura principal), com finalidades construtiva e de evitar a fissuração excessiva do bloco.

Oliveira (2009) realizou estudo teórico acerca das recomendações de projeto para blocos de coroamento, expondo diferenças entre os métodos de cálculo vigentes. A partir das diretrizes de Fusco (1994), a pesquisadora elaborou um modelo teórico no qual a seção em que se deve aferir as tensões nodais superiores da biela (interface pilar-bloco) se situa a uma profundidade  $x$  do topo do bloco. Foi desenvolvida uma relação entre a seção mencionada e a área transversal do pilar através de um coeficiente " $f_m$ ", dependente da relação  $x/d$  ( $d$  sendo a altura útil do bloco) e da resistência à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ). A partir dos resultados obtidos, foram plotadas curvas da relação  $x/d$  versus  $f_{ck}$ , por meio das quais foi possível extrair, por interpolação linear, o fator de multiplicação da seção do pilar ( $f_m$ ). No modelo da pesquisadora, a resistência à compressão do concreto a ser considerada deve ser a menor entre a do pilar e a do bloco.

Barros (2009) analisou numericamente a influência da presença de viga de travamento no comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas com cálice embutido (usualmente utilizado na ligação entre bloco e pilar em estruturas pré-moldadas). Os estudos foram realizados utilizando o *software* DIANA, através de modelagem em elementos finitos considerando a não-linearidade física do material, a presença de armadura e a fissuração do concreto, avaliando blocos com inclinação de bielas entre  $45^\circ$  e  $55^\circ$ . O autor constatou que existência de uma viga de travamento disposta perpendicularmente ao alinhamento das estacas não altera o comportamento do bloco. Apenas no caso de biela inclinada a  $55^\circ$  a presença da viga sucedeu em redução da força última do bloco, apresentando decréscimo de 14% em relação ao mesmo bloco sem a viga. Além disso, a existência de tensões de compressão significativas na base do bloco, observadas pelo pesquisador, indica que a possibilidade de ruína do bloco por punção deve ser verificada.

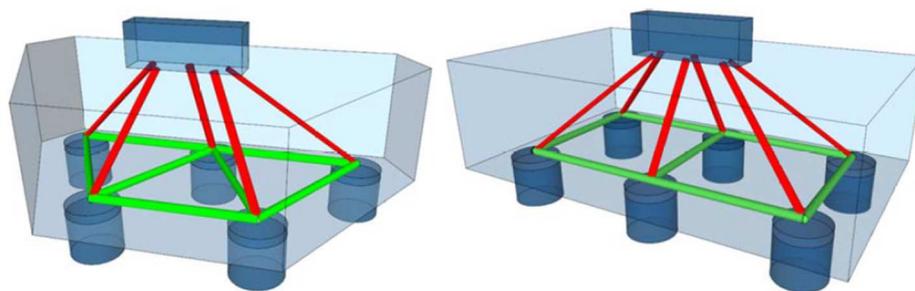
Através de análise numérica em blocos sobre duas estacas, Barros e Giongo (2010) estudaram os valores de tensão em zonas nodais, contrapondo esses resultados com prescrições

normativas e recomendações de outros autores, como Blévoit e Frémy (1967), Schäfer e Schlaich (1988), Schlaich e Schäfer (1991), o CEB (1990), a norma canadense CSA A.23.3.04 e o código americano ACI 318-08.

Barros e Giongo (2010) observaram que os códigos normativos apresentam entre si enorme variabilidade nos valores de tensões limites. No entanto, as simulações numéricas indicaram tensões máximas superiores aos limites estabelecidos, por onde se depreende que os modelos utilizados pelos códigos no dimensionamento de blocos são conservadores.

Chantelot (2010) desenvolveu, a partir de análises numéricas baseadas no Método dos Elementos Finitos, um estudo comparativo acerca do dimensionamento de blocos segundo diferentes normas. O objetivo do autor era avaliar os modos de ruína dos blocos mediante fissuração excessiva e os mecanismos de transferência de tensões cisalhantes. Foi proposto um modelo de bielas e tirantes tridimensional com aplicação para blocos sobre seis estacas.

Figura 14 – Perspectiva dos modelos de treliça.



Fonte: Oliveira (2013).

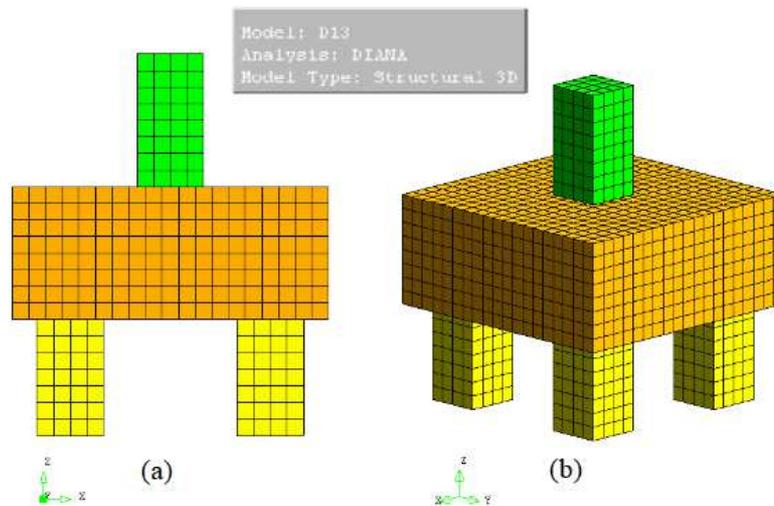
Oliveira (2013) estudou numericamente o comportamento estrutural de blocos de fundação sobre cinco e seis estacas, Figura 14. O pesquisador constatou que os pilares e estacas não suportariam a carga última do bloco, em situação usual estes estariam em ruína antes do bloco. Nos blocos de grande altura foi constatado a ruptura do concreto junto ao pilar, enquanto em blocos de menor altura a ruptura ocorreu por fendilhamento da biela.

Sousa (2019) estudou numericamente blocos de fundação sobre duas estacas considerando o atrito lateral entre as estacas e o solo. O atrito lateral foi considerado no modelo através de elemento de contato ou acoplamento dos nós, considerando solo argiloso, arenoso e ausência de solo, além de considerar três alturas de blocos e três comprimentos de estacas. O autor verificou que 4,5 % da força aplicada no pilar é transferida para o solo diretamente pelo bloco, além da redução de capacidade do bloco quando analisado modelos considerando solo arenoso. Com relação a transferência de força da estaca para o solo, verificou-se que, utilizando os modelos com elemento de contato a transferência de força se dá de modo mais distribuído

deixando os modelos mais deslocável e menos rígido, quando comparado aos modelos com acoplamento de nós.

Gameleira (2019) estudou numericamente blocos de fundação sobre quatro estacas considerando a redução das propriedades mecânicas devido a reação álcali-agregado. A pesquisadora utilizou os resultados de Sanchez et al (2017) para reduzir os valores da resistência à tração, resistência à compressão, e do módulo de elasticidade, analisando os resultados de força última, tensões principais, deformações e fissuração.

Figura 15 – Malha de elementos finitos. (a) visão frontal e (b) perspectiva.

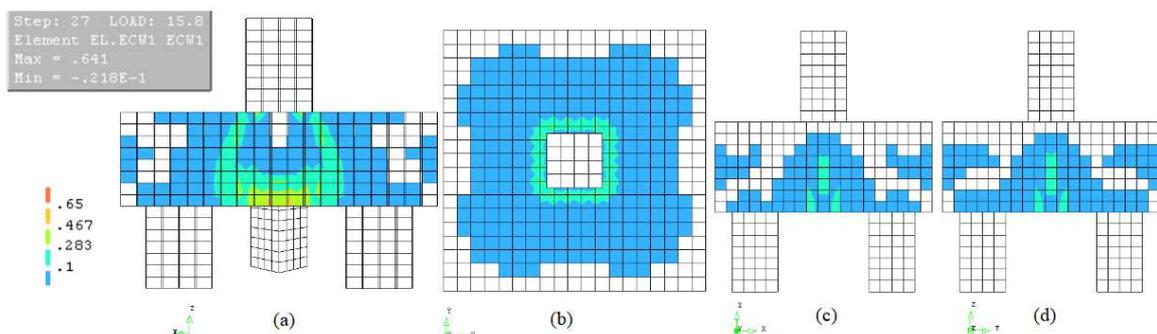


Fonte: Gameleira (2019).

A Figura 15 mostra a malha de elementos finitos do bloco sobre quatro estacas estudado por Gameleira (2019).

Segundo Gameleira (2019), no elemento mais afetado pela RAA, a força última teve redução de 52%, a deformação aumentou em 30%, a tensão de tração máxima reduziu em 43% e aumentaram a quantidade e abertura das fissuras. A Figura 16 mostra o campo de fissuração do bloco sobre quatro estacas.

Figura 16 – Campo de fissuração - (a) corte diagonal; (b) vista superior; (c) e (d) vistas laterais.



Fonte: Gameleira (2019).

## 2.3 EFEITOS DA RAA NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

Neste item serão apresentados os efeitos que a reação álcali-agregado causa nas propriedades mecânicas do concreto.

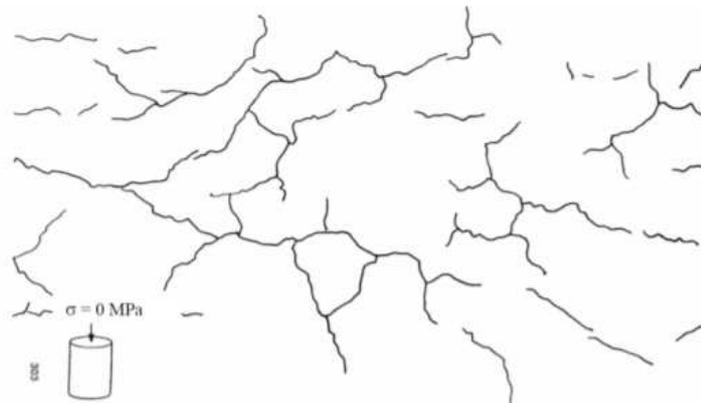
### 2.3.1 Tensões confinantes

Os blocos de fundações estão sujeitos a tensões elevadas, resultado do peso próprio e dos carregamentos.

Larive (1997) indica em seus estudos, que em concretos afetados por RAA e sujeitos a tensões de compressão a taxa de expansão reduzia na direção da compressão e que as expansões eram praticamente nulas com tensões de compressão acima de 8 MPa.

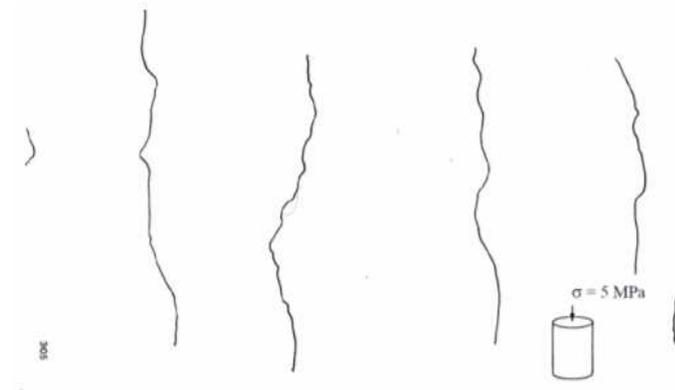
Da Figura 17 à Figura 19 é mostrada a alteração no padrão de fissuras induzidas por RAA em diferentes intensidades de confinamento axial.

Figura 17 – Amostra em expansão livre.



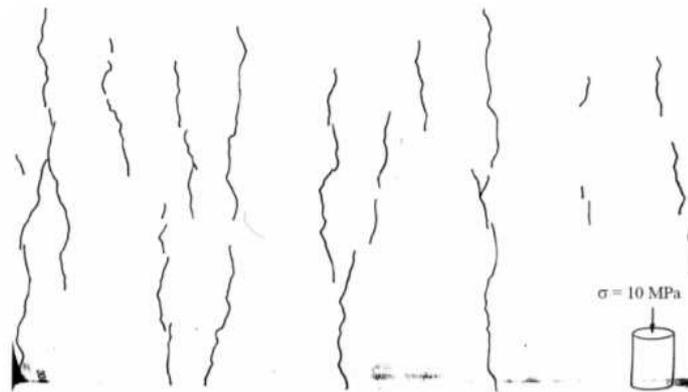
Fonte: Larive (1997)

Figura 18 – Amostra confinada em 5 MPa.



Fonte: Larive (1997)

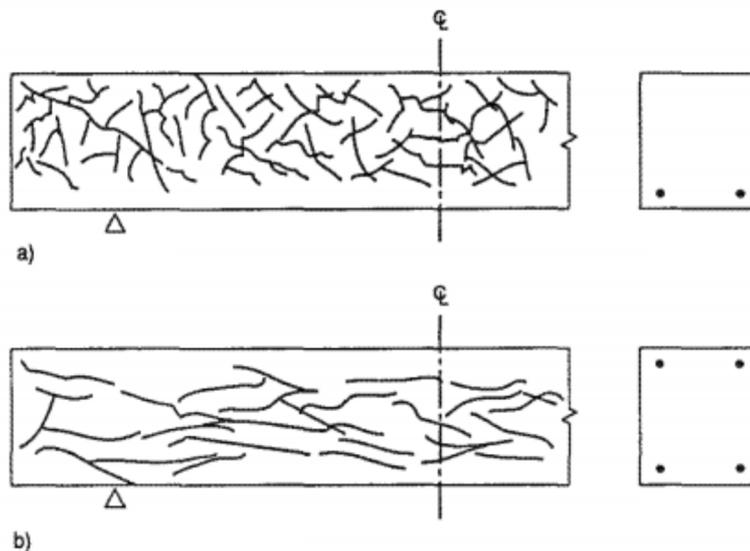
Figura 19 – Amostra confinada em 10 MPa.



Fonte: Larive (1997).

Em ensaios com corpos de prova livres, sem confinamento, observa-se fissuras em forma mapeada, onde, nos estudos com corpo de prova submetidos a tensões de confinamento as fissuras formam-se paralelas a direção restringida (ISE, 1992). A Figura 20 mostra a comparação do desenvolvimento das fissuras ocasionadas por RAA, entre (a) elemento com armadura simples e (b) elemento com armadura dupla.

Figura 20 – Influência da armadura na fissuração.

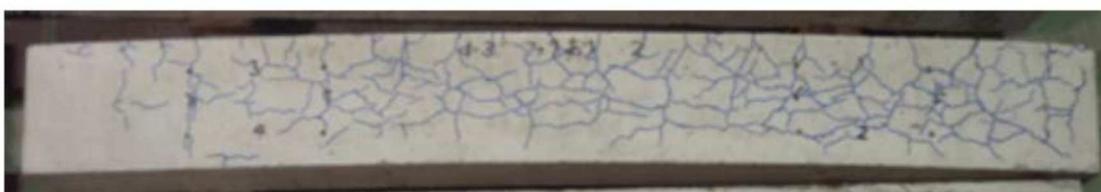


Fonte: ISE (1992).

Multon (2006) demonstrou através de ensaios experimentais que as tensões de compressão reduzem as expansões do gel na direção paralela ao carregamento confinante. Podendo se comparar o comportamento mecânico do gel da RAA a um fluido incompressível. A variação volumétrica do gel não é alterada com carregamentos uniaxiais, já que, ao ser solicitado por cargas de compressão, ele tenderá a ampliar as expansões em direções menos confinadas.

Noel et al. (2016) estudaram um efeito descrito como “protensão química” nas estruturas de concreto armado afetadas com RAA, onde as expansões geram tensões nas armaduras e no concreto provocando deformações. Os autores estudaram vigas de concreto armado afetadas por RAA, observando-se que na região inferior da viga, com maiores taxas de armadura, as tensões foram maiores, resultando em uma curvatura negativa no elemento, como mostra a Figura 21. Contudo, o efeito da “protensão química, gera fissuras resultantes da RAA, reduzindo o módulo de elasticidade e resistência do concreto, além de reduzir a ancoragem das armaduras de tração.

Figura 21 – Viga afetada por RAA com deformação arqueada.



Fonte: Kobayashi et al (2013).

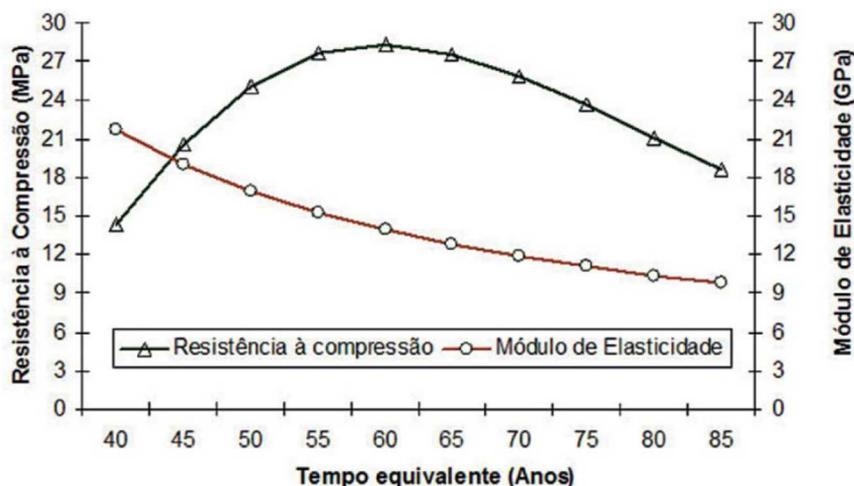
### 2.3.2 Redução nas propriedades mecânicas do concreto

A expansão do gel da RAA dentro do concreto pode causar fissuras que afetam diretamente as propriedades mecânicas do concreto. As modificações são observadas no módulo de elasticidade, resistência à tração e à compressão, contudo há uma grande variabilidade nos resultados de pesquisas, sendo único consenso que o módulo de elasticidade reduz cerca de 50 a 60 % com a reação álcali-agregado (PIGNATELLI, 2012)

Ahmed et al (2000) realizaram ensaios experimentais em corpos de prova de concreto com RAA. Os pesquisadores constataram que a geometria do concreto influencia na expansão do gel, com isso, no aparecimento de fissuras. Nos experimentos obtiveram uma redução insignificante na resistência à compressão do concreto, já a resistência à tração e o módulo de elasticidade obtiveram reduções entre 50 e 80 %.

A Figura 22 ilustra as modificações das propriedades de um concreto afetado por RAA. Observa-se uma redução no módulo de elasticidade de 46 %, enquanto a resistência à compressão cresce em um momento inicial (gel preenchendo os poros) depois reduz em 24 % (HASPARYK, 2005).

Figura 22 – Propriedades mecânicas em um testemunho de concreto afetado por RAA.



Fonte: Hasparyk (2005).

Hasparyk (2011) ressalta que a propriedade mais sensível à RAA seria o módulo de elasticidade, sendo afetado desde o início das reações químicas.

Oliveira (2013) realizou modelagens numéricas com rotinas chamadas de “*User Programmable Features*” (UPF), utilizando o *software* ANSYS, possibilitando a representação dos efeitos deletérios da RAA levando-se em conta o decaimento do módulo de elasticidade. O modelo não atribui o módulo de elasticidade degradado a elementos individualmente, assim, todos os elementos do modelo sofrem a redução. Como resultado o pesquisador relatou que a utilização do ANSYS não é uma boa solução para os problemas do decaimento do módulo de elasticidade, recomendando o pesquisador desenvolver seu próprio código para simulação da RAA.

Tabela 5 – Reduções das propriedades do concreto – resultados da literatura.

Fonte	Resistência à tração ( $f_{tk}$ )	Resistência à compressão ( $f_{ck}$ )	Módulo de elasticidade (E)
Hasparyk (2005)	-	24 %	46 %
Hobbs (1998)	-	-	65 %
John St (1992)	30 %	-	-
Larive (1997)	-	-	40 %
Marzouk e Langdon (2003) (agregado altamente reativo)	37 %	28 %	20 %
Marzouk e Langdon (2003) (agregado moderadamente reativo)	31 %	31 %	20 %

Fonte: Oliveira (2013).

A Tabela 5 mostra um resumo das reduções das propriedades do concreto encontradas por alguns autores. Como pode ser observado, e resistência a tração e o módulo de elasticidade se alternam como as propriedades mais afetadas.

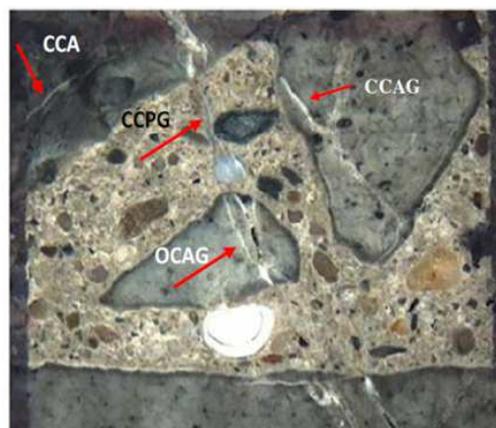
Deve-se notar que a degradação das propriedades mecânicas observadas em laboratório é muito superior à sua diminuição em estruturas reais. O motivo é que os pesquisadores geralmente empregam misturas muito reativas para amplificar os efeitos nos quais estão interessados e realizar testes acelerados (com temperatura de 38°C à 60°C), que podem alterar a estrutura química dos reagentes e conseqüentemente o desenvolvimento da RAA. Além disso, mudanças nos componentes das misturas de concreto entre os autores (reatividade dos agregados e alcalinidade da pasta de cimento) podem provocar degradações muito diferentes nas propriedades mecânicas entre as amostras que apresentam um comportamento expansivo semelhante, como mostrado em Giaccio et al. (2008). Finalmente, deve-se observar que, dependendo dos autores, os valores de degradação das propriedades mecânicas do concreto se referem a diferentes condições de teste (temperatura, umidade, duração do teste) e, portanto, a diferentes valores da expansão do concreto.

Estas observações podem explicar a grande variedade de resultados presentes na literatura.

Sanchez et al (2017) estudaram corpos de provas de concreto afetados por RAA, enfatizando a influência do tipo e natureza dos agregados nas propriedades mecânicas deste concreto. Foram analisados 765 corpos de prova cilíndricos com resistências do concreto à compressão de 25, 35 e 45 MPa, todos eles armazenados em condições que permitisse o desenvolvimento da RAA. Quando os corpos de prova atingiam um dos quatro níveis de expansão desejada para o estudo (0,05 %, 0,12 %, 0,20 % e 0,30 %), estes eram submetidos ao ensaio de deterioração da rigidez (SDT). Para a classificação do dano o autor utilizou exames petrográficos em amostras dos corpos de prova.

Figura 23 – Classificação de dano em uma micrografia utilizando a técnica de petrografia.

<b>Características petrográficas</b>	<b>Abreviação</b>
Fissuras no agregado graúdo	CCA
Abertura de fissura com produto de reação no agregado graúdo	OCAG
Abertura de fissura sem produto de reação no agregado graúdo	CCAG
Fissuras com produto de reação na pasta de cimento	CCPG

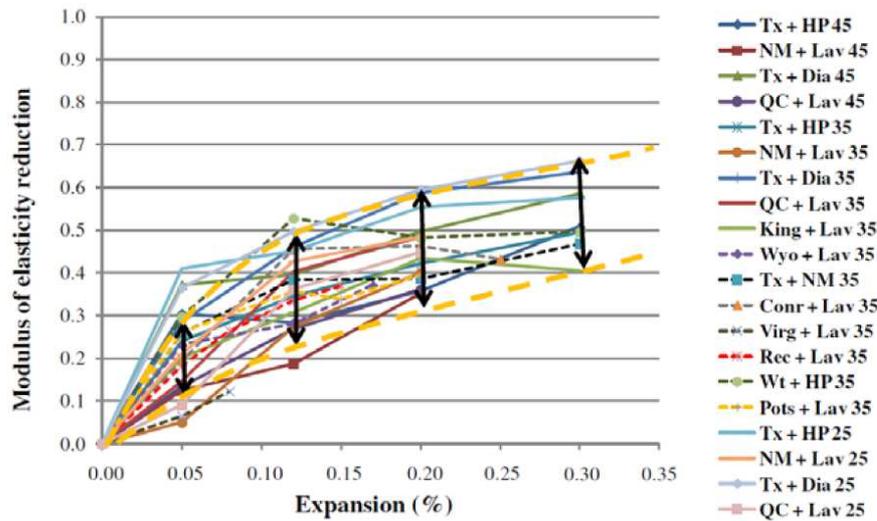


Fonte: adaptado de Sanchez (2014).

A petrografia é ramo da geologia que trata da descrição e classificação sistemática das rochas, especialmente através do exame microscópico de lâminas de seções delgadas. A Figura 23 mostra um exemplo de ensaio petrográfico em uma amostra de 1,0 cm<sup>2</sup>.

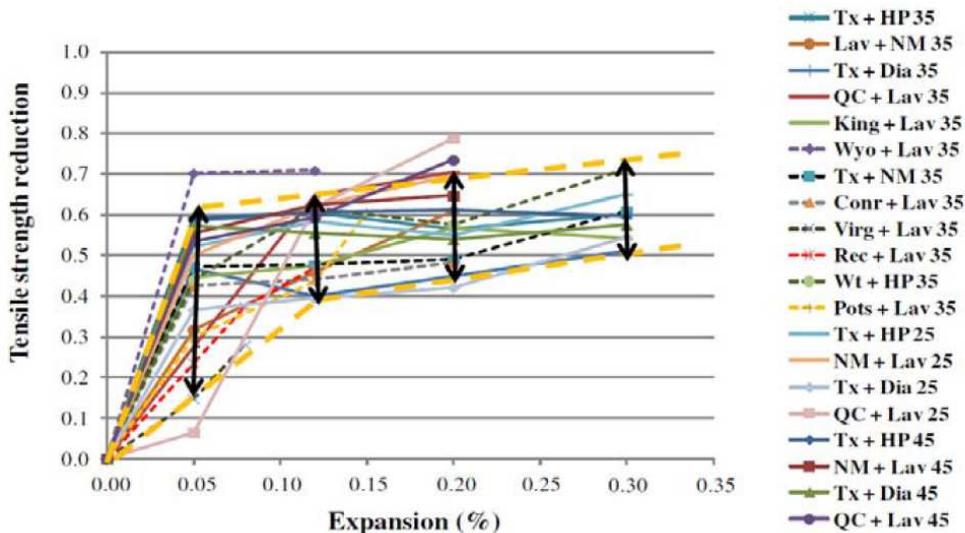
Como já mostrado por outros autores, Sanchez et al (2017) também relatam que o módulo de elasticidade (Figura 24) e a resistência do concreto à tração (Figura 25) são mais afetadas pela RAA do que a resistência à compressão, mas em valores mais altos de expansão esta última pode atingir reduções de até 30% (Figura 26).

Figura 24 – Efeito da RAA na redução do módulo de elasticidade do concreto.



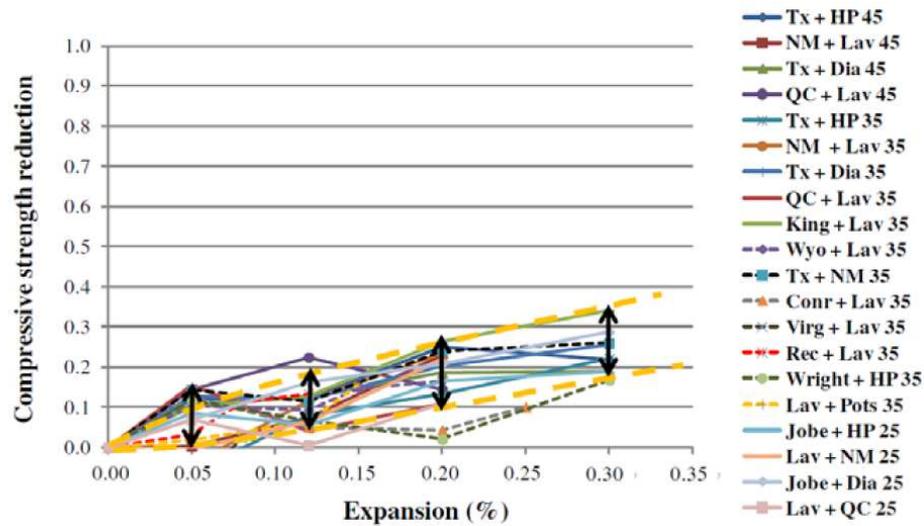
Fonte: Sanchez et al (2017).

Figura 25 – Efeito da RAA na redução da resistência do concreto à tração.



Fonte: Sanchez et al (2017).

Figura 26 – Efeito da RAA na redução da resistência do concreto à compressão.



Fonte: Sanchez et al (2017).

Sanchez et al (2017) analisaram diferentes tipos de concretos, com diferentes tipos de agregados, e apresentaram resultados em diferentes níveis de expansão, onde sugeriram que os resultados encontrados poderiam ser utilizados em concretos convencionais de resistência entre 25 e 45 MPa que contenham RAA. A Tabela 6 mostra um resumo da quantificação do dano ao concreto devido à RAA, apresentado na Figura 24, Figura 25 e Figura 26.

Tabela 6 – Quantificação do dano ao concreto devido à RAA.

Classificação do grau do dano pela RAA (%)	Referência do nível de expansão (%)	Variação da redução pela RAA		
		Redução Módulo de elasticidade (%)	Redução da Resistência à compressão (%)	Redução da Resistência à tração (%)
<b>Negligenciável</b>	<b>0,00 – 0,03</b>	-	-	-
<b>Marginal</b>	<b>0,04 ± 0,01</b>	5 – 37	0 – 15	15 – 60
<b>Moderado</b>	<b>0,11 ± 0,01</b>	20 – 50	5 – 20	40 – 65
<b>Alto</b>	<b>0,20 ± 0,01</b>	35 – 60	13 – 25	45 – 70
<b>Muito alto</b>	<b>0,30 ± 0,01</b>	40 - 67	20 - 35	50 - 75

Fonte: Sanchez et al (2017).

Portanto, é evidente a deterioração do concreto afetado pela RAA, tendo como principais consequências as reduções do módulo de elasticidade, resistência à tração e resistência à compressão, sendo esta última afetada apenas em grandes expansões. A quantificação das reduções das propriedades mecânicas do concreto, divergem muito entre os autores, o que podem gerar incertezas quando da aplicação destes resultados em concretos convencionais.

### 3 ANÁLISE NUMÉRICA

Este capítulo foi dividido em seis partes: a primeira contendo as considerações iniciais; a segunda parte mostra informações sobre o programa computacional utilizado na pesquisa; a terceira parte fala dos elementos finitos utilizados; a quarta e a quinta partes expõem os modelos constitutivos e os tipos de processamento; e a sexta e última parte detalha os modelos analisados.

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Foram realizadas simulações numéricas para representar o comportamento de blocos de fundação sobre duas, três e cinco estacas, utilizando o programa computacional DIANA, baseado no Método dos Elementos Finitos.

Nesta etapa foram elaborados os modelos numéricos tendo como base os dados dos blocos pesquisados pelos autores: Delalibera (2006) para o bloco de duas estacas; Miguel (2000) para o bloco de três estacas; Burgos Filho (2018) para o bloco de cinco estacas, sendo que, os dois primeiros pesquisadores realizaram pesquisas experimentais e o último, pesquisa numérica. Através das simulações foi possível observar a influência das reduções nas propriedades mecânicas do concreto, como também o panorama de fissuração do concreto dos blocos.

O *software* DIANA foi escolhido pelo fato de apresentar modelos mecânicos que melhor representam o material concreto, além de representar com facilidade as armaduras através de um elemento específico chamado *reinforcement*, incorporado facilmente ao modelo, sem a necessidade de elementos de ligação nem a coincidência dos nós da armadura com os demais elementos.

Neste capítulo serão apresentadas informações sobre a utilização do DIANA, além dos parâmetros utilizados nos modelos numéricos, como a geometria, o elemento finito, a discretização da malha de elementos finitos e os passos de cargas.

#### 3.2 PROGRAMA COMPUTACIONAL DIANA

O programa computacional DIANA vem sendo desenvolvido desde 1972 pela *TNO Building and Construction Research Company* na Holanda, sendo destinado à análise por meio

do Método dos Elementos Finitos baseado no método dos deslocamentos, sendo uma excelente ferramenta para análises tridimensionais e não lineares.

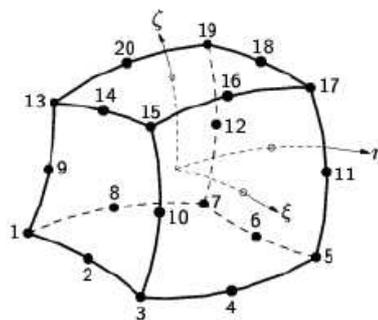
Souza (2004) e Barros (2009) apontaram vastas propriedades do DIANA aplicadas diretamente ao concreto armado, considerando vários fenômenos complexos, dentre estes podemos citar: cura, fluência, plasticidade, fissuração, temperatura do concreto, podendo estes efeitos serem aplicados em análises não lineares. O programa também oferece grande variedade de elementos em sua biblioteca, como: membranas, placas, sólidos, vigas, elementos de contato, elemento de interface e os elementos do tipo *reinforcements*, utilizados na simulação de barras das armaduras imersas em concreto.

Amparando-se no seu potencial e na capacidade de simular o comportamento de estruturas de concreto armado, optou-se por sua utilização para o desenvolvimento das análises numéricas desta pesquisa.

### 3.3 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

Utilizou-se elementos sólidos para representação do concreto do pilar, das estacas e do bloco. Os elementos sólidos apresentam três graus de liberdade em cada nó, sendo estes graus os deslocamentos nas direções x, y e z. O elemento utilizado nesta pesquisa foi o CHX60, que apresenta 20 nós e 60 graus de liberdade, sendo sua função aproximadora quadrática para os deslocamentos.

Figura 27 – Elemento CHX60 e sua função aproximadora em deslocamento.



$$\begin{aligned}
 u_i(\xi, \eta, \zeta) = & a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta \\
 & + a_6\xi\zeta + a_7\xi^2 + a_8\eta^2 + a_9\zeta^2 + a_{10}\xi\eta\zeta + a_{11}\xi^2\eta \\
 & + a_{12}\xi^2\zeta + a_{13}\xi\eta^2 + a_{14}\xi\zeta^2 + a_{15}\eta^2\zeta + a_{16}\eta\zeta^2 \\
 & + a_{17}\xi^2\eta\zeta + a_{18}\xi\eta^2\zeta + a_{19}\xi\eta\zeta^2
 \end{aligned}$$

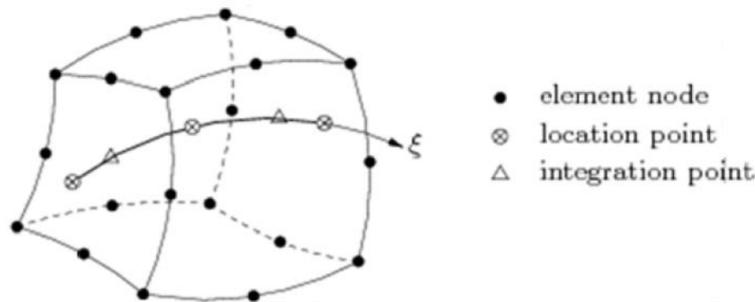
Fonte: Diana (2005).

A biblioteca do DIANA apresenta elementos mais simples do que o CHX60, mas, estes possuem funções mais simplificadas e para análises não lineares recomenda-se a utilização de elementos com aproximação quadrática ou cúbica em deslocamentos.

Barros (2009) realizou estudos paramétricos comparando-se três elementos finitos diferentes, onde os resultados indicaram a utilização do elemento CHX60 para simulação de blocos de concreto armado sobre estacas. A Figura 27 apresenta o elemento CHX60 e a função aproximadora para os deslocamentos.

Para modelagem das barras de aço foi utilizado um recurso do programa chamado de *Embedded Reinforcements* (Figura 28). Este recurso não possui nós, funcionam como enrijecedores dos elementos finitos aos quais se conectam. Este artifício não possui grau de liberdade, mas tem seu comportamento habilitado na direção axial da barra, onde as deformações são associadas ao elemento em seu entorno, considerando a aderência perfeita entre o aço e o concreto.

Figura 28 – Reinforcement, enrijecedor de elementos finitos.



Fonte: Diana (2005).

### 3.4 MODELOS CONSTITUTIVOS

Após certa intensidade de tensão as estruturas de concreto apresentam acréscimos de deformações, este comportamento é conhecido por *strain softening* ou amolecimento, tende a ser mais acentuados em algumas regiões da estrutura. O programa DIANA dispõe do modelo de fissuras *Smearred Crack Model* e de fissuras discretas *Discrete Crack Model*, que utilizam parâmetros da mecânica da fratura, para descrever este fenômeno.

O modelo de fissura discreta gera uma nova malha de elementos finitos a cada incremento de carga, de modo a representar a descontinuidade da fissura. Segundo Rots e Blaauwendraad (1989), esta alternativa gera mudanças contínuas na conectividade dos nós dos elementos finitos e obriga a fissura a seguir um caminho pré-definido. Esta discretização em modelos

tridimensionais eleva bastante o tempo de processamento das análises. Já o modelo de fissura distribuída trata o fraturamento do concreto mantendo a continuidade do material sem alterar a discretização original.

Nesta pesquisa optou-se pelo modelo de fissuras distribuídas, onde os parâmetros necessários para a análise são: energia de fratura na tração  $G_f$ , energia de fratura na compressão  $G_c$ , resistências à tração e à compressão, fator de retenção ao cisalhamento  $\beta$  e a largura de banda das fissuras  $h_{cr}$ .

A energia de fratura, à tração ou à compressão, é a energia necessária para causar um dano irreversível no material. O *fib* Model Code (2010) permite estimar a energia de fratura à tração ( $G_f$ ) definida como um parâmetro que depende apenas da resistência média à compressão do concreto, conforme a equação (1) a seguir:

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (1)$$

Sendo:

$G_f$  energia de fratura à tração (N/m);

$f_{cm}$  resistência média do concreto à compressão em MPa;

A energia de fratura a compressão ( $G_c$ ) foi calculada de acordo com o *fib* Model Code (2010), pela equação (2).

$$G_c = 250 \cdot G_f \quad (2)$$

Este trabalho utilizou as formulações do *fib* Model Code (2010) para obtenção dos valores de energia de fratura à tração ( $G_f$ ) e da energia de fratura à compressão ( $G_c$ ).

CEB (1990) apresenta equação para obtenção da energia de fratura à tração ( $G_f$ ), utilizando as propriedades dos materiais, resistência média à compressão e o tamanho do agregado, equação (3).

$$G_f = G_{F0} \cdot (f_{cm} \cdot f_{cm0})^{0,7} \quad (3)$$

Souza (2006) indica que a energia de fratura à tração ( $G_f$ ) apresente valores entre 50 e 100 vezes superior à energia de fratura à compressão ( $G_c$ ).

Foi realizada, nesta pesquisa, análise comparativa entre os valores indicados pelos *fib* Model Code (2010) e o CEB (1990). Utilizando o modelo de duas estacas, foram aplicados os valores de ( $G_f$ ) e ( $G_c$ ) indicados pelos dois códigos. Os resultados de força última, nos modelos com valores do *fib* Model Code (2010), foram até 20 % maiores que os modelos com valores do CEB (1990), um indicativo que a utilização dos valores do código mais moderno deixa os

modelos mais rígidos. Mais informações sobre esta análise podem ser observadas no apêndice A deste trabalho.

O coeficiente de retenção ao cisalhamento  $\beta$  é um parâmetro que permite reduzir o valor do módulo de elasticidade transversal do material, após iniciada a fissuração. A influência desse parâmetro é maior em problemas cuja ruína ocorre por cisalhamento. De acordo com Barros (2013), em blocos de fundações rígidos, o efeito do cisalhamento tende a ser desconsiderado, pois o modelo de biela e tirantes desconsidera o efeito do cisalhamento.

O *software* DIANA sugere a utilização do coeficiente de retenção ao cisalhamento  $\beta$  entre os valores 0,01 e 0,99. No capítulo 3 deste trabalho, foram realizadas análises paramétricas para definir quais valores eram adequados em cada modelo, sendo variados os valores: 0,01; 0,20; 0,40; 0,60; 0,80 e 0,99.

O comprimento de banda de fissuras ( $h$ ) é um coeficiente utilizado para suprir a dependência de malha do modelo. Esse parâmetro pode ser fornecido pelo usuário, bem como calculado pelo programa, em função do tipo de elemento finito utilizado.

Utilizando a curva tensão-deformação apresentada pelo DIANA, pode-se calcular o comprimento da banda de fissura pela equação (4).

$$h = \frac{2 \cdot G_f}{\varepsilon_u \cdot f_t} \quad (4)$$

sendo:

$G_f$	energia de fratura à tração;
$h$	comprimento da banda de fissura;
$\varepsilon_u$	deformação última à tração do concreto;
$f_t$	resistência à tração do concreto.

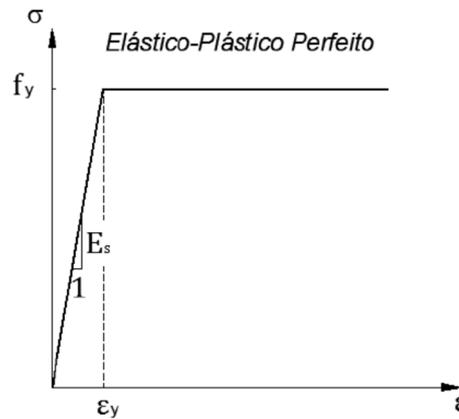
A deformação última do concreto  $\varepsilon_u$  pode ser calculada utilizando a lei de Hooke, pela equação (5). Sendo considerada a deformação no escoamento de uma barra de aço CA-50, onde o a tensão resistente é de 500 MPa e o módulo de elasticidade é de 210000 MPa.

$$\varepsilon_u = \frac{\sigma}{E} = \frac{500}{210000} = 0,00238 = 0,238 \% \quad (5)$$

Segundo Silva (2007), não existe concordância entre pesquisadores sobre a definição deste parâmetro para o concreto, e recomenda a utilização do comprimento da banda de fissuração ( $h$ ) com valor inicial igual ao diâmetro máximo do agregado graúdo (19 mm). No capítulo 3 deste estudo, foi realizada análise paramétrica alternando os valores da banda de fissura entre a formulação indicada pelo DIANA e o diâmetro máximo do agregado.

O modelo utilizado na representação do aço foi o critério de plastificação de Von Mises, com comportamento elastoplástico perfeito, contendo dois trechos de deformações bem distintos, um elástico e outro de escoamento (Figura 29).

Figura 29 – Comportamento elastoplástico.



Fonte: Silva (2013).

A abertura e orientação das fissuras são tratadas pelo programa DIANA por meio de dois modelos, o incremental ou plástico e o modelo *Total Strain*.

Os modelos incrementais ou plásticos são apresentados por meio do *Multi-Directional Crack Model*, sendo um modelo baseado na teoria plástica dividindo as deformações em elásticas e plásticas. A formulação deste modelo não está disponível para elementos sólidos, para esta situação é recomendado o modelo *Total Strain*. Esta pesquisa utilizou o modelo *Total Strain*.

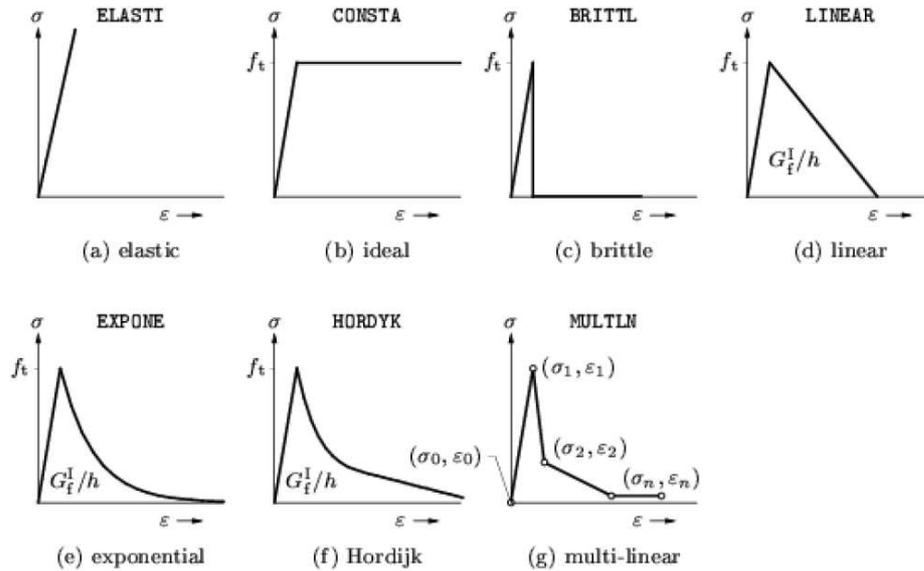
Segundo DIANA (2005b) os modelos *Total Strain* representam de maneira satisfatória os estados limites último e de serviço de estruturas de concreto, por descrever o comportamento do material à tração na compressão baseado na relação tensão-deformação. São disponibilizados dois modelos *Total Strain*: *Rotating Crack Model* e *Fixed Crack Model*, sendo que o primeiro permite que a abertura de fissura mude de direção enquanto se propaga no material, já o segundo, mantém o mesmo ângulo de abertura inicial permitindo mudanças de direção apenas quando a fissura atingir  $90^\circ$  em relação ao ângulo inicial. Para esta pesquisa foi utilizado o modelo *Total Strain Fixed Crack Model*.

A entrada de dados nos modelos *Total Strain* é composta por duas partes: dados básicos, como o coeficiente de Poisson, módulo de elasticidade e as resistências à compressão e à tração, e dados do comportamento do concreto na compressão, tração e cisalhamento.

Os dados podem ser inseridos diretamente no DIANA ou escolhendo um modelo disponível no programa. A Figura 30 e a Figura 31 mostram modelos, baseados em energia de

fratura, que representam o comportamento do concreto sob tração e compressão, respectivamente.

Figura 30 – Modelos Constitutivos à tração.

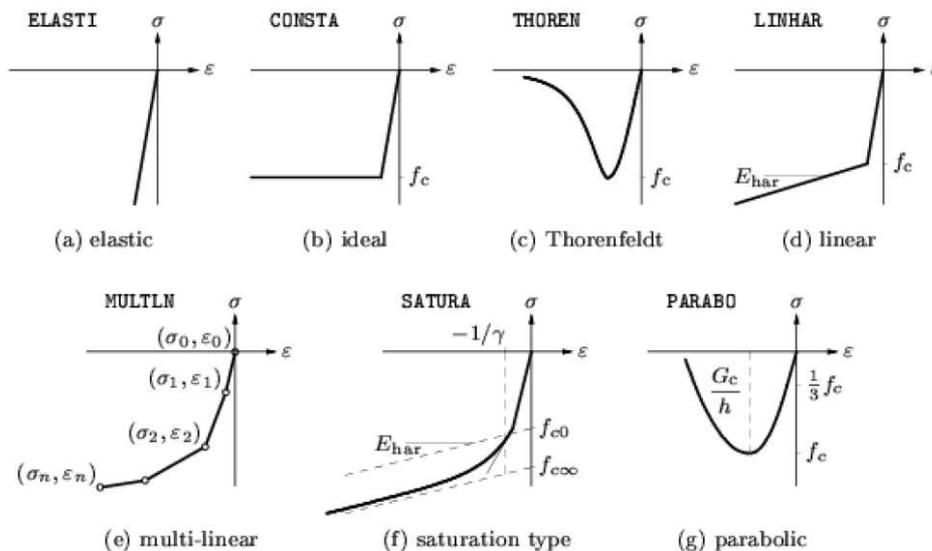


Fonte: DIANA (2005b).

Para esta pesquisa foram utilizadas a curva parabólica para representar o comportamento do concreto à compressão e a curva exponencial para representar o comportamento do concreto à tração.

Com a fissuração pode ocorrer redução na rigidez transversal do material, conhecida no DIANA por *Shear Retention*, onde é considerada por meio do coeficiente de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ ) onde o programa disponibiliza dois modelos, retenção completa e retenção constante.

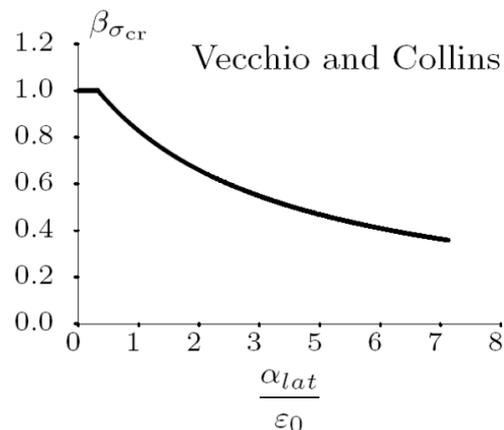
Figura 31 – Modelos Constitutivos à compressão.



Fonte: DIANA (2005b).

Segundo Rots e Blaauwendraad (1989), os modelos de fissuras fixas diferem dos modelos de fissuras rotacionais por não preservarem uma memória permanente da orientação dos danos. No concreto, os efeitos laterais, provocados pela fissuração e pelo confinamento, induzem à redução e elevação da resistência à compressão respectivamente. Em DIANA (2005c), o efeito lateral de fissuração pode ser considerado por meio da relação dada por Collins e Vecchio, Figura 32, e o efeito do confinamento por meio do modelo de Selby e Vecchio.

Figura 32 – Fator de redução ocasionado pela fissuração lateral.



Fonte: DIANA (2005c).

### 3.5 PROCESSAMENTOS NO DIANA

O DIANA possui um pré-processador, chamado de iDIANA, no qual é definida a geometria, condições de contorno, as ações, e as propriedades físicas e mecânicas dos materiais.

O iDIANA permite a utilização de *script* contendo todos os comandos necessários para a criação do modelo. O uso de *scripts* facilita a criação do modelo, bem como permite alterações nos modelos sem a necessidade de se utilizar o pré-processador.

O processamento final é realizado no DIANA, onde são fornecidas as informações relativas ao tipo de análise, do processamento, critérios de convergência, método de resolução dos sistemas de equações não-lineares e arquivos de saída.

Para a resolução de sistemas de equações não-lineares o DIANA dispõe de diversos métodos, dentre os quais destacam-se o método de Newton-Raphson Regular, Newton-Raphson Modificado, Quasi-Newton (Método Secante) e Método da Rigidez Linear.

O método Newton-Raphson é incremental-iterativo, onde o resíduo tem função contínua nas proximidades da solução, assim, em uma dada interação seja encontrada a solução onde o valor do resíduo é nulo.

Este método busca calcular um incremento nos deslocamentos em cada passo de carga, atualizando a matriz de rigidez (tangente) em cada interação. A utilização deste tipo de matriz define o método Newton-Raphson regular, onde, se atualiza a matriz de rigidez a cada interação de tal modo que os deslocamentos são obtidos para o último estado conhecido, mesmo que esse não corresponda a um estado de equilíbrio, dessa forma conduz à convergência em poucas iterações, mas exigindo um elevado tempo computacional.

O método Newton-Raphson modificado, calcula a matriz de rigidez apenas na primeira interação de cada passo de carga. Este processo demanda um número maior de interações.

O método Quasi-Newton não atualiza a matriz de rigidez em cada interação. Este método utiliza as informações prévias dos vetores de forças não equilibrados, obtendo melhor aproximação durante a aplicação dos incrementos de força ou deslocamento.

Barros (2009) realizou testes utilizando os testes apresentados anteriormente e concluiu que o método Newton-Raphson regular oferece os melhores resultados nas simulações de blocos sobre estacas, sendo este método utilizado nesta pesquisa.

Para o critério de convergência, o DIANA fornece três opções: critério formulado pelos deslocamentos, pelas forças ou pela energia. O critério de energia é o mais abrangente, leva em consideração o efeito dos deslocamentos e das forças simultaneamente. Para problemas estruturais, geralmente, uma tolerância de  $10^{-2}$  conduz a soluções confiáveis.

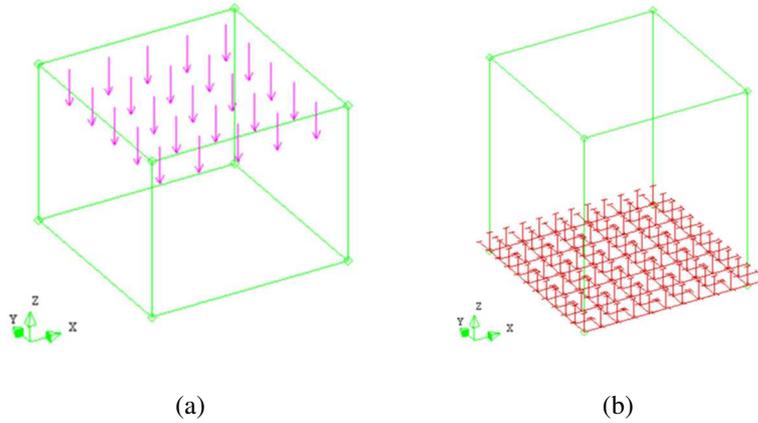
### 3.6 MODELOS ANALISADOS

As ações aplicadas aos modelos tentaram reproduzir as situações utilizadas em ensaios experimentais, onde, normalmente, as cargas são transmitidas ao modelo por meio de uma chapa metálica espessa sobre o pilar. Assim, os carregamentos foram aplicados uniformemente distribuídos no topo do pilar com sentido negativo de Z (Figura 33a). O carregamento foi aplicado como tensão e em passos de carga, onde o valor de cada passo de carga foi de  $1,0 \text{ N/mm}^2$ .

Quanto às condições de contorno, Barros & Giongo (2010) estudaram blocos de fundação sobre duas estacas variando tipos de condições de contorno aplicadas na base da estaca. Verificou-se que o tipo de restrição na base da estaca não tinha influência significativa sobre os resultados.

Para as condições de contorno dos modelos, foram restringidos todos os nós da base das estacas nas três direções, com isso, mantendo as condições semelhantes as utilizadas em ensaios experimentais (Figura 33b).

Figura 33 – (a) ação aplicada no pilar como tensão (b) condição de contorno na estaca.

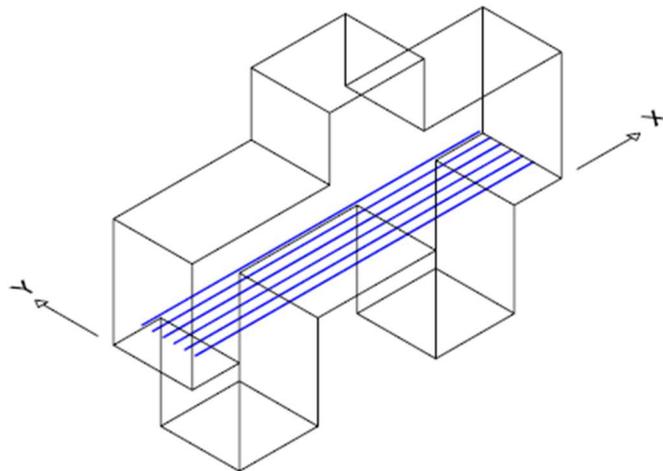


Fonte: O Autor (2019).

### 3.6.1 Bloco sobre duas estacas

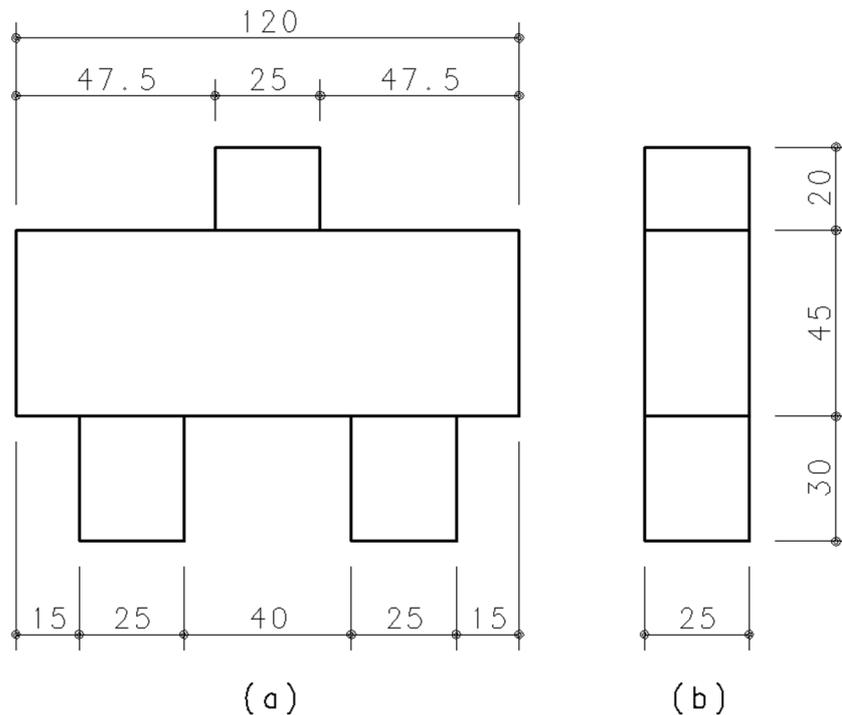
Para análise do bloco de fundação sobre duas estacas, utilizou-se os dados experimentais de um dos quatorze blocos ensaiados por Delalibera (2006), onde o bloco selecionado tem como sigla B45P25E25e0A<sub>SW,0</sub>. O pilar e as estacas são armados e o bloco possui armadura principal sem gancho, não possuindo armadura transversal, Figura 34. O bloco tem seção transversal de 120 cm x 25 cm, com altura de 45 cm; o pilar tem seção transversal de 25 cm x 25 cm, e altura de 20 cm; as estacas tem seção transversal de 25 cm x 25 cm e profundidade de 30 cm, com distância entre eixos de 65 cm. A geometria do bloco pode ser observada na Figura 35.

Figura 34 – Perspectiva do modelo com duas estacas com armadura apenas do bloco.



Fonte: Delalibera (2006).

Figura 35 – Dimensões do bloco de duas estacas – (a) vista frontal; (b) vista lateral.



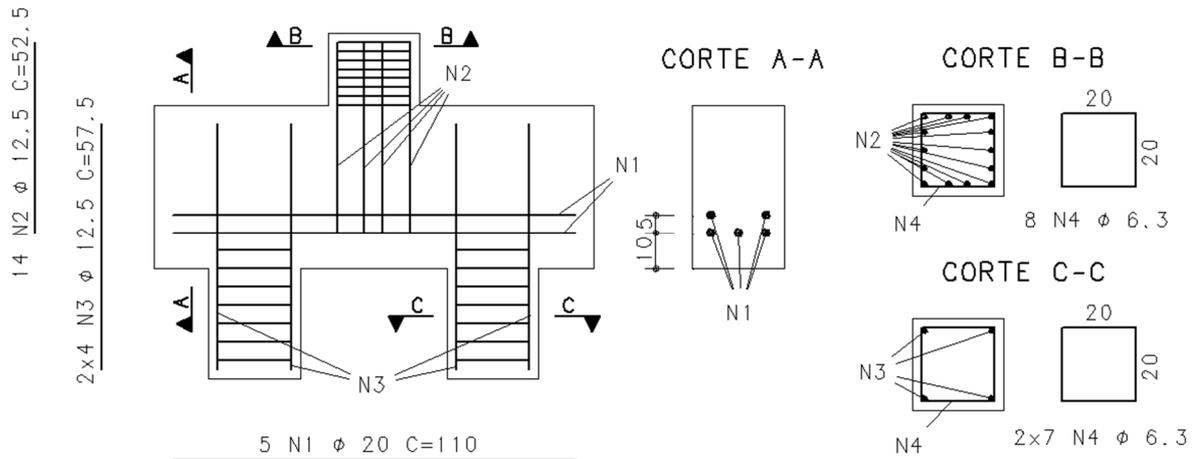
Fonte: O Autor (2019).

Para o dimensionamento do bloco, Delalibera (2006) utilizou as recomendações de Blévoit e Frémy (1967) e o detalhamento pela NBR 6118 (2003). As armaduras foram dimensionadas para não sofrerem escoamento, pois, o interesse era analisar a ruína do bloco por esmagamento ou fendilhamento das bielas de compressão.

Para garantir que a ruína ocorresse no bloco, a resistência a compressão do concreto das estacas e do pilar tinha valores maiores. Adotou-se, para o dimensionamento das armaduras do modelo, 500 MPa para a resistência a tração do aço, 25 MPa para resistência a compressão do concreto do bloco e 50 MPa para o pilar e estacas.

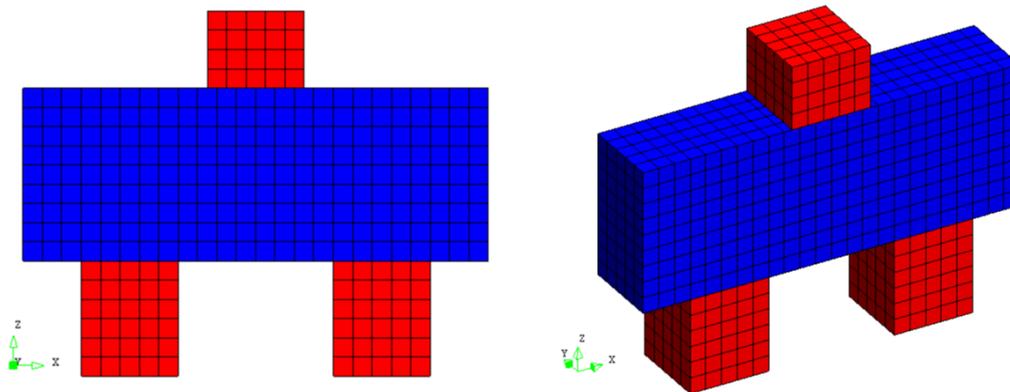
Nesta pesquisa utilizou-se as armaduras dimensionadas por Delalibera (2006), com ajustes (alguns centímetros pra coincidir com os nós do modelo) no detalhamento para adequar ao modelo numérico. As armaduras do bloco com diâmetro de 20 mm, armadura principal do pilar com diâmetro de 12,5 mm, armadura principal da estaca com diâmetro de 12,5 mm e estribos do pilar e das estacas com diâmetro de 6.3 mm. O detalhamento das armaduras pode ser visto na Figura 36.

Figura 36 – Detalhamento da armação do bloco de duas estacas.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 37 – Malha mapeada de elementos finitos do bloco sobre duas estacas.



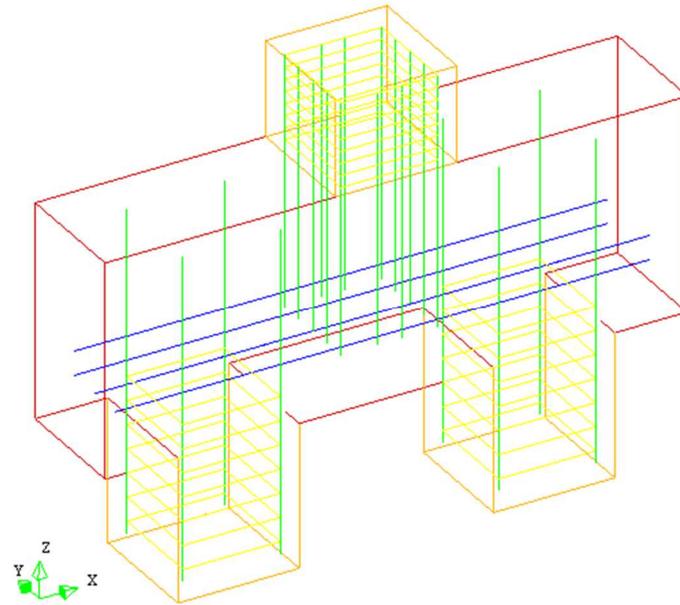
Fonte: O Autor (2019).

Neste trabalho foi considerada a não linearidade física dos materiais, onde utilizou-se o elemento CHX60, Figura 27, disponível na biblioteca do DIANA, para a discretização do bloco, pilar e estacas. Para a distribuição dos elementos finitos, optou-se por utilizar uma malha mapeada por dar resultados satisfatório sem necessidade de discretização mais refinada, não sendo possível com a utilização de malha gerada automática pelo programa.

Para representar o modelo experimental de Delalibera (2006), onde o cobrimento do concreto foi de 25 mm, utilizou-se todas as distâncias entre nós de 25 mm, nos eixos principais. O modelo numérico utilizado nesta pesquisa possui 8.433 nós e 2.304 elementos, com o tempo de processamento médio de 5 h e 14 min, utilizando processador INTEL i5.

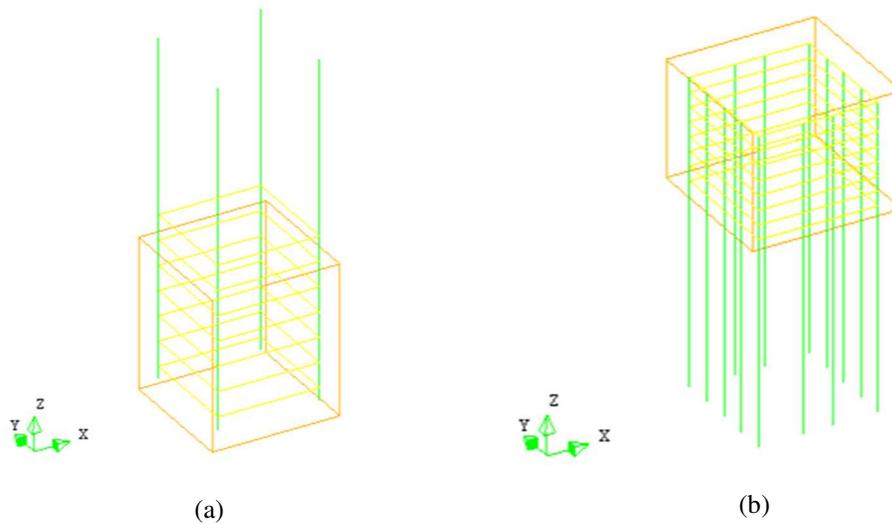
A Figura 37 mostra o modelo com a malha mapeada, a Figura 38 e a Figura 39 mostram as armaduras do modelo.

Figura 38 – Perspectiva das armaduras do bloco sobre duas estacas.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 39 – Bloco sobre duas estacas: (a) armaduras das estacas; (b) armaduras do pilar.



Fonte: O Autor (2019).

Delalibera (2006) realizou ensaios experimentais para obtenção da resistência à tração do aço, resistência a compressão e tração dos concretos do bloco, estacas e pilar e dos módulos de elasticidade.

Na Tabela 7 é apresentado um resumo dos parâmetros utilizados no modelo numérico desenvolvido nesta pesquisa.

Tabela 7 – Parâmetros relativos à análise do bloco sobre duas estacas.

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>
Resistência média à compressão do concreto do bloco, $f_{cm}$ (DELALIBERA, 2006)	32,5 MPa
Resistência média à compressão do concreto do pilar e das estacas, $f_{cm}$ (DELALIBERA, 2006)	55 MPa
Resistência média à tração do concreto do bloco, $f_{ct,m}$ (DELALIBERA, 2006)	2,3 MPa
Resistência média à tração do concreto do pilar e das estacas, $f_{ct,m}$ (DELALIBERA, 2006)	3,3 MPa
Módulo de elasticidade do concreto do bloco (DELALIBERA, 2006)	27500 MPa
Módulo de elasticidade do concreto do pilar e das estacas (DELALIBERA, 2006)	34937 MPa
Módulo de elasticidade do aço (DELALIBERA, 2006)	210000 MPa
Resistência à tração do aço $\varnothing$ 20 mm, $f_y$ (DELALIBERA, 2006)	550 MPa
Resistência à tração do aço $\varnothing$ 12.5 mm, $f_y$ (DELALIBERA, 2006)	578 MPa
Resistência à tração do aço $\varnothing$ 6.3 mm, $f_y$ (DELALIBERA, 2006)	597 MPa
Coefficiente de Poisson do concreto	0,2
Coefficiente de Poisson do aço	0,3
Coefficiente de retenção ao cisalhamento, $\beta$	0,01; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 0,99 *
Elemento finito sólido, concreto	CHX60
“Elemento”, armadura	<i>reinforcements</i>
Método de resolução do sistema de equações	<i>Newton-Raphson regular</i>
Modelo construtivo do concreto	<i>Total Strain fixed crack</i>
Modelo construtivo do aço	<i>Von Mises</i>
Critério de convergência	Energia, 1%
Subdivisão da malha	2,5 cm
Energia de fratura à tração, $G_f$ (bloco)	0,137 N/mm
Energia de fratura à tração, $G_f$ (pilar e estacas)	0,150 N/mm
Energia de fratura à compressão, $G_c$ (bloco)	34,25 N/mm
Energia de fratura à compressão, $G_c$ (pilar e estacas)	37,50 N/mm
Comprimento da banda de fissura, $h$ (bloco)	19,00; 50,06 *
Comprimento da banda de fissura, $h$ (pilar e estacas)	19,00; 38,20 *

\* valores dos parâmetros variados na análise paramétrica

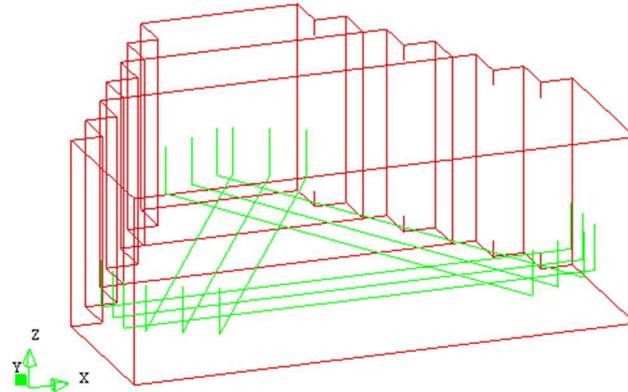
Fonte: O Autor (2019).

### 3.6.2 Bloco sobre três estacas

Para análise do bloco de fundação sobre três estacas, utilizou-se os dados experimentais obtidos nos ensaios realizados por Miguel (2000), onde o bloco selecionado tem como sigla B30A1. O pilar e as estacas são armados e o bloco possui armadura principal com gancho, não possuindo armadura transversal, Figura 40. O bloco tem, em planta, seção transversal triangular de base 170 cm e altura 145 cm, altura do bloco de 60 cm; o pilar tem seção transversal de 35

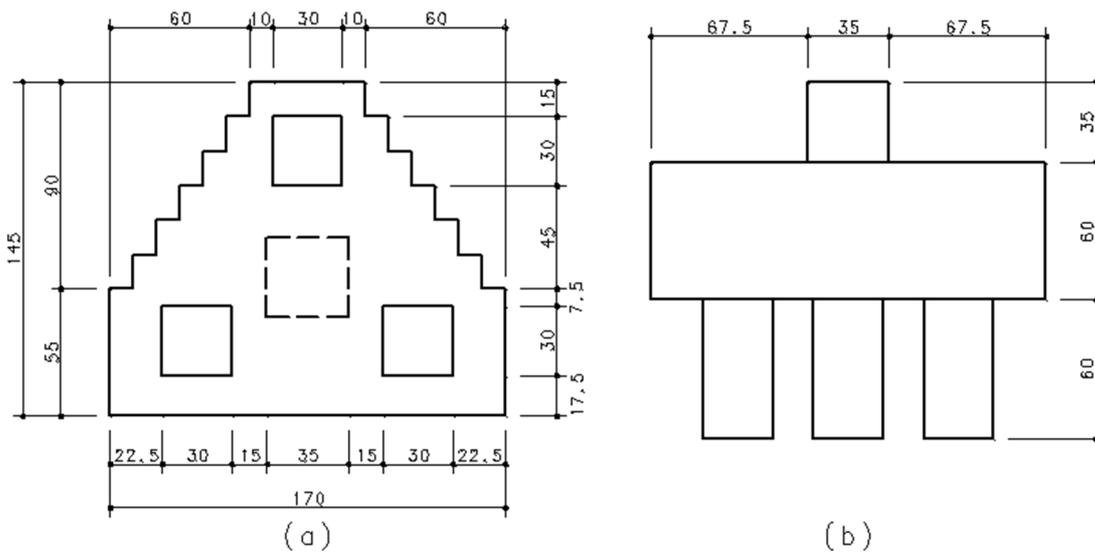
cm x 35 cm, e altura de 35 cm; as estacas tem seção transversal de 30 cm x 30 cm e profundidade de 60 cm, com distância entre eixos de 95 cm. A geometria do bloco pode ser observada na Figura 41. O modelo ensaiado por Miguel (2000) possui estacas de seção circular, neste estudo optou-se por estacas de seção quadrada por facilidade de modelagem.

Figura 40 – Perspectiva do modelo com três estacas com armadura apenas do bloco.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 41 – Dimensões do bloco de três estacas – (a) vista em planta; (b) vista frontal.

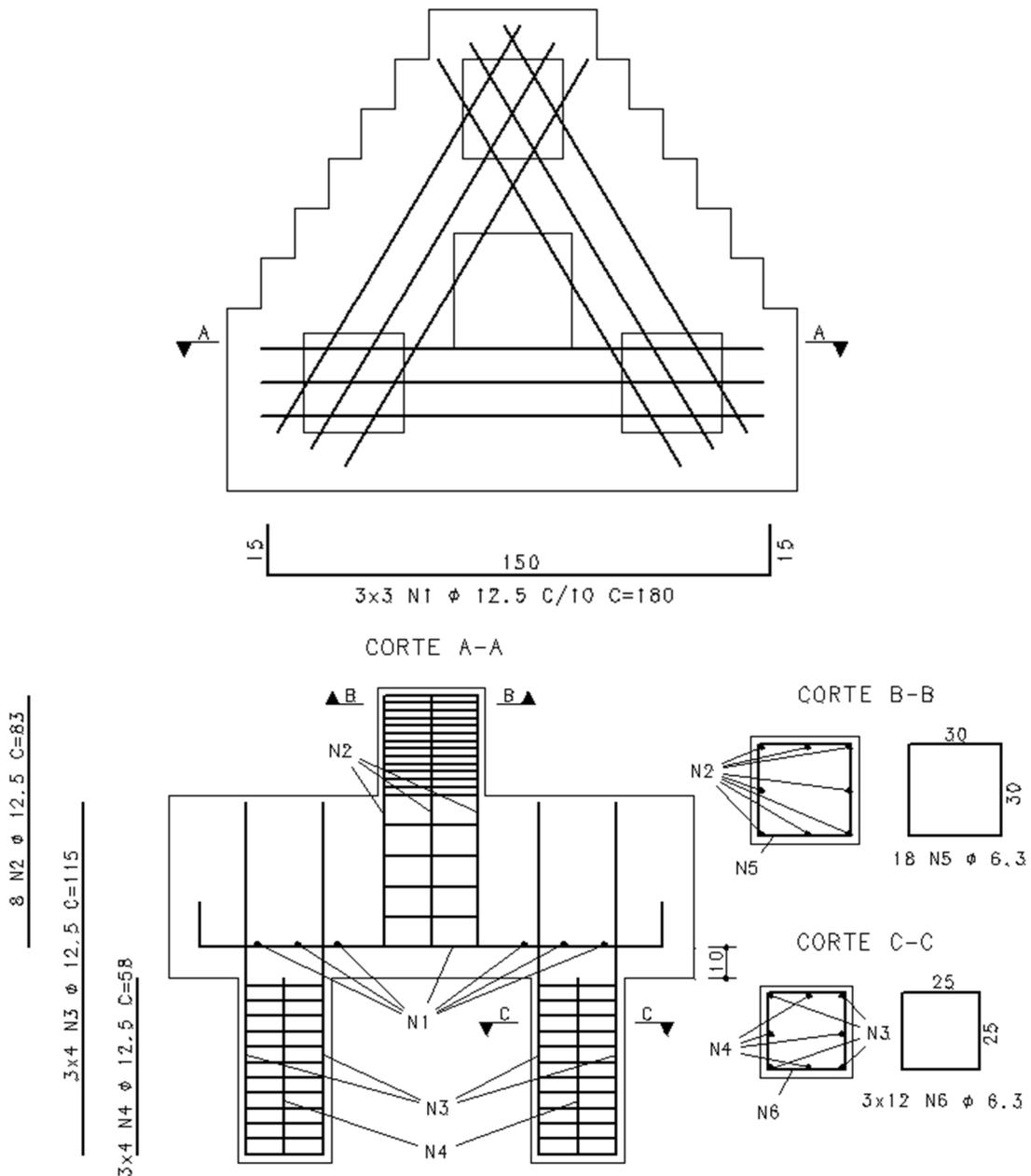


Fonte: O Autor (2019).

Para o dimensionamento do bloco Miguel (2000) utilizou as recomendações para dimensionamento de blocos rígidos, sugerida por Blévoit e Frémy (1967) e o detalhamento pela NBR 6118 (2003). As armaduras foram dimensionadas para não sofrerem escoamento, pois, o interesse era analisar a ruína do bloco, também não foram considerados coeficientes de segurança.

Adotou-se, para o dimensionamento das armaduras do modelo, 500 MPa para a resistência à tração do aço, 20 MPa para resistência à compressão do concreto.

Figura 42 – Detalhamento da armadura do bloco de três estacas.

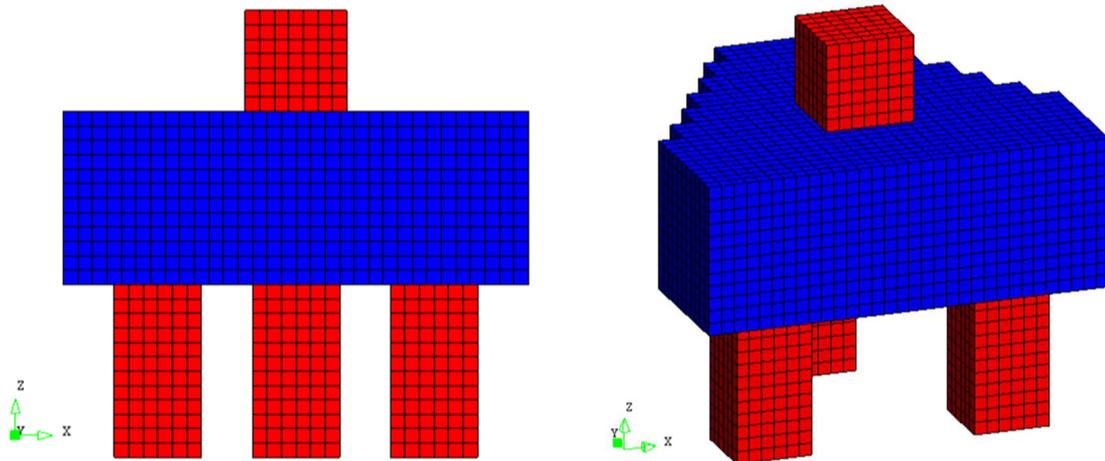


Fonte: O Autor (2019).

Nesta pesquisa utilizou-se as armaduras dimensionadas por Miguel (2000), com ajustes (alguns centímetros pra coincidir com os nós do modelo) no detalhamento para adequar ao modelo numérico. As armaduras do bloco com diâmetro de 12,5 mm, armadura principal do pilar e das estacas com diâmetro de 12,5 mm, e estribos do pilar e das estacas com diâmetro de 6.3 mm. O detalhamento das armaduras pode ser visto na Figura 42.

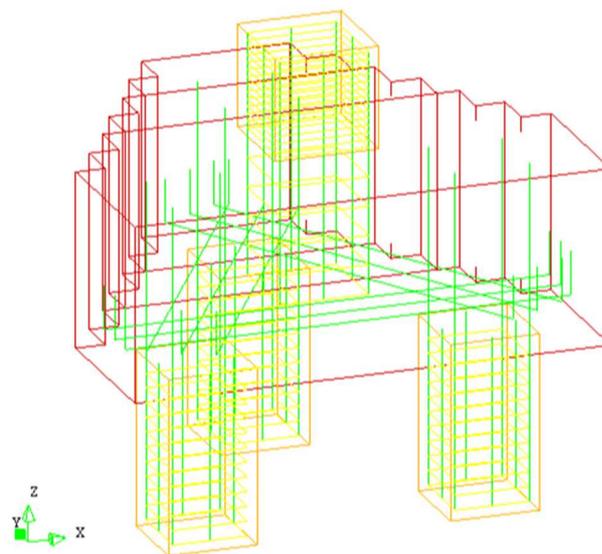
Foi considerada a não linearidade física dos materiais e utilizado o elemento finito CHX60, Figura 27, para a discretização do bloco, pilar e estacas. Optou-se por utilizar uma malha de elementos finitos mapeada.

Figura 43 – Malha mapeada de elementos finitos do bloco sobre três estacas.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 44 – Perspectiva das armaduras do bloco sobre três estacas.

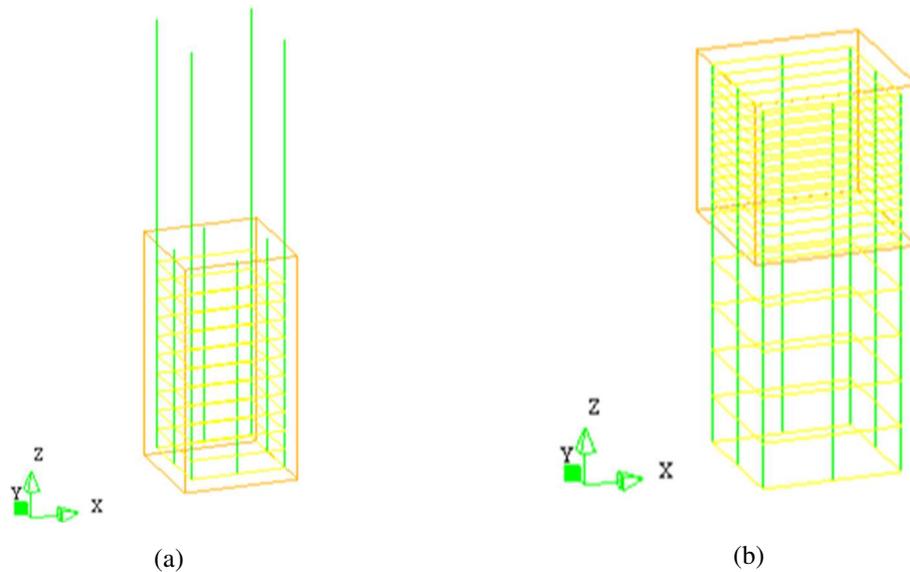


Fonte: O Autor (2019).

Para representar o modelo ensaiado por Miguel (2000), utilizou-se todas as distâncias entre nós, nos eixos principais, de 25 mm. O tempo médio de processamento do modelo foi de 59 h e 19 min, utilizando processador INTEL i5, onde, o modelo possui 48.782 nós e 12.241 elementos.

A Figura 43 mostra o modelo com a malha mapeada do bloco sobre três estacas, a Figura 44 e a Figura 45 mostram a distribuição geral das armaduras e as armaduras das estacas e do pilar, respectivamente.

Figura 45 – Bloco sobre três estacas: (a) armaduras das estacas; (b) armaduras do pilar.



Fonte: O Autor (2019).

Foram realizados ensaios, por Miguel (2000), para obtenção da resistência à tração do aço, resistência à compressão e à tração do concreto do bloco, resistência à compressão dos concretos das estacas e pilar e do módulo de elasticidade do concreto do bloco.

Para obtenção da resistência à tração e do módulo de elasticidade dos concretos do pilar e estacas, utilizou-se as equações indicadas na NBR 6118 (2014) para concretos com resistência a compressão maiores que 50 MPa. A equação (6) e a equação (7) foram utilizadas para obtenção da resistência a tração e módulo de elasticidade dos concretos do pilar e estacas, que possuem resistência à compressão superior a 50 MPa.

$$f_{ctk} = 0,7(2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck})) \quad (6)$$

sendo:

$f_{ctk}$  resistência a tração do concreto, para  $f_{ck}$  acima de 50 MPa;

$f_{ck}$  resistência a compressão do concreto.

$$E_{ci} = 21500 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \quad (7)$$

sendo:

$E_{ci}$  módulo de elasticidade do concreto, para  $f_{ck}$  acima de 50 MPa;

$\alpha_E$  coeficiente que depende do agregado (utilizou-se 1,0 nesta pesquisa).

Na Tabela 8 é apresentado um resumo dos parâmetros utilizados no modelo numérico de bloco sobre três estacas, desenvolvido nesta pesquisa.

Tabela 8 – Parâmetros relativos à análise do bloco sobre três estacas.

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>
Resistência média à compressão do concreto do bloco, $f_{cm}$ (MIGUEL, 2000)	31,0 MPa
Resistência média à compressão do concreto do pilar e das estacas, $f_{cm}$ (MIGUEL, 2000)	90 MPa
Resistência média à tração do concreto do bloco, $f_{ct,m}$ (MIGUEL, 2000)	2,7 MPa
Resistência média à tração do concreto do pilar e das estacas, $f_{ct,m}$ (MIGUEL, 2000)	3,54 MPa
Módulo de elasticidade do concreto do bloco (MIGUEL, 2000)	34921 MPa
Módulo de elasticidade do concreto do pilar e das estacas (MIGUEL, 2000)	46703 MPa
Módulo de elasticidade do aço (MIGUEL, 2000)	210000 MPa
Resistência à tração do aço $\varnothing$ 12.5 mm, $f_y$ (MIGUEL, 2000)	591 MPa
Resistência à tração do aço $\varnothing$ 6.3 mm, $f_y$ (MIGUEL, 2000)	595 MPa
Coefficiente de Poisson do concreto	0,2
Coefficiente de Poisson do aço	0,3
Coefficiente de retenção ao cisalhamento, $\beta$	0,01; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 0,99 *
Elemento finito sólido, concreto	CHX60
“Elemento”, armadura	<i>reinforcements</i>
Método de resolução do sistema de equações	<i>Newton-Raphson regular</i>
Modelo construtivo do concreto	<i>Total Strain fixed crack</i>
Modelo construtivo do aço	<i>Von Mises</i>
Critério de convergência	Energia, 1%
Subdivisão da malha	2,5 cm
Energia de fratura à tração, $G_f$ (bloco)	0,135 N/mm
Energia de fratura à tração, $G_f$ (pilar e estacas)	0,164 N/mm
Energia de fratura à compressão, $G_c$ (bloco)	33,75 N/mm
Energia de fratura à compressão, $G_c$ (pilar e estacas)	41 N/mm
Comprimento da banda de fissura, $h$ (bloco)	19,00; 42,02 *
Comprimento da banda de fissura, $h$ (pilar e estacas)	19,00; 38,88 *

\* valores dos parâmetros variados na análise paramétrica

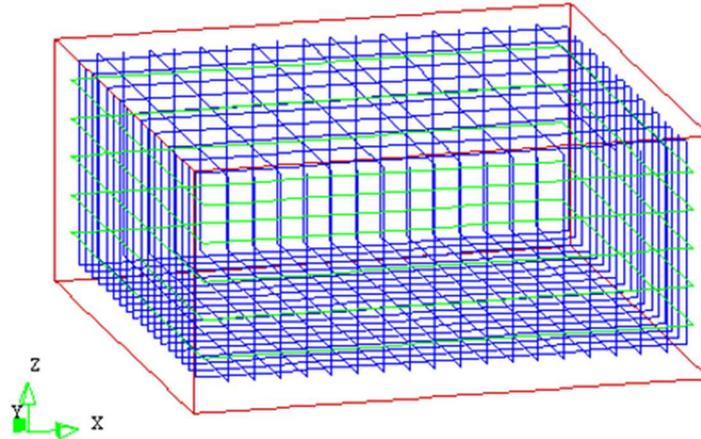
Fonte: O Autor (2019).

### 3.6.3 Bloco sobre cinco estacas

Para análise do bloco de fundação sobre cinco estacas, utilizou-se os dados numéricos utilizado por Burgos Filho (2019). O pilar e o bloco são em concreto armado e as estacas são metálicas, onde, neste estudo, as estacas foram modeladas em concreto armado. A armadura principal em malha na região inferior do bloco, armadura também em malha na região superior do bloco e armaduras laterais em forma de estribo, Figura 46. O bloco tem seção transversal de

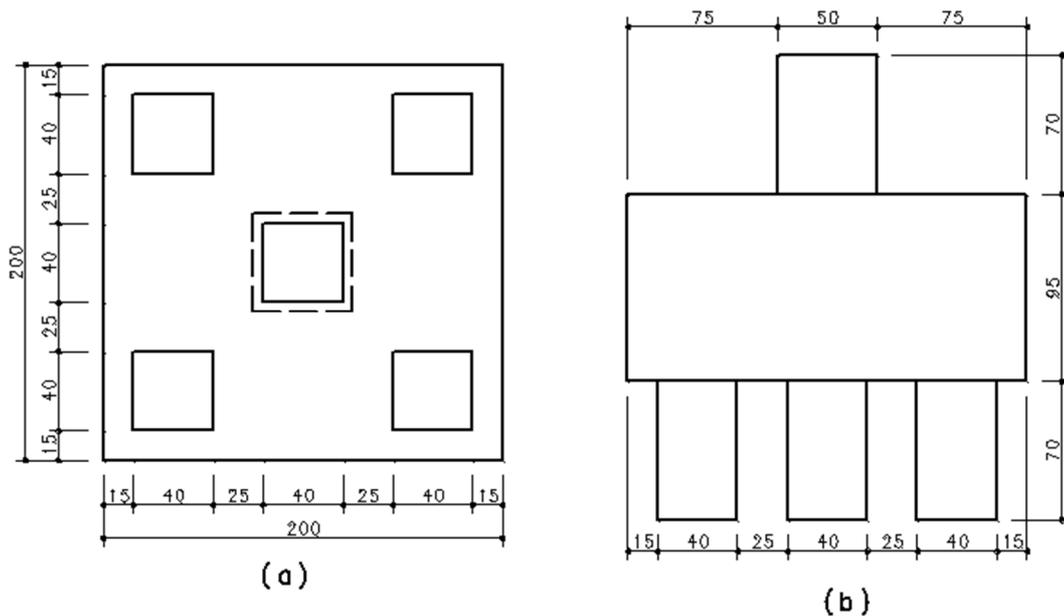
200 cm x 200 cm, com altura de 95 cm; o pilar tem seção transversal de 50 cm x 50 cm, e altura de 70 cm; as estacas tem seção transversal de 40 cm x 40 cm e profundidade de 70 cm, com distância entre eixos de 130 cm.

Figura 46 – Perspectiva do modelo sobre cinco estacas com armadura apenas do bloco.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 47 – Dimensões do bloco de cinco estacas – (a) vista em planta; (b) vista frontal.



Fonte: O Autor (2019).

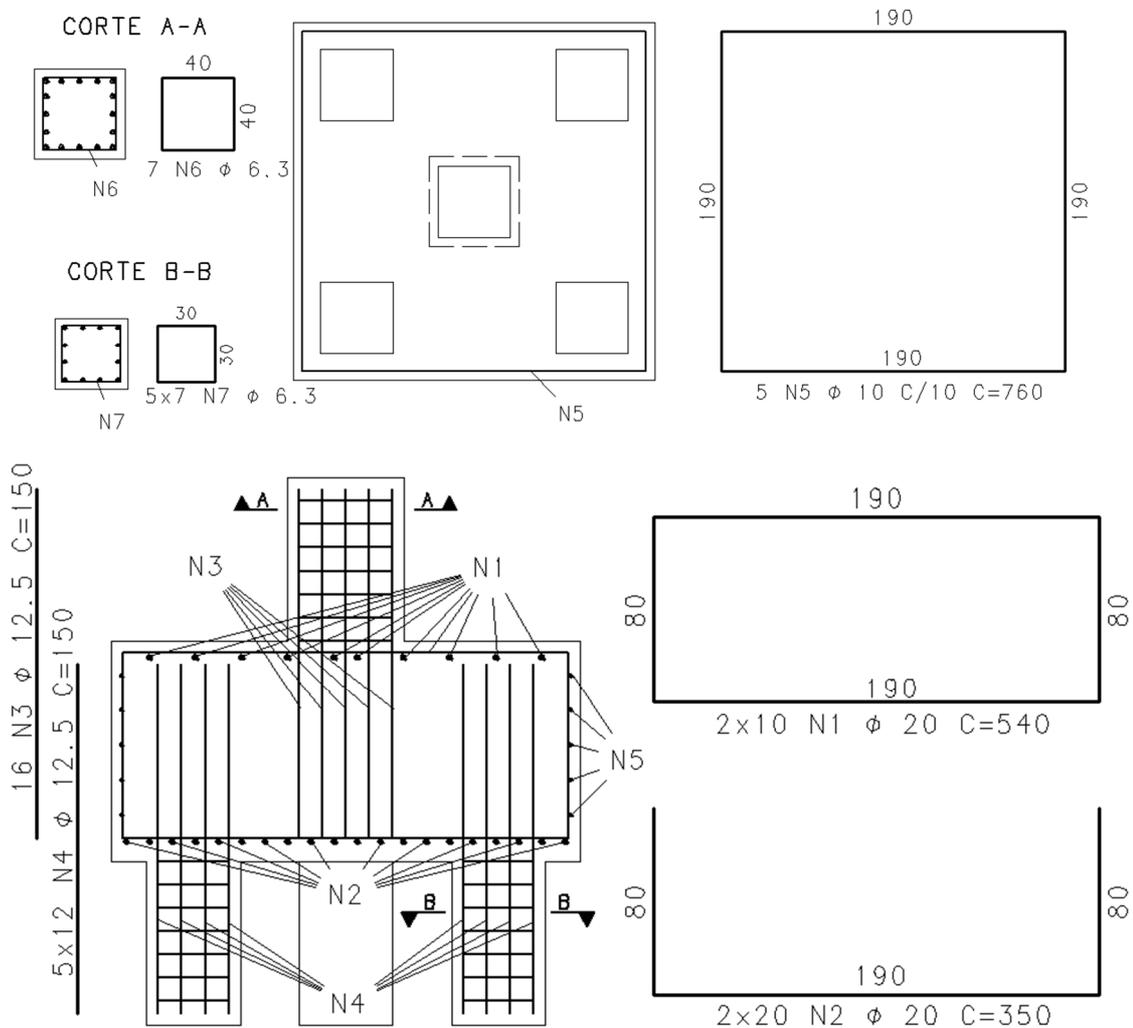
A geometria do bloco pode ser observada na Figura 47. Como já dito, o modelo ensaiado por Burgos Filho (2019) possui estacas metálicas, neste estudo optou-se por estacas de concreto com seção transversal quadrada por facilidade de modelagem e seguindo a característica dos demais blocos modelados.

O bloco foi dimensionado por Burgos Filho (2019) utilizando as recomendações para dimensionamento de blocos rígidos, sugerida por Blévoit e Frémy (1967) e o detalhamento da

NBR 6118 (2014). As armaduras adotadas foram escolhidas de acordo com projetos usuais praticados no mercado.

Adotou-se, no modelo, 500 MPa para a resistência à tração do aço e 30 MPa para resistência à compressão do concreto do bloco e 50 MPa para o concreto do pilar e estacas.

Figura 48 – Detalhamento da armação do bloco de cinco estacas.



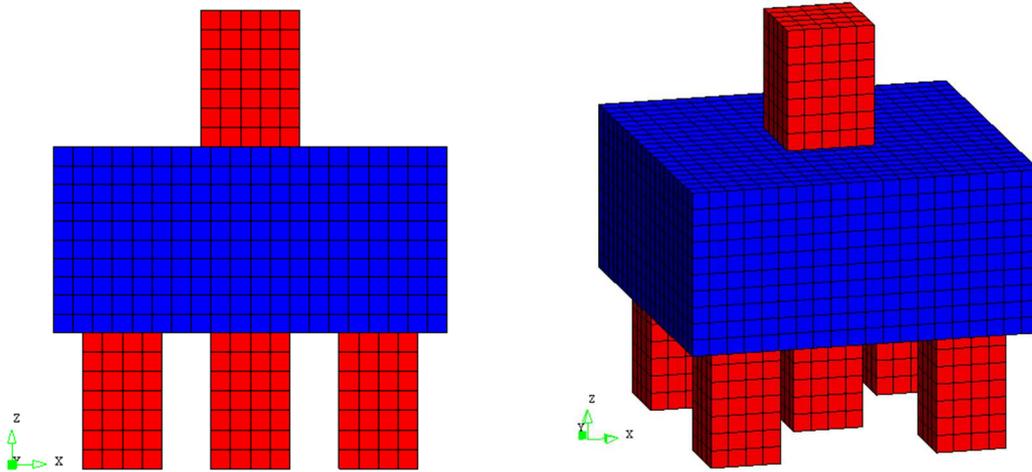
Fonte: O Autor (2019).

Nesta pesquisa utilizou-se as armaduras adotadas por Burgos Filho (2019), com ajustes (alguns centímetros pra coincidir com os nós do modelo) no detalhamento adequando-se ao modelo numérico. Bloco com armaduras inferiores em malha com diâmetro de 20,0 mm espaçadas de 10 cm, armaduras superiores em malha com diâmetro de 20,0 mm espaçadas de 20 cm e armadura lateral com diâmetro de 10,0 mm espaçadas de 15 cm, e as armaduras principais do pilar e das estacas com diâmetro de 12,5 mm, e estribos do pilar e das estacas com diâmetro de 6,3 mm. O detalhamento das armaduras pode ser visto na Figura 48.

Foi considerada a não linearidade física dos materiais e utilizado o elemento finito CHX60, Figura 27, com malha mapeada, para a discretização do bloco, pilar e estacas.

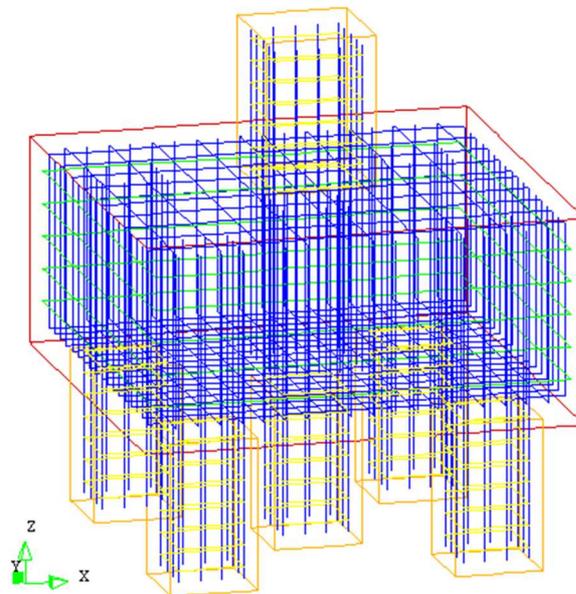
Para representar o modelo estudado por Burgos Filho (2019), utilizou-se todas as distâncias entre nós, nos eixos principais, de 50 mm. O tempo de processamento do modelo foi de 22 h e 40 min, utilizando processador INTEL i5, onde, o modelo possui 26.725 nós e 8.883 elementos.

Figura 49 – Malha mapeada de elementos finitos do bloco sobre cinco estacas.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 50 – Perspectiva das armaduras do bloco sobre cinco estacas.



Fonte: O Autor (2019).

A Figura 49 mostra o modelo com a malha mapeada do bloco sobre cinco estacas, a Figura 50 e a Figura 51 mostram a distribuição geral das armaduras e as armaduras das estacas e do pilar, respectivamente.

Na Tabela 9 é apresentado um resumo dos parâmetros utilizados no modelo numérico de bloco sobre cinco estacas, desenvolvido nesta pesquisa.

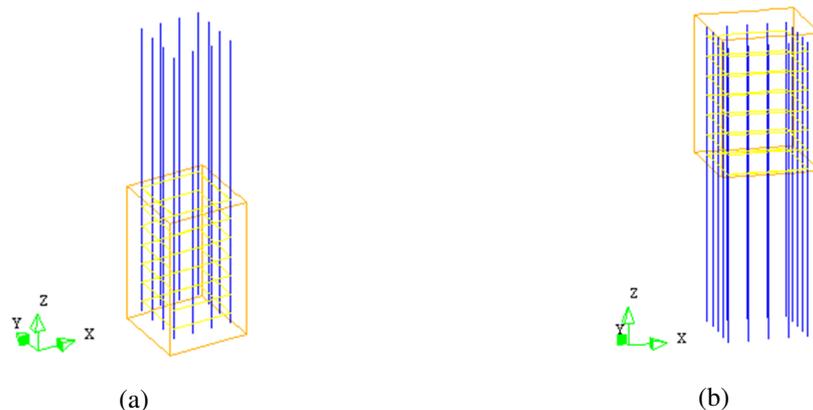
Tabela 9 – Parâmetros relativos à análise do bloco sobre cinco estacas.

Parâmetro	Valor
Resistência média à compressão do concreto do bloco, $f_{cm}$ (BURGOS, 2019)	30 MPa
Resistência média à compressão do concreto do pilar e das estacas, $f_{cm}$ (BURGOS, 2019)	50 MPa
Resistência média à tração do concreto do bloco, $f_{ct,m}$ (BURGOS, 2019)	2,9 MPa
Resistência média à tração do concreto do pilar e das estacas, $f_{ct,m}$ (BURGOS, 2019)	4,07 MPa
Módulo de elasticidade do concreto do bloco (BURGOS, 2019)	30672 MPa
Módulo de elasticidade do concreto do pilar e das estacas (BURGOS, 2019)	39598 MPa
Módulo de elasticidade do aço (BURGOS, 2019)	210000 MPa
Resistência à tração do aço $f_y$ (BURGOS, 2019)	500 MPa
Coefficiente de Poisson do concreto	0,2
Coefficiente de Poisson do aço	0,3
Coefficiente de retenção ao cisalhamento, $\beta$	0,01; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 0,99 *
Elemento finito sólido, concreto	CHX60
“Elemento”, armadura	<i>reinforcements</i>
Método de resolução do sistema de equações	<i>Newton-Raphson regular</i>
Modelo construtivo do concreto	<i>Total Strain fixed crack</i>
Modelo construtivo do aço	<i>Von Mises</i>
Critério de convergência	Energia, 1%
Subdivisão da malha	5,0 cm
Energia de fratura à tração, $G_f$ (bloco)	0,135 N/mm
Energia de fratura à tração, $G_f$ (pilar e estacas)	0,148 N/mm
Energia de fratura à compressão, $G_c$ (bloco)	33,75 N/mm
Energia de fratura à compressão, $G_c$ (pilar e estacas)	37 N/mm
Comprimento da banda de fissura, $h$ (bloco)	19,00; 39,17 *
Comprimento da banda de fissura, $h$ (pilar e estacas)	19,00; 30,55 *

\* valores dos parâmetros variados na análise paramétrica

Fonte: O Autor (2019).

Figura 51 – Bloco sobre cinco estacas: (a) armaduras das estacas; (b) armaduras do pilar.



Fonte: O Autor (2019).

## 4 ANÁLISES E RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados das análises numéricas dos modelos de blocos de fundação sobre duas, três e cinco estacas. Inicialmente apresenta-se uma análise paramétrica para refinar o modelo, selecionando o de maior semelhança com os modelos ensaiados experimentalmente por Delalibera (2006), Miguel (2000) e Burgos Filho (2019). Após a escolha, através da análise paramétrica, foram aplicadas aos modelos, as reduções causadas pela RAA, nos valores da resistência do concreto à compressão e à tração e no módulo de elasticidade.

Na análise com as reduções das propriedades mecânicas do concreto, são apresentados os resultados referentes a força última, abertura de fissuras e tensões máximas no concreto do bloco.

### 4.1 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Esta parte do texto tem objetivo de fornecer subsídios para melhor compreensão do comportamento estrutural dos blocos sobre duas, três e cinco estacas, otimizando as variáveis dos modelos que serão analisados numericamente. A análise paramétrica foi desenvolvida variando alguns parâmetros referentes ao concreto, por meio do programa computacional DIANA.

A análise paramétrica foi realizada com a finalidade de avaliar qual combinação de parâmetros leva os modelos numéricos a fornecerem respostas mais aproximadas aos resultados experimentais, aumentando a abrangência da investigação de blocos de fundação sobre duas, três e cinco estacas. Além de obter um modelo que pudesse representar de forma adequada um bloco de fundação deteriorado pela reação álcali-agregado (RAA).

Os detalhes dos parâmetros variados encontram-se descritos na Tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros avaliados na análise paramétrica.

		<b>Padrão</b>	<b>Variações</b>
<b>Fator de retenção ao cisalhamento (<math>\beta</math>)</b>	<b>Fissuras</b>	Beta = 0,99	Beta = 0,01
			Beta = 0,2
			Beta = 0,4
			Beta = 0,6
			Beta = 0,8
<b>Comprimento da banda de fissura (h)</b>	<b>(mm)</b>	Diâmetro do agregado 19 mm	$h = \frac{2 \cdot G_f}{\varepsilon_u \cdot f_t}$

Fonte: O Autor (2019).

Em análises não-lineares baseadas no Método dos Elementos Finitos, alguns parâmetros podem influenciar decisivamente os resultados. No entanto, um estudo paramétrico completo exigiria grande número de simulações numéricas, com elevado custo computacional. Assim, o estudo foi limitado aos seguintes parâmetros:

- Fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ );
- Comprimento da banda de fissuras ( $h$ ).

No estudo paramétrico foram analisados 36 modelos, 12 modelos de cada tipo de bloco, provenientes da variação dos dados da Tabela 10 nos blocos de duas, três e cinco estacas.

Com finalidade de aumentarem os parâmetros comparativos, foram calculados os valores de força última, para os modelos de duas, três e cinco estacas, utilizando as equações sugeridas por Blévoit & Frémy (1967). Não foram considerados nenhum coeficiente de segurança, foi considerado apenas um coeficiente de ajuste entre os resultados teóricos e experimentais ( $\alpha$ ), sugerido por Machado (1979), onde os valores constam na Tabela 11. Este coeficiente ( $\alpha$ ) é aplicado majorando o valor da tensão resistente do concreto à compressão ( $f_{cm}$ ), para análise da resistência das bielas de compressão.

Tabela 11 – Coeficientes de ajuste sugeridos por Machado (1979).

<b>Tipo de Bloco</b>	<b>Coeficiente de ajuste (<math>\alpha</math>)</b>
Duas estacas	1,40
Três estacas	1,75
Cinco estacas	2,10

Fonte: O Autor (2019).

#### **4.1.1 Análise paramétrica do bloco sobre duas estacas**

As características do modelo foram retiradas do estudo do Delalibera (2006), modelo experimental identificado por B45P25E25e0Asw0, onde foi fornecida carga de ruptura do bloco de 2090 kN. Calculando-se a carga resistente do bloco utilizando as indicações de Blévoit & Frémy (1967), se chegou ao valor de 1810 kN, valor mais próximo aos encontrados nos modelos desta análise paramétrica, como pode ser visto na Tabela 12, sendo valor de 1810 kN utilizado como parâmetro na escolha do modelo.

Os parâmetros utilizados nos modelos podem ser observados nas Tabela 7 (capítulo 3) e Tabela 10. A Tabela 12 apresenta os resultados de força última, encontradas na análise paramétrica aplicada nos modelos de blocos sobre duas estacas.

Tabela 12 – Força última para os modelos de duas estacas variando os parâmetros

Modelos	Comprimento da banda de fissuras h (mm) (bloco / pilar e estaca)	Fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ )	Força última (kN)
B21	38,2 / 50,06	0,01	912,5
B22	19 / 19	0,01	1268,8
B23	38,2 / 50,06	0,2	1168,8
B24	19 / 19	0,2	1506,3
B25	38,2 / 50,06	0,4	1425
B26	19 / 19	0,4	1600
B27	38,2 / 50,06	0,6	1462,5
B28	19 / 19	0,6	1668,8
B29	38,2 / 50,06	0,8	1500
B210	19 / 19	0,8	1725
B211	38,2 / 50,06	0,99	1525
B212	19 / 19	0,99	1768,8

Fonte: O Autor (2019).

O B212 foi o modelo com valor de força última que mais se aproximou do valor comparativo. Este modelo será utilizado para à análise considerando as reduções devido à RAA.

Observa-se que na análise do comprimento da banda de fissura (h), quando utilizado valor referente ao tamanho do agregado graúdo (19 mm) os resultados foram superiores ao encontrados quando utilizados os valores da formulação. Quando comparados os modelos B21 e B22, percebe-se uma diferença de 39%. No modelo selecionado o valor da banda de fissura corresponde ao tamanho do agregado (19 mm).

Quando analisado o fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ ), percebe-se que quanto maior este parâmetro, maior o valor da força última resistida pelo bloco, sendo o valor  $\beta = 0,99$  utilizado para os modelos de blocos de duas estacas com reduções.

#### 4.1.2 Análise paramétrica do bloco sobre três estacas

O modelo analisado utilizou as características, da geometria, dos materiais e detalhamento, do estudo de Miguel (2000), modelo experimental identificado por B30A1, onde foi fornecido o valor de carga de ruptura do bloco de 1909 kN. A carga última do bloco sobre três estacas calculada através das indicações de Blévoit & Frémy (1967), apresentou valor de valor de 3770 kN, onde este valor foi utilizado como parâmetro para a escolha do modelo do bloco sobre três estacas.

Os parâmetros utilizados nos modelos podem ser observados nas Tabela 8 (capítulo 3) e Tabela 10. A Tabela 13 apresenta os resultados de força última, encontradas na análise paramétrica aplicada nos modelos de blocos sobre três estacas.

Tabela 13 – Força última para os modelos de três estacas variando os parâmetros

Modelos	Comprimento da banda de fissuras h (mm) (bloco / pilar e estaca)	Fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ )	Força última (kN)
B31	38,88 / 42,02	0,01	2168,3
B32	19 / 19	0,01	2548
B33	38,88 / 42,02	0,2	2290,8
B34	19 / 19	0,2	3001,3
B35	38,88 / 42,02	0,4	2290,8
B36	19 / 19	0,4	3295,3
B37	38,88 / 42,02	0,6	2474,5
B38	19 / 19	0,6	3340,3
B39	38,88 / 42,02	0,8	2413,3
<b>B310</b>	19 / 19	0,8	4189,5
B311	38,88 / 42,02	0,99	2401
B312	19 / 19	0,99	4263

Fonte: O Autor (2019).

O B310 apresenta valor de força última que mais se aproximou do valor comparativo. Este modelo será utilizado para a análise considerando as reduções devido à RAA.

Quando utilizado o valor do comprimento da banda de fissura (h), com o tamanho do agregado graúdo (19 mm), os resultados foram superiores ao encontrados quando utilizados os valores da formulação. Quando comparados os modelos B311 e B312, a diferença é de 77%. No modelo selecionado o valor da banda de fissura corresponde ao tamanho do agregado (19 mm).

Quanto maior o valor do fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ ), maior foi a força última resistida pelo bloco, sendo  $\beta= 0,8$  o valor utilizado para os modelos de blocos de três estacas com reduções.

#### 4.1.3 Análise paramétrica do bloco sobre cinco estacas

O modelo de bloco de cinco estacas estudado levou em conta as características geométricas, materiais e o detalhamento das armaduras, do estudo do Burgos Filho (2019), modelo N° 06. Burgos Filho (2019) não levou seu modelo até à ruptura, seu bloco foi analisado até à carga resistida pelas cinco estacas 447,5 tf (95,5 por estaca), sendo esta carga informada nos manuais do fabricante da estaca. Calculando-se a carga resistente do bloco utilizando as indicações de Blévyot & Frémy (1967), se chegou ao valor de 14750 kN, valor semelhante aos encontrados nos modelos desta análise paramétrica, como pode ser visto na Tabela 14, sendo este valor utilizado como para a escolha do modelo.

Os parâmetros utilizados nos modelos podem ser observados nas Tabela 9 (capítulo 3) e Tabela 10. A Tabela 14 apresenta os resultados de força última, encontradas na análise paramétrica aplicada nos modelos de blocos sobre duas estacas.

Tabela 14 – Força última para os modelos de cinco estacas variando os parâmetros

Modelos	Comprimento da banda de fissuras h (mm) (bloco / pilar e estaca)	Fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ )	Força última (kN)
B51	30,55 / 39,17	0,01	10875
B52	19 / 19	0,01	11000
B53	30,55 / 39,17	0,2	12975
B54	19 / 19	0,2	11150
B55	30,55 / 39,17	0,4	10975
B56	19 / 19	0,4	11100
B57	30,55 / 39,17	0,6	10975
B58	19 / 19	0,6	11100
B59	30,55 / 39,17	0,8	13575
B510	19 / 19	0,8	11100
B511	30,55 / 39,17	0,99	10975
B512	19 / 19	0,99	11100

Fonte: O Autor (2019).

O B53 foi o modelo onde a força última mais se aproximou do valor comparativo. Este modelo será utilizado para a análise dos blocos sobre cinco estacas considerando as reduções devido à RAA. O modelo B59, mesmo obtendo o resultado mais aproximado do valor de parâmetro, foi desprezado, pois, a simulação numérica não convergiu, o valor apresentado na Tabela 14 é referente ao último valor antes de não convergir.

Os modelos com o mesmo valor de comprimento da banda de fissura (h) apresentaram valores de força última semelhantes, onde a diferença média entre os dois valores foi de 2%. No modelo selecionado o valor da banda de fissura corresponde a 30,46 e 39,17, para o bloco e para pilar/estacas, respectivamente.

Percebe-se que a alteração no fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ ), não reflete em mudanças significativas no resultado de força última, sendo o valor  $\beta=0,20$  o utilizado para os modelos de blocos de cinco estacas com reduções devido à RAA.

Diferente dos blocos anteriormente analisados, nos blocos sobre cinco estacas os parâmetros  $\beta$  e h, tiveram pouca influência no resultado da força última. Este resultado pode ter ocorrido devido o bloco sobre cinco estacas possuir armaduras superiores e laterais, além da armadura principal, deixando o concreto confinado no interior de uma “gaiola”, o que pode modificar a forma de ruína da estrutura, deixando de ser por fendilhamento da biela comprimida e passando a ser por esmagamento do concreto nos nós de encontro do pilar com o bloco e no encontro do bloco com as estacas.

## 4.2 REDUÇÕES DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO DEVIDO À RAA

No desenvolvimento da reação álcali-agregado ocorre a formação de fases expansivas, resultando em degradação progressiva das propriedades mecânicas do concreto, principalmente quando esta expansão se dá no regime de deformação plástica. a taxa de expansão depende em grande parte da composição do material, em particular o tipo de agregado e o teor de álcalis, onde a concentração pode aumentar com o tempo devido à infiltração de água para o interior do concreto (PIETRUSZCZAK, 1996).

Segundo Carrazedo (2004) a degradação do concreto sofre influência das tensões confinantes sobre a expansão do gel da RAA, pois estas tensões limitam a livre expansão do concreto, onde uma força de compressão causa redução da expansão na direção aplicada, e a força de tração amplia a expansão na mesma direção.

No estudo das reduções das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA, existem duas alternativas: a primeira opção é analisar as tensões de compressão e tração e o módulo de elasticidade, considerando uma expansão livre, baseado em equações construtivas; a segunda alternativa, que foi adotada nesta pesquisa, é utilizar as propriedades do material testadas em análises experimentais. Ambas as opções desconsideram a natureza direcional da degradação das propriedades mecânicas causadas pelo nível de expansão.

Sanchez et al. (2017) realizou um extenso estudo experimental estabelecendo reduções nas propriedades mecânicas do concreto, descritas na Tabela 15.

Tabela 15 – Taxas de reduções das propriedades do concreto de acordo com o nível de expansão.

Referência do nível de expansão (%)	Valores mínimos			Valores médios			Valores máximos		
	Redução pela RAA			Redução pela RAA			Redução pela RAA		
	Módulo de elasticidade (%)	Resistência à compressão (%)	Resistência à tração (%)	Módulo de elasticidade (%)	Resistência à compressão (%)	Resistência à tração (%)	Módulo de elasticidade (%)	Resistência à compressão (%)	Resistência à tração (%)
0,05	5	0	15	21	8	38	37	15	60
0,12	20	5	40	35	13	53	50	20	65
0,2	35	13	45	48	19	58	60	25	70
0,3	40	20	50	54	28	63	67	35	75

Fonte: Adaptado de Sanchez et al. (2017).

A pesquisa aqui realizada aplicou as reduções indicadas por Sanchez et al. (2017) em modelos de bloco de fundação de duas, três e cinco estacas, com finalidade de estudar a influência sobre a força última resistida pelos blocos, deslocamentos máximos, tensões máximas e fissuração.

A determinação das reduções das propriedades do concreto devido à RAA é bastante complicada e controversa na literatura, a escolha da utilização dos dados obtidos por Sanchez et al. (2017) foi devido ao grande número de exemplares estudados, a qualidade da pesquisa e

por fornecer parâmetros mais completos. Foram avaliados quatro níveis de expansão: 0,05 %; 0,12 %; 0,20 % e 0,30 %.

Após a realização da análise paramétrica foi escolhido um modelo de referência de cada bloco, de duas, três e cinco estacas. Para cada bloco foram criados doze modelos e aplicadas as taxas de redução das propriedades mecânicas descritas na Tabela 15.

Com a redução dos valores da resistência média à compressão ( $f_{cm}$ ) e resistência à tração do concreto ( $f_{ctm}$ ), outros fatores que dependem destes parâmetros foram alterados, como a banda de fissura ( $h$ ), energia da fratura à compressão ( $G_c$ ) e energia de fratura à tração ( $G_f$ ).

#### 4.2.1 Análise das reduções das propriedades no bloco sobre duas estacas

O modelo do bloco sobre duas estacas possui concretos diferentes para o bloco e para os pilares e estacas, mas as reduções nas propriedades do concreto foram aplicadas apenas no concreto do bloco, por ser o objeto de estudo deste trabalho.

A Tabela 16 apresenta os parâmetros dos modelos dos blocos sobre duas estacas com a aplicação das reduções nas propriedades do concreto.

Tabela 16 – Dados de entrada dos modelos de bloco sobre duas estacas – Concreto do bloco.

Modelos (duas estacas)	Nível de expansão (%)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidades (MPa)	Comprimento da banda de fissuras $h$ (mm)	Fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ )	Energia de fratura na compressão ( $G_c$ )	Energia de fratura na tração ( $G_f$ )
<b>B212</b>	0	32,5	2,30	27500	19	0,99	34,25	0,137
<b>Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>								
<b>B212.1</b>	0,05	32,5	1,96	26125	19	0,99	34,25	0,137
<b>B212.2</b>	0,12	30,9	1,38	22000	19	0,99	33,75	0,135
<b>B212.3</b>	0,20	28,3	1,27	17875	19	0,99	33,25	0,133
<b>B212.4</b>	0,30	26,0	1,15	16500	19	0,99	32,75	0,131
<b>Valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>								
<b>B212.5</b>	0,05	29,9	1,43	21725	19	0,99	33,75	0,135
<b>B212.6</b>	0,12	28,3	1,08	17875	19	0,99	33,25	0,133
<b>B212.7</b>	0,20	26,3	0,97	14300	19	0,99	33,00	0,132
<b>B212.8</b>	0,30	23,4	0,85	12650	19	0,99	32,25	0,129
<b>Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>								
<b>B212.9</b>	0,05	27,6	0,92	17325	19	0,99	33,25	0,133
<b>B212.10</b>	0,12	26,0	0,81	13750	19	0,99	32,75	0,131
<b>B212.11</b>	0,20	24,4	0,69	11000	19	0,99	32,50	0,130
<b>B212.12</b>	0,30	21,1	0,56	9075	19	0,99	31,50	0,126

Fonte: O Autor (2019).

Após o processamento dos modelos foram obtidos resultados referentes à força última, tensões de compressão e tração máximas do concreto, tensão máxima de tração na armadura e deslocamentos, dados apresentados na Tabela 17.

Com a redução dos valores de resistência à compressão e à tração, e do módulo de elasticidade, é esperado que haja uma redução no valor da força última e nos valores de tensão de compressão e de tração máximas. Já os deslocamentos máximos devem aumentar com a

redução das propriedades mecânicas do concreto. Os dados das tensões de tração máxima na armadura foram apresentados com a finalidade de mostrar que a estrutura não colapsou por escoamento do aço.

Tabela 17 – Dados de saída dos modelos de blocos com duas estacas.

Modelos (duas estacas)	Força última (tf)	Deslocamento (mm)	Tensão de compressão máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima na armadura (MPa)
<b>B212</b>	176,9	2,77	98,6	60,9	173
<b>Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>					
<b>B212.1</b>	176,3	2,80	93,8	60,2	165
<b>B212.2</b>	167,5	2,92	82,1	55,7	165
<b>B212.3</b>	153,8	2,88	70,7	47,3	149
<b>B212.4</b>	145,6	2,91	66,4	45,4	140
<b>Valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>					
<b>B212.5</b>	164,4	2,99	82,2	58,4	162
<b>B212.6</b>	154,4	2,95	71,5	47,5	152
<b>B212.7</b>	143,1	2,99	61,6	41,2	144
<b>B212.8</b>	131,9	3,17	55,7	37,8	136
<b>Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>					
<b>B212.9</b>	152,5	2,91	68,7	43,9	154
<b>B212.10</b>	141,3	3,05	60,2	40,1	147
<b>B212.11</b>	132,5	2,97	51,4	33,0	142
<b>B212.12</b>	118,8	3,52	45,9	30,3	134

Fonte: O Autor (2019).

#### 4.2.1.1 Força última

A força última é o valor máximo de carregamento suportado pelo bloco na iminência da ruína. Foi aplicada carga no modelo através de passos de carga (pressão de 1,0 MPa no topo do pilar), onde o valor de cada passo de carga era acumulado aos carregamentos anteriormente aplicados.

Tabela 18 – Força última (%) versus nível de expansão – Bloco de duas estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Força última (/B212)
B212	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B212.1	0,05	0,99
B212.2	0,12	0,95
B212.3	0,2	0,87
B212.4	0,3	0,82
<b>Valores médios</b>		
B212.5	0,05	0,93
B212.6	0,12	0,87
B212.7	0,2	0,81
B212.8	0,3	0,75
<b>Valores máximos</b>		
B212.9	0,05	0,86
B212.10	0,12	0,80
B212.11	0,2	0,75
B212.12	0,3	0,67

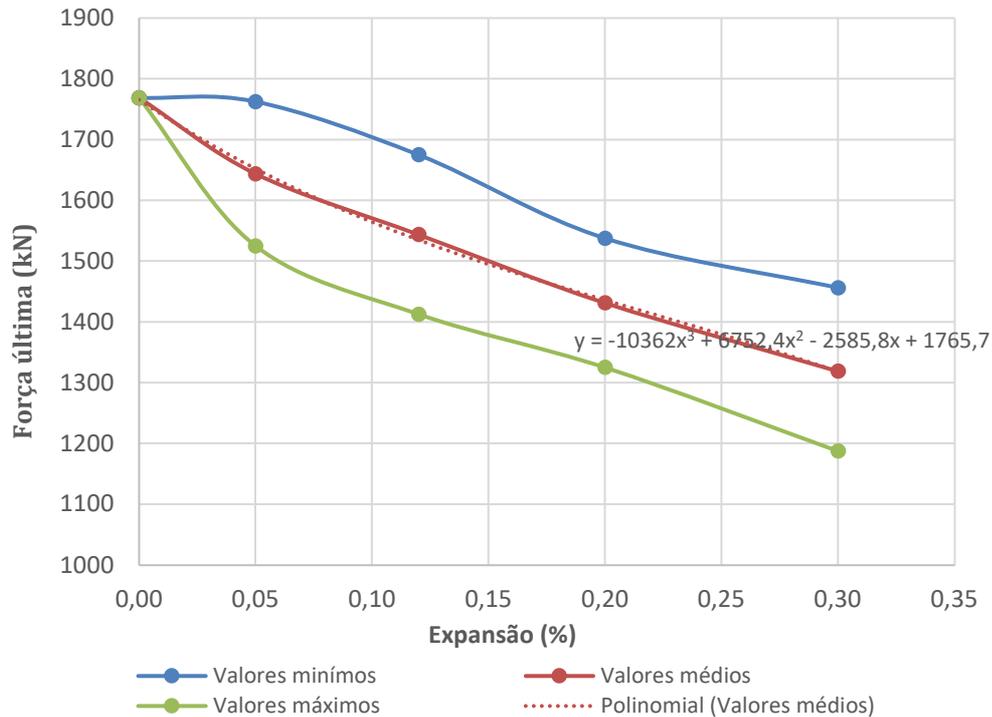
Fonte: O Autor (2019).

A carga última foi definida quando, ao verificar-se que o somatório das cargas aplicadas decrescia, assim, definiu-se que a partir daquele carregamento o modelo atingiu seu estado limite último.

A Tabela 18 apresenta a porcentagem de decréscimo da força última relacionada com os níveis de expansão. São exibidos os valores máximo, mínimos e médios das análises de blocos sobre duas estacas.

A Figura 52 mostra em gráfico a relação entre os valores de força última e os níveis de expansão. Também apresenta a equação da curva dos valores médios de força última.

Figura 52 – Força última *versus* nível de expansão – Bloco de duas estacas.



Percebe-se que à medida que as reduções aumentam há um decréscimo no valor da força última, chegando até 33% menor quando comparada ao valor sem reduções. Considerando o alto nível de degradação das propriedades do concreto, podemos considerar estes resultados condizentes para estruturas afetadas por RAA.

#### 4.2.1.2 Deslocamentos

Os maiores deslocamentos foram observados na região de encontro do bloco com o pilar. Quanto maior a redução das propriedades do concreto, principalmente o módulo de elasticidade, maiores foram os deslocamentos.

A Figura 53 e a Tabela 19 apresentam os resultados relacionando o deslocamento máximo (%) com os níveis de expansão, dos modelos de blocos sobre duas estacas. No gráfico são

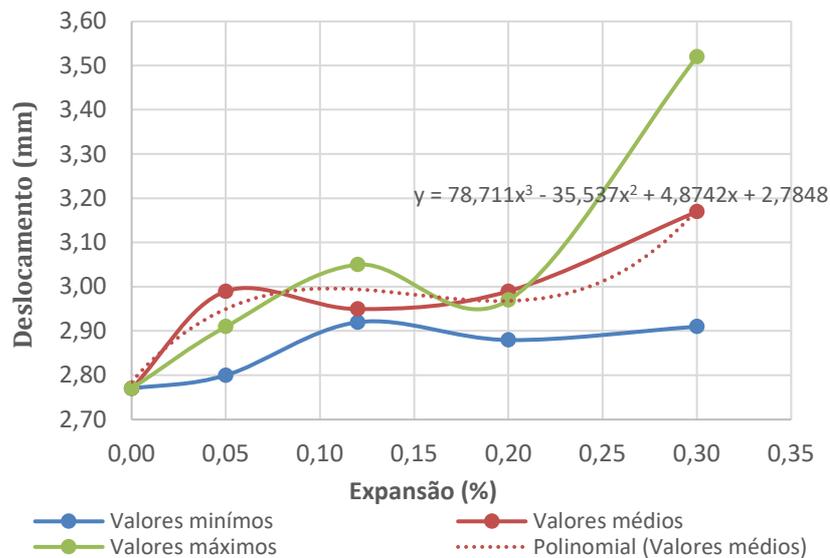
exibidas as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

Tabela 19 – Deslocamentos (%) *versus* nível de expansão – Bloco de duas estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Deslocamentos máx. (/B212)
B212	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B212.1	0,05	1,01
B212.2	0,12	1,05
B212.3	0,2	1,04
B212.4	0,3	1,05
<b>Valores médios</b>		
B212.5	0,05	1,08
B212.6	0,12	1,06
B212.7	0,2	1,08
B212.8	0,3	1,14
<b>Valores máximos</b>		
B212.9	0,05	1,05
B212.10	0,12	1,10
B212.11	0,2	1,07
B212.12	0,3	1,27

Fonte: O Autor (2019).

Figura 53 – Deslocamentos *versus* nível de expansão – Bloco de duas estacas.



Fonte: O Autor (2019).

Com o aumento dos níveis de expansão, conseqüentemente da degradação do concreto, há um aumento do deslocamento máximo, chegando até 27 % em relação ao modelo não afetado pela RAA.

#### 4.2.1.3 Tensões principais de compressão

Neste item são apresentados os fluxos de tensões principais de compressão, analisados na força última, no interior dos modelos numéricos, indicando a formação e inclinação das bielas de compressão.

Na Tabela 20 são apresentados os resultados que relacionam o nível de expansão (%) com a redução da tensão de compressão máxima (%) para os modelos de blocos sobre duas estacas. Com o aumento dos níveis de expansão, há uma redução da tensão máxima de compressão, chegando até 53 % em relação ao modelo não afetado pela RAA.

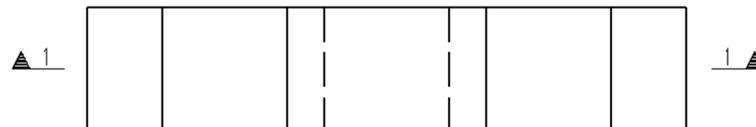
Tabela 20 – Tensão de compressão (%) *versus* nível de expansão – Bloco de duas estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Tensão de compressão máx. (/B212)
B212	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B212.1	0,05	0,95
B212.2	0,12	0,83
B212.3	0,2	0,72
B212.4	0,3	0,67
<b>Valores médios</b>		
B212.5	0,05	0,83
B212.6	0,12	0,73
B212.7	0,2	0,62
B212.8	0,3	0,56
<b>Valores máximos</b>		
B212.9	0,05	0,70
B212.10	0,12	0,61
B212.11	0,2	0,52
B212.12	0,3	0,47

Fonte: O Autor (2019).

Para análise do fluxo as tensões principais, foi seccionado o modelo como mostrado na Figura 54.

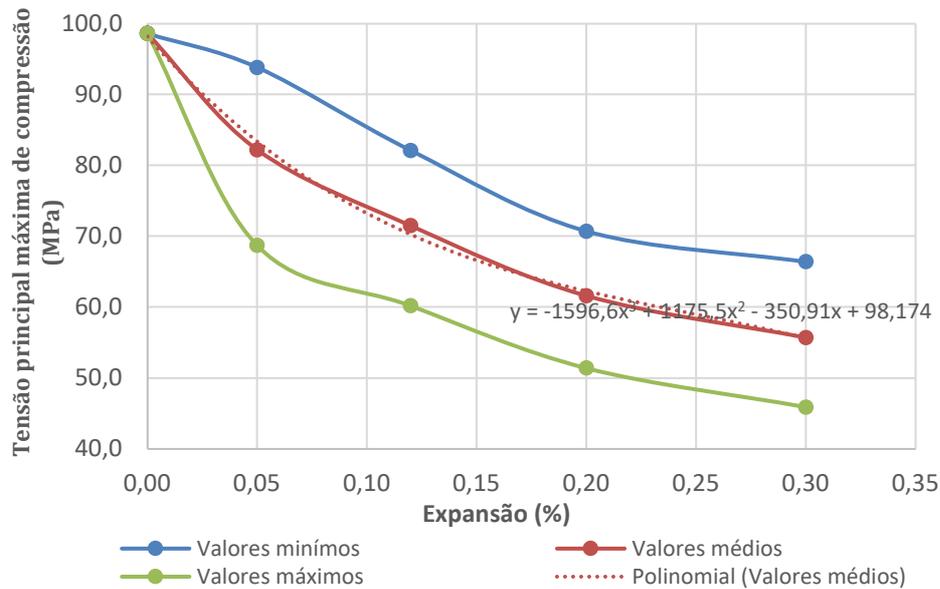
Figura 54 – Corte e vista dos modelos de blocos sobre duas estacas.



Fonte: O Autor (2019).

A Figura 55 mostra o gráfico que relaciona o nível de expansão (%) com o valor da tensão de compressão máxima. No gráfico são exibidas as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

Figura 55 – Tensão de compressão máxima *versus* nível de expansão – Bloco de duas estacas.



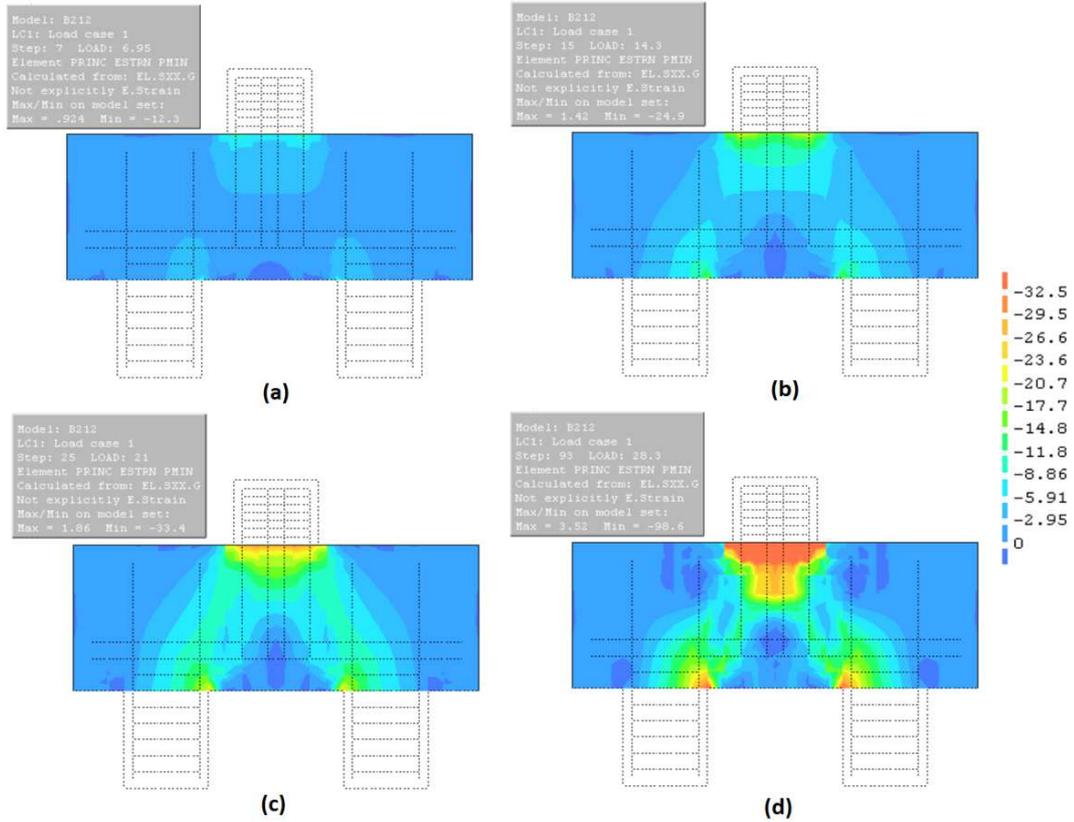
Fonte: O Autor (2019).

Na Figura 56 são mostrados os fluxos de tensão em vários níveis de carregamento, indo de um carregamento menos intenso para um carregamento referente à força última, do bloco sem redução devido à RAA. Observa-se a formação e o desenvolvimento das bielas de compressão. Para a análise da tensão de compressão do bloco sem redução devido à RAA, a tensão máxima foi limitada a resistência à compressão do concreto utilizada no modelo, 32,5 MPa, assim, podendo mostrar a formação da biela com melhor nitidez. No item (d) da Figura 56, percebe-se a cor vermelha localizada abaixo do pilar, esta região tem tensões superiores a tensão limite utilizada na imagem.

Observando-se da Figura 57 à Figura 60 é possível notar, através do fluxo de tensões na força última, nos modelos de blocos sobre duas estacas analisados, com ou sem reduções por RAA, que o desenvolvimento de maiores tensões ocorre na região de encontro do pilar com o bloco, indicando que o modo de ruína se iniciou por esmagamento do concreto junto ao pilar.

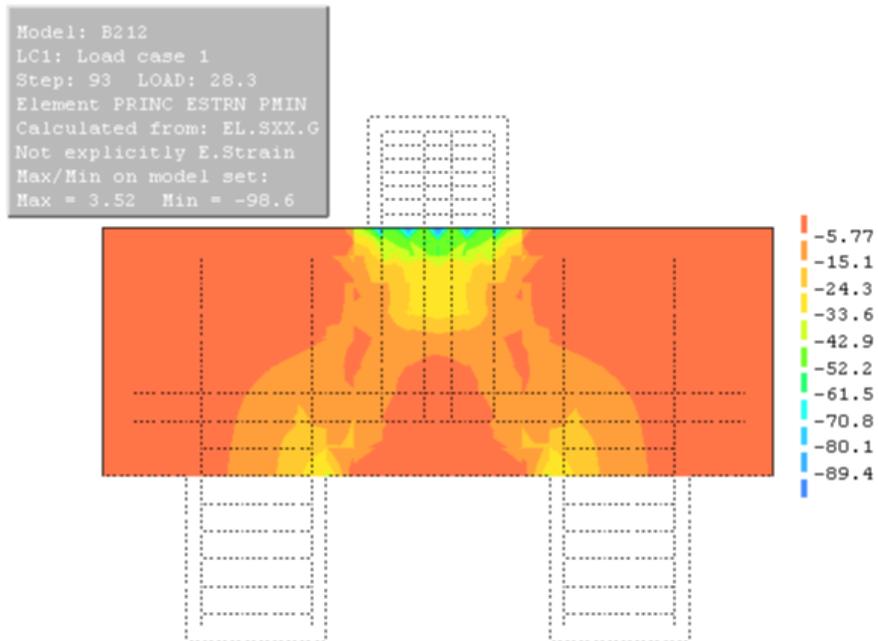
Observando a distribuição de cores nas imagens percebe-se que a tensão de compressão máxima (valores negativos) tem valores em torno de duas vezes a tensão de resistência do concreto à compressão ( $f_{cm}$ ) utilizada nos modelos com e sem reduções por RAA, ocorrendo logo abaixo do pilar, uma região confinada pelas bielas de compressão e a compressão do pilar. Vale ressaltar que o aço foi modelado por um artifício do programa que o envolve nos elementos do bloco interligando-se com os nós da malha que representa o concreto, o que pode elevar o valor das tensões próximas aos elementos interligados com a armadura.

Figura 56 – Fluxos das tensões principais de compressão – (a) 25% da força última; (b) 50% da força última; (c) 55% da força última; (d) 100% da força última.



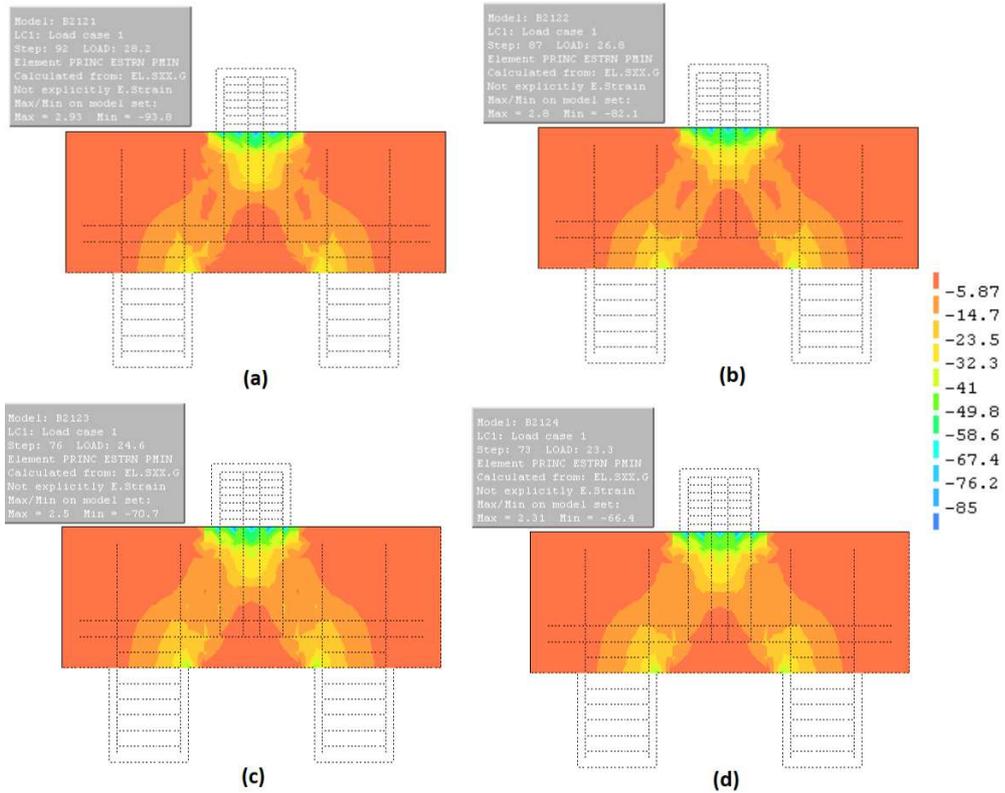
Fonte: O Autor (2019).

Figura 57 – Fluxos das tensões principais de compressão do modelo B212 (sem RAA), na força última.



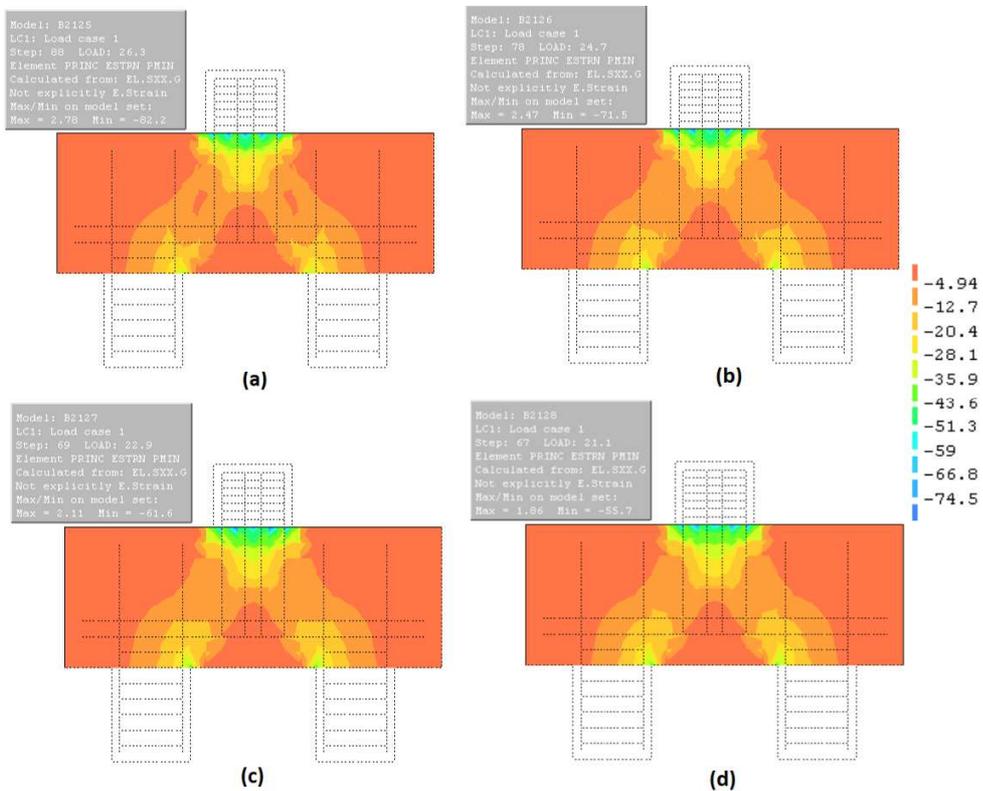
Fonte: O Autor (2019).

Figura 58 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.1; (b) Modelo B212.2; (c) Modelo B212.3; (d) Modelo B212.4.



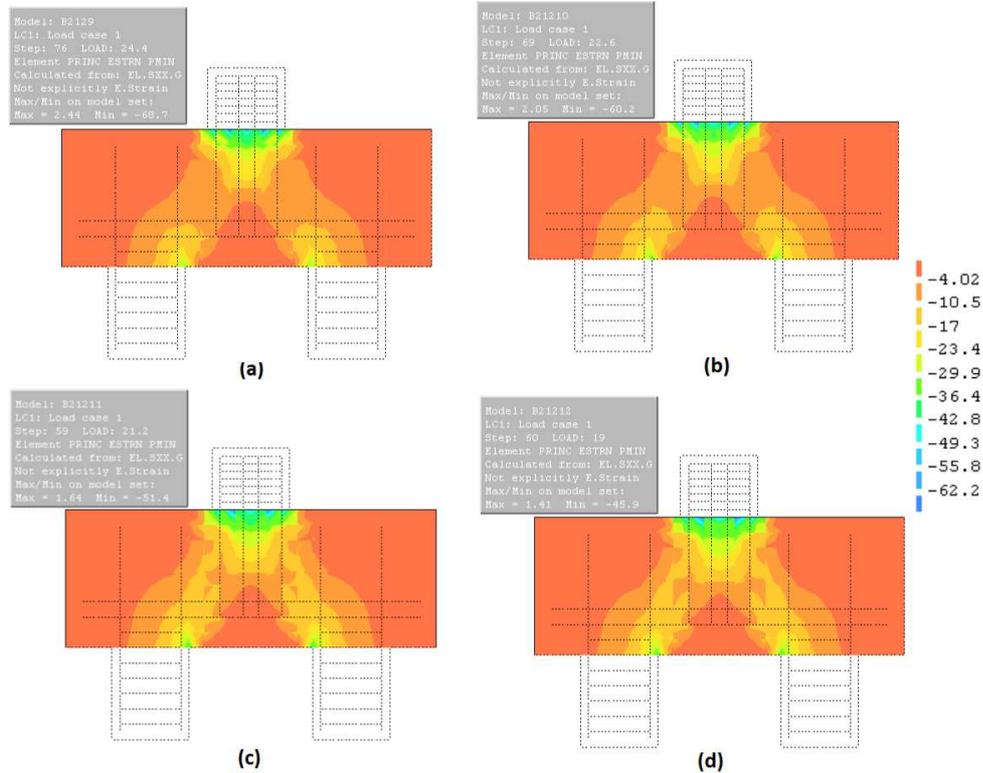
Fonte: O Autor (2019).

Figura 59 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.5; (b) Modelo B212.6; (c) Modelo B212.7; (d) Modelo B212.8.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 60 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.9; (b) Modelo B212.10; (c) Modelo B212.11; (d) Modelo B212.12.



Fonte: O Autor (2019).

#### 4.2.1.4 Tensões principais de tração

Neste item são apresentados os fluxos de tensões principais de tração no interior dos modelos numéricos, dos blocos sobre duas estacas, analisados na força última. Verifica-se por meio dos resultados que aumentando o nível de expansão, reduz a tensão de tração máxima.

Tabela 21 – Tensão de tração (%) versus nível de expansão – Bloco de duas estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Tensão de tração máx. (/B212)
B212	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B212.1	0,05	0,99
B212.2	0,12	0,91
B212.3	0,2	0,78
B212.4	0,3	0,75
<b>Valores médios</b>		
B212.5	0,05	0,96
B212.6	0,12	0,78
B212.7	0,2	0,68
B212.8	0,3	0,62
<b>Valores máximos</b>		
B212.9	0,05	0,72
B212.10	0,12	0,66
B212.11	0,2	0,54
B212.12	0,3	0,50

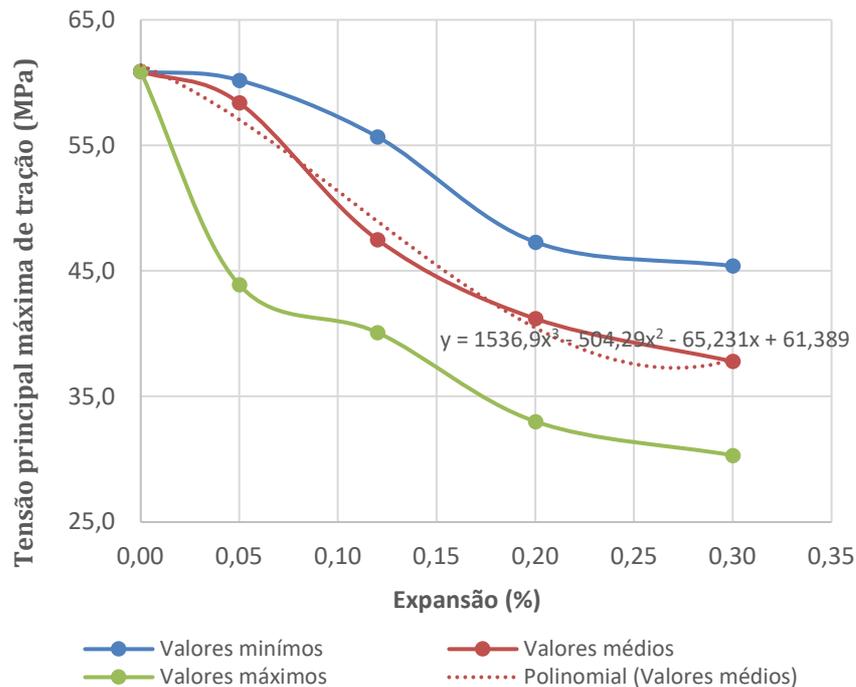
Fonte: O Autor (2019).

Na Tabela 21 são apresentados os resultados que relacionam o nível de expansão (%) com a redução da tensão de tração máxima (%) para os modelos de blocos sobre duas estacas. Com o aumento dos níveis de expansão, há uma redução da tensão máxima de tração, chegando até 50 % em relação ao modelo não afetado pela RAA.

A Figura 61 mostra o gráfico que relaciona o nível de expansão (%) com o valor da tensão de tração máxima, na força última. No gráfico são exibidas as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

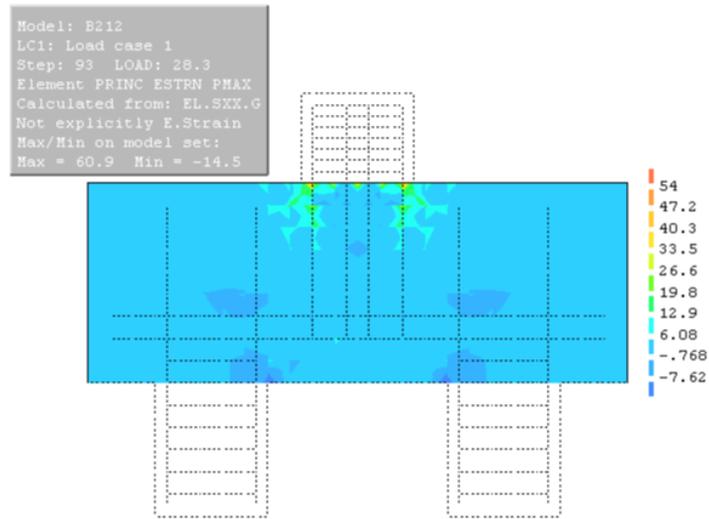
Da Figura 62 à Figura 65, é apresentado o fluxo de tensões principais de tração, na força última de cada um dos modelos de blocos sobre duas estacas. Observou-se o desenvolvimento de maiores tensões próximo aos pilares. Não foi observado tensões de tração elevadas dentro das bielas, o que poderia indicar ruína por fendilhamento das bielas de compressão, assim, pode-se relatar que a ruína das estruturas se iniciou por esmagamento do concreto junto ao pilar.

Figura 61 – tensão de tração máxima *versus* nível de expansão – Bloco de duas estacas.



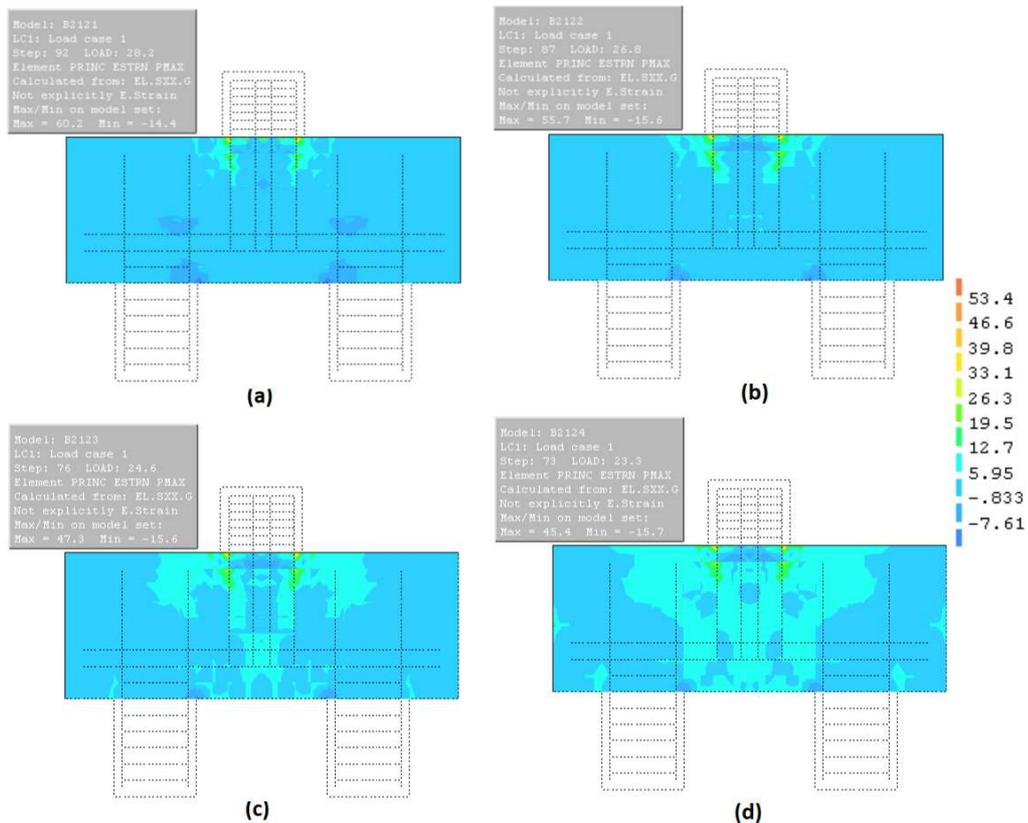
Observando as imagens das tensões de tração máximas (valores positivos), percebe-se que ocorre um declínio no fluxo de tensões quando se aumenta a taxa de expansão do concreto devido à RAA. Os diagramas apresentam valores bem acima dos valores de resistência do concreto a tração ( $f_{ctm}$ ), este fato pode ser entendido, como sendo a tensão do concreto junto as armaduras, elevando assim o valor da tensão. Este acontecimento pode ser verificado na Figura 62, onde se observa que as tensões com maiores valores estão localizadas exatamente nas posições das barras de aço.

Figura 62 – Fluxos das tensões principais de tração do modelo B212 (sem RAA), na força última.



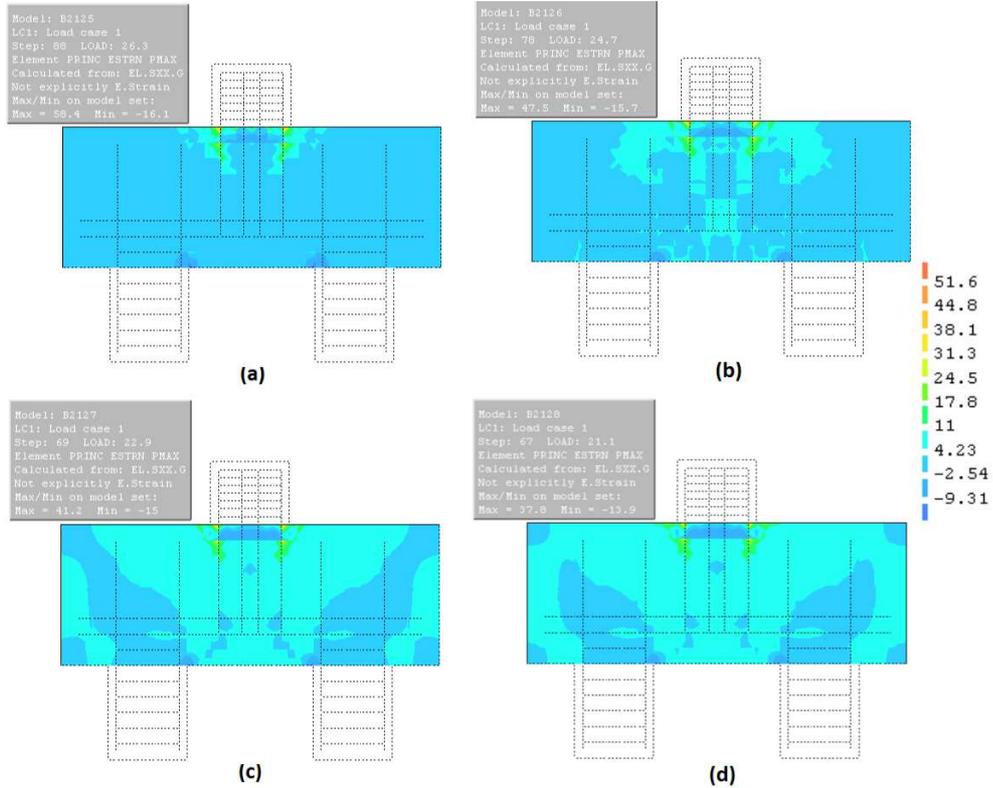
Fonte: O Autor (2019).

Figura 63 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última – (a) Modelo B212.1; (b) Modelo B212.2; (c) Modelo B212.3; (d) Modelo B212.4.



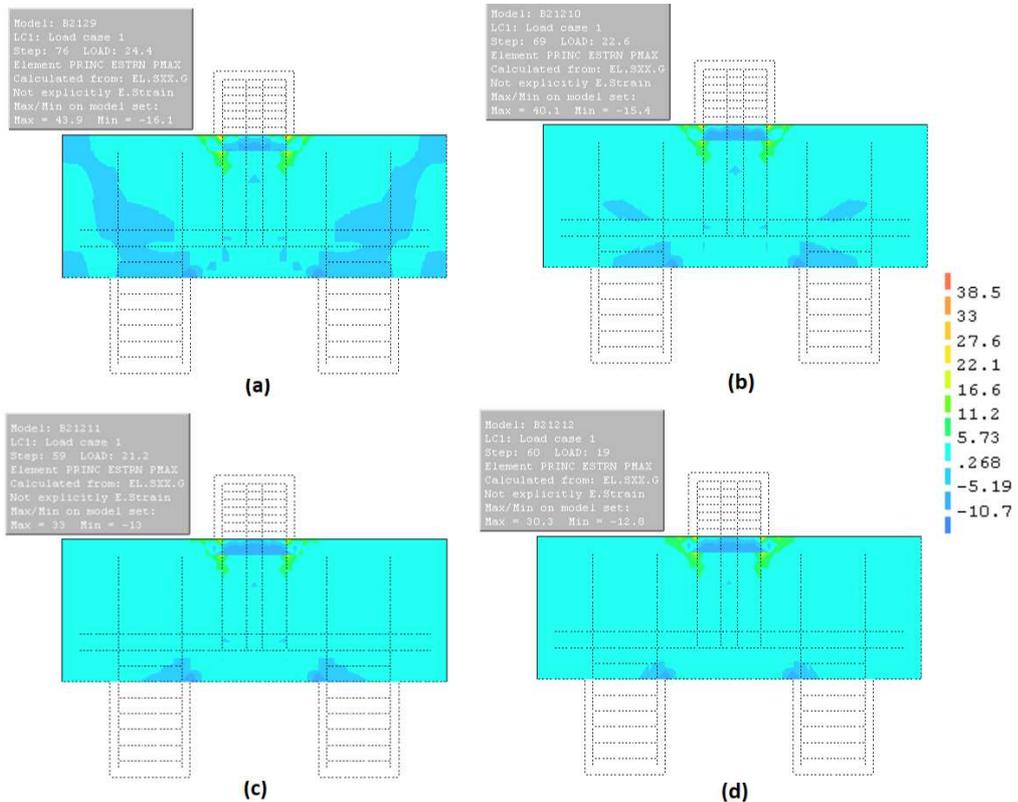
Fonte: O Autor (2019).

Figura 64 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última – (a) Modelo B212.5; (b) Modelo B212.6; (c) Modelo B212.7; (d) Modelo B212.8.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 65 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última – (a) Modelo B212.9; (b) Modelo B212.10; (c) Modelo B212.11; (d) Modelo B212.12.



Fonte: O Autor (2019).

#### 4.2.1.5 Tensões nas armaduras

Neste item são apresentadas as tensões de tração na armadura do bloco, dos modelos de duas estacas, analisadas na força última.

Tabela 22 – Tensão na armadura (%) *versus* nível de expansão (%) – Bloco de duas estacas.

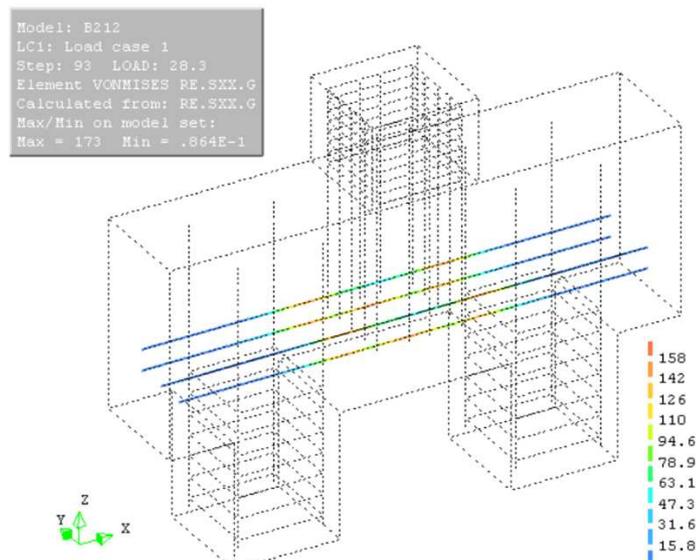
Modelos	Nível de expansão (%)	Tensão na armadura (/B212)
B212	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B212.1	0,05	0,95
B212.2	0,12	0,95
B212.3	0,2	0,86
B212.4	0,3	0,81
<b>Valores médios</b>		
B212.5	0,05	0,94
B212.6	0,12	0,88
B212.7	0,2	0,83
B212.8	0,3	0,79
<b>Valores máximos</b>		
B212.9	0,05	0,89
B212.10	0,12	0,85
B212.11	0,2	0,82
B212.12	0,3	0,77

Fonte: O Autor (2019).

Na Tabela 22 verifica-se a redução da tensão na armadura quando aumentado o nível de expansão. A tendência de redução da tensão na armadura acompanha o mesmo desenvolvimento da redução da força última, observada na Figura 52.

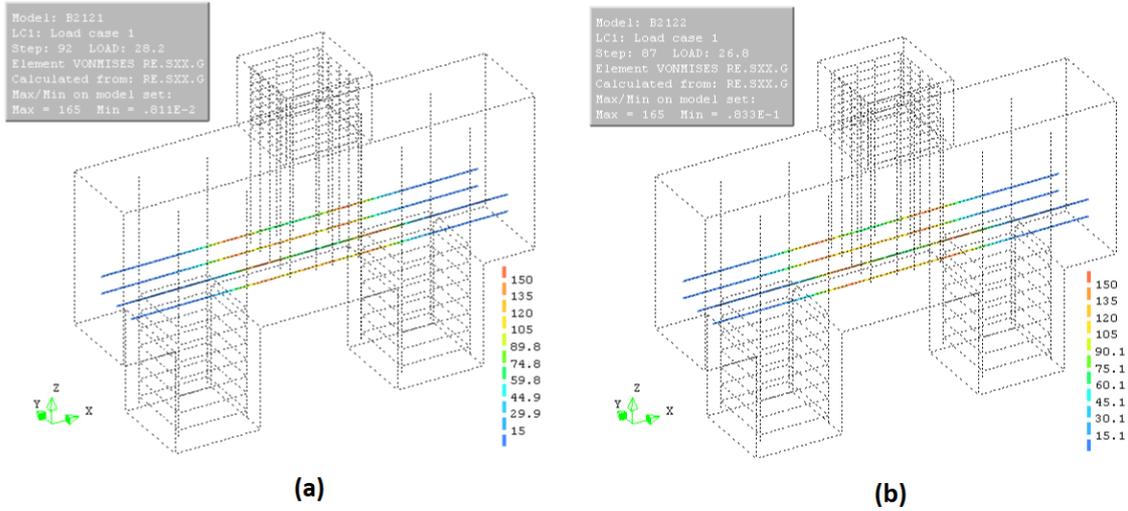
Da Figura 66 à Figura 72, são apresentadas as tensões nas armaduras dos blocos sobre duas estacas, obtidas na força última. Observou-se que as tensões nas armaduras não superaram a resistência a tração do aço, podendo admitir que a ruína da estrutura não ocorreu nas armaduras dos blocos.

Figura 66 –Tensões nas armaduras do bloco B212 (sem RAA).



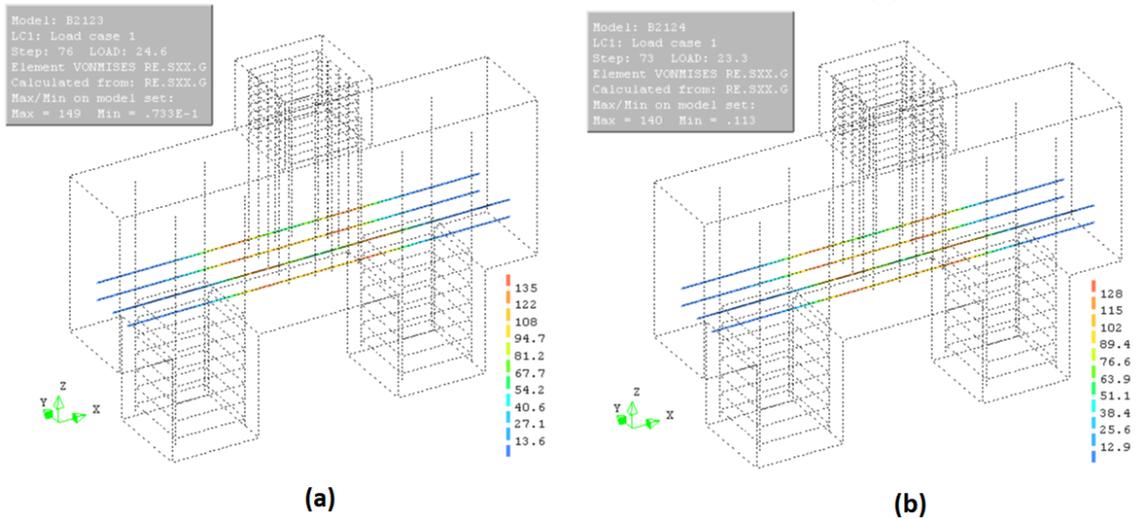
Fonte: O Autor (2019).

Figura 67 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.1; (b) B212.2.



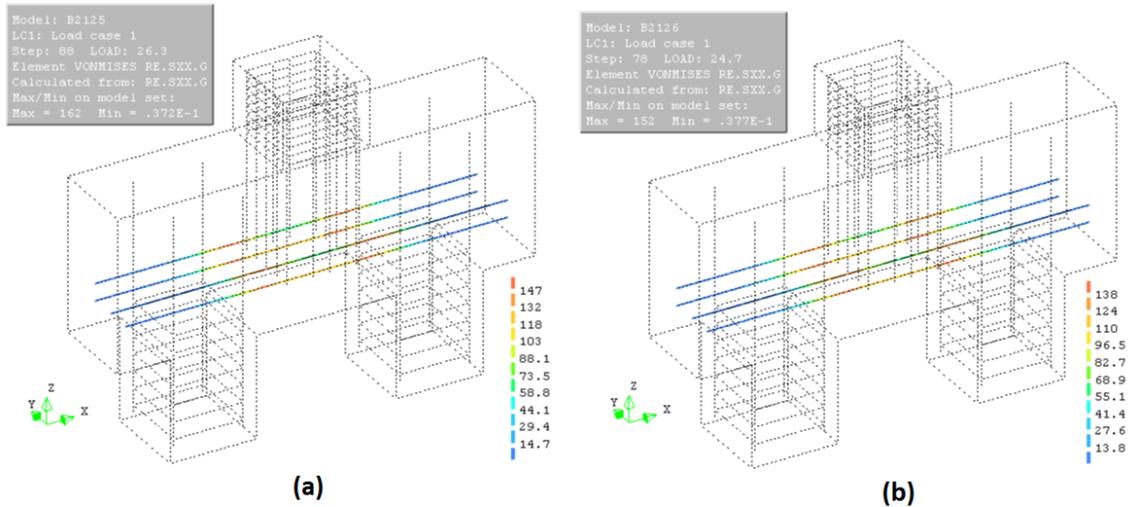
Fonte: O Autor (2019).

Figura 68 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.3; (b) B212.4.



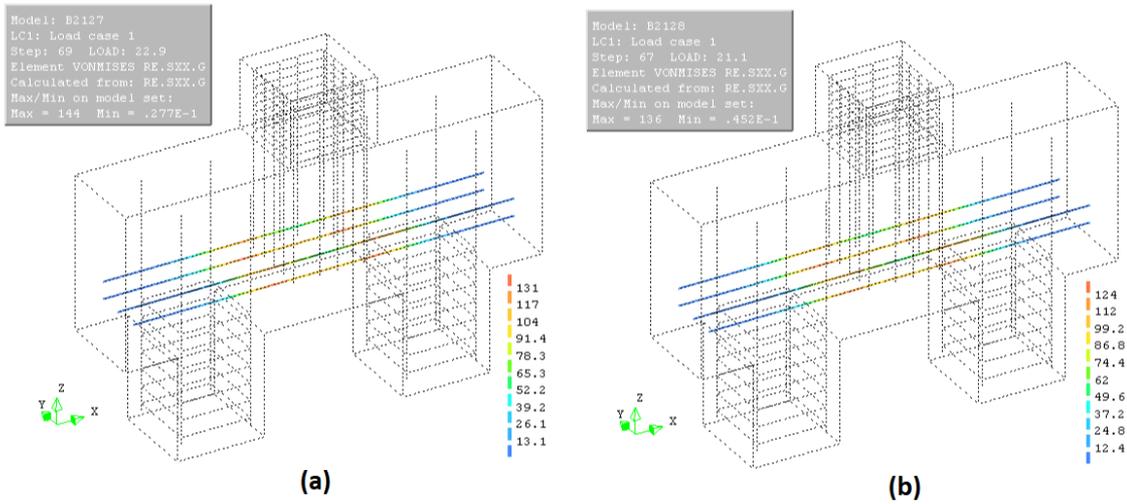
Fonte: O Autor (2019).

Figura 69 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.5; (b) B212.6.



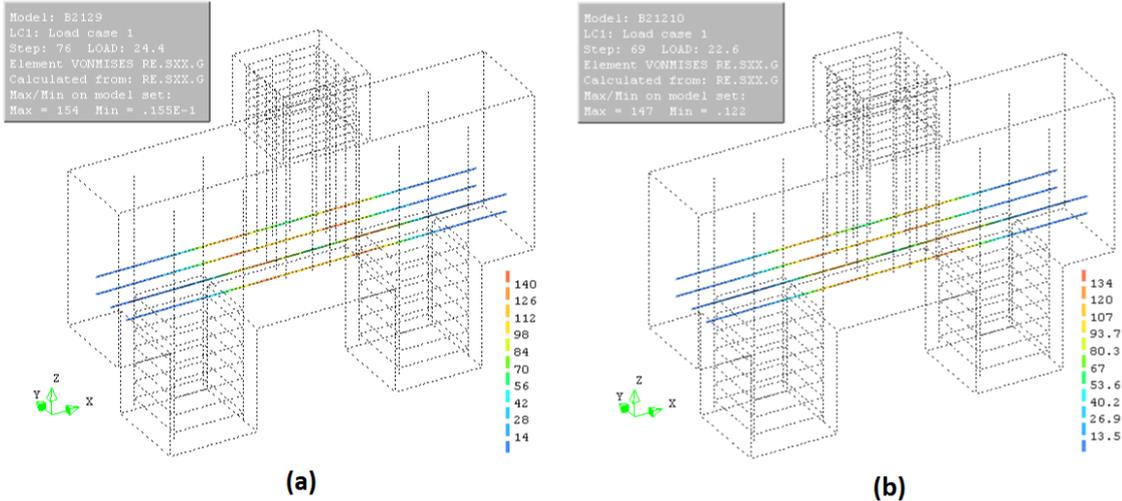
Fonte: O Autor (2019).

Figura 70 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.7; (b) B212.8.



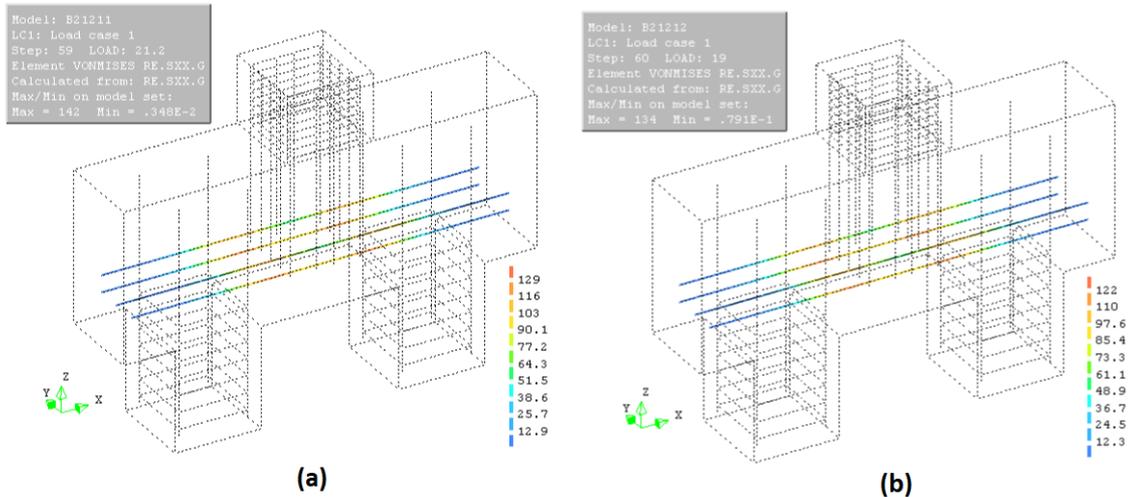
Fonte: O Autor (2019).

Figura 71 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.9; (b) B212.10.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 72 – Tensões nas armaduras modelos com RAA - (a) B212.11; (b) B212.12.



Fonte: O Autor (2019).

#### 4.2.1.6 Fissuras no concreto

O início da fissuração ocorre a partir do instante em que as tensões principais de tração superaram a resistência à tração do concreto. As maiores fissuras ocorreram na região de encontro do bloco com o pilar, região que também apresentou as maiores deformações, sendo este aspecto observado em todos os blocos de duas estacas.

O módulo de elasticidade do concreto é um parâmetro que apresenta bons resultados para pequenas intensidades de força, na qual o concreto se situa em regime elástico e linear. Entretanto, após o início da fissuração do concreto, o módulo de elasticidade modifica-se e seu valor passa a ser difícil de ser mensurado. Mesmo com os sofisticados modelos matemáticos que buscam prever o comportamento do concreto após a fissuração, nem sempre é possível reproduzir no computador alguns fenômenos.

Na Tabela 23 são apresentados os resultados que relacionam o nível de expansão (%) com o aumento da abertura de fissuras para os modelos de blocos sobre duas estacas. Com o aumento dos níveis de expansão, há um acréscimo no valor da fissura, chegando até 37 % em relação ao modelo não afetado pela RAA.

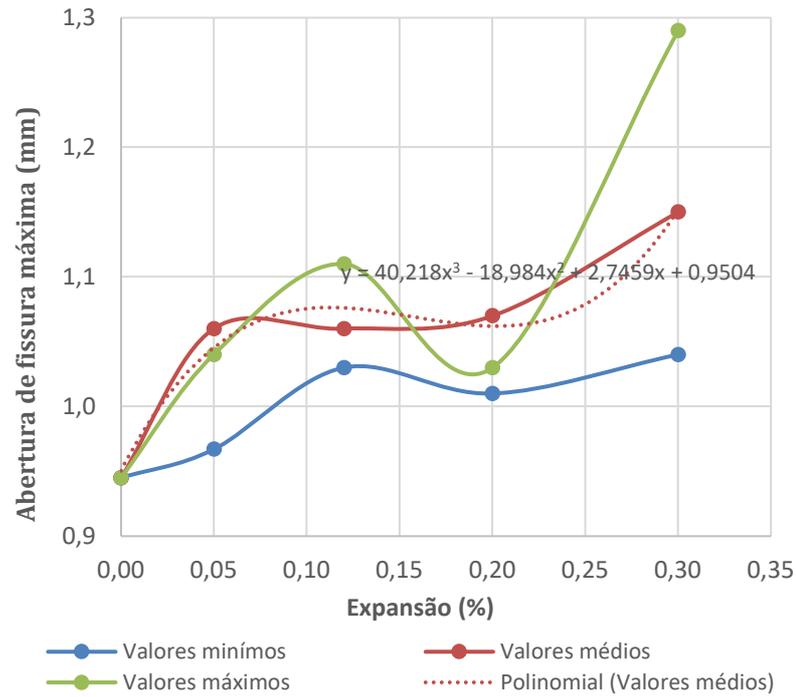
Tabela 23 – Abertura de fissura máxima *versus* nível de expansão – Bloco de duas estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Abertura de fissuras máxima (mm)	Abertura de fissuras (/B212)
B212	0	0,95	1,00
<b>Valores mínimos</b>			
B212.1	0,05	0,98	1,02
B212.2	0,12	1,03	1,09
B212.3	0,2	1,01	1,07
B212.4	0,3	1,04	1,10
<b>Valores médios</b>			
B212.5	0,05	1,06	1,12
B212.6	0,12	1,06	1,12
B212.7	0,2	1,07	1,13
B212.8	0,3	1,15	1,22
<b>Valores máximos</b>			
B212.9	0,05	1,04	1,10
B212.10	0,12	1,11	1,17
B212.11	0,2	1,15	1,22
B212.12	0,3	1,29	1,37

Fonte: O Autor (2019).

A Figura 73 mostra o gráfico que relaciona o nível de expansão (%) com o valor da abertura de fissura, na força última. No gráfico são exibidas as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

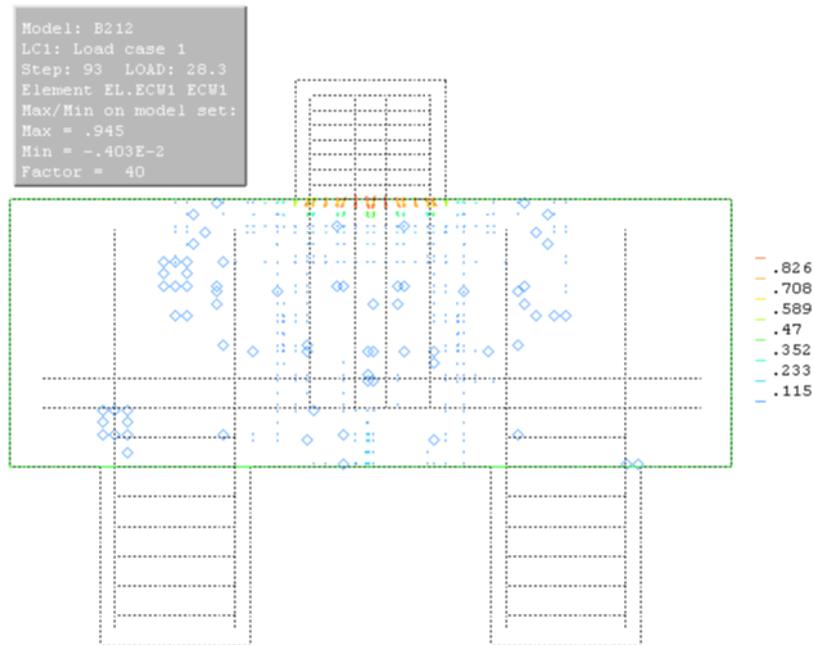
Figura 73 – Abertura de fissura máxima *versus* nível de expansão – Bloco de duas estacas.



Fonte: O Autor (2019).

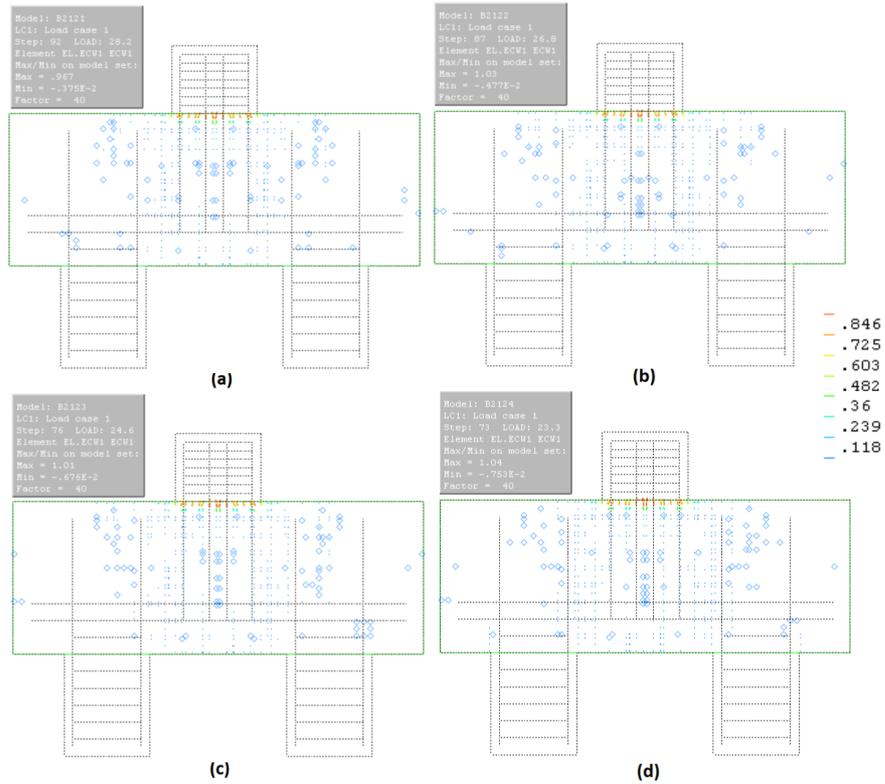
Da Figura 74 à Figura 77 as fissuras são apresentadas de forma distribuída, onde, este comportamento pode ser explicado devido ao modelo do dano empregado na simulação numérica.

Figura 74 – Distribuição das fissuras do bloco B212 (sem RAA), na força última.



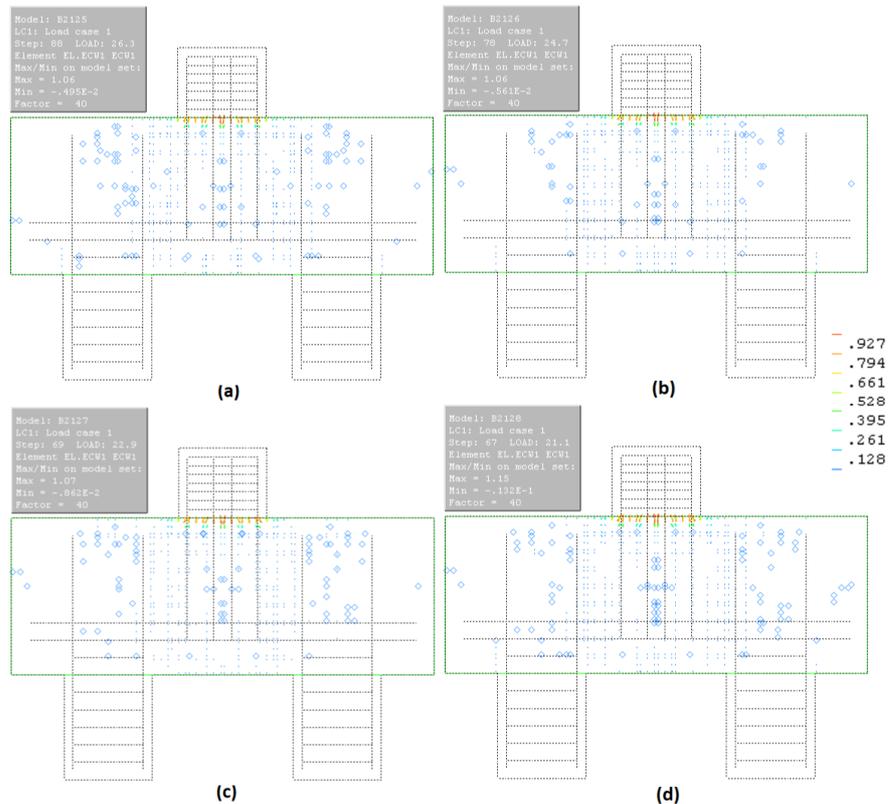
Fonte: O Autor (2019).

Figura 75 – Distribuição das fissuras dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.1; (b) Modelo B212.2; (c) Modelo B212.3; (d) Modelo B212.4.



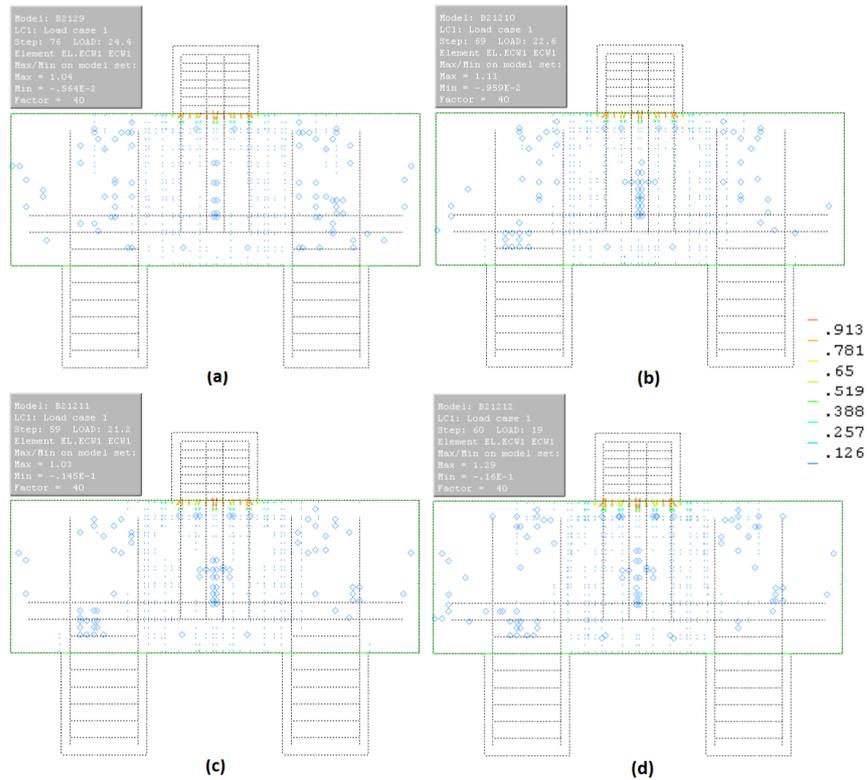
Fonte: O Autor (2019).

Figura 76 – Distribuição das fissuras dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.5; (b) Modelo B212.6; (c) Modelo B212.7; (d) Modelo B212.8.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 77 – Distribuição das fissuras dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B212.9; (b) Modelo B212.10; (c) Modelo B212.11; (d) Modelo B212.12.



Fonte: O Autor (2019).

#### 4.2.2 Análise das reduções das propriedades no bloco sobre três estacas

O modelo do bloco sobre três estacas possui concretos diferentes para o bloco e para os pilares e estacas, sendo que, as reduções nas propriedades do concreto foram aplicadas apenas no concreto do bloco.

Para armadura do bloco se optou pelo modelo que continha apenas a armadura principal, passando sobre as estacas, assim, poderia analisar melhor a distribuição de fissuras e o fluxo das tensões principais.

A Tabela 24 apresenta os parâmetros dos modelos dos blocos sobre três estacas com a aplicação das reduções nas propriedades do concreto.

Após o processamento dos modelos, foram obtidos resultados referentes à força última, tensões de compressão e tração máximas no concreto, tensão máxima de tração na armadura e deslocamentos, dados apresentados na Tabela 25.

Tabela 24 – Dados de entrada dos modelos de bloco sobre três estacas – Concreto do bloco.

Modelos (três estacas)	Nível de expansão (%)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidades (MPa)	Comprimento da banda de fissuras h (mm)	Fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ )	Energia de fratura na compressão (G <sub>c</sub> )	Energia de fratura na tração (G <sub>t</sub> )
<b>B310</b>	0	31,0	2,70	34921	19	0,8	33,75	0,135
<b>Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>								
<b>B310.1</b>	0,05	31,0	2,01	33175	19	0,8	33,75	0,135
<b>B310.2</b>	0,12	29,5	1,62	27937	19	0,8	33,50	0,134
<b>B310.3</b>	0,20	27,0	1,49	22699	19	0,8	33,00	0,132
<b>B310.4</b>	0,30	24,8	1,35	20953	19	0,8	32,50	0,130
<b>Valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>								
<b>B310.5</b>	0,05	28,5	1,67	27588	19	0,8	33,25	0,133
<b>B310.6</b>	0,12	27,0	1,27	22699	19	0,8	33,00	0,132
<b>B310.7</b>	0,20	25,1	1,13	18159	19	0,8	32,50	0,130
<b>B310.8</b>	0,30	22,3	1,00	16064	19	0,8	32,00	0,128
<b>Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>								
<b>B310.9</b>	0,05	26,4	1,08	22000	19	0,8	33,00	0,132
<b>B310.10</b>	0,12	24,8	0,95	17461	19	0,8	32,50	0,130
<b>B310.11</b>	0,20	23,3	0,81	13968	19	0,8	32,25	0,129
<b>B310.12</b>	0,30	20,2	0,68	11524	19	0,8	31,25	0,125

Fonte: O Autor (2019).

Com a redução dos valores de resistência à compressão e à tração, e do módulo de elasticidade, ocorre redução no valor da força última e nos valores de tensão máximas de compressão e de tração. Os deslocamentos máximos devem aumentar com a redução das propriedades mecânicas do concreto. Os dados das tensões de tração máxima na armadura foram apresentados com a finalidade de mostrar que o modelo rompeu no concreto, e não no aço do bloco.

Tabela 25 – Dados de saída dos modelos de blocos com três estacas.

Modelos (três estacas)	Força última (tf)	Deslocamento (mm)	Tensão de compressão máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima na armadura (MPa)
<b>B310</b>	419,0	0,78	43,6	24,3	421
<b>Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>					
<b>B310.1</b>	452,0	1,45	48,7	25,1	511
<b>B310.2</b>	439,8	1,72	47,6	24,6	524
<b>B310.3</b>	403,0	1,76	42,8	21,0	470
<b>B310.4</b>	372,4	1,68	39,4	18,9	420
<b>Valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>					
<b>B310.5</b>	428,8	1,63	46,3	23,0	498
<b>B310.6</b>	400,6	1,82	42,9	22,3	471
<b>B310.7</b>	370,0	1,91	39,1	20,0	445
<b>B310.8</b>	328,3	1,77	34,1	16,9	375
<b>Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA</b>					
<b>B310.9</b>	388,3	1,85	41,5	21,9	465
<b>B310.10</b>	360,2	1,98	38,7	19,9	433
<b>B310.11</b>	332,0	2,09	36,1	17,6	409
<b>B310.12</b>	285,4	1,98	31,2	14,7	334

Fonte: O Autor (2019).

#### 4.2.2.1 Força última

A força última é o valor máximo de carregamento suportado pelo bloco na iminência da ruína. Foi aplicada carga no modelo através de passos de carga (1,0 MPa no topo do pilar). A

carga última foi definida quando, ao verificar-se que o somatório das cargas aplicadas decresceu.

A Tabela 26 apresenta a porcentagem da força última relacionada com os níveis de expansão. São exibidos os valores máximo, mínimos e médios das análises de blocos sobre três estacas.

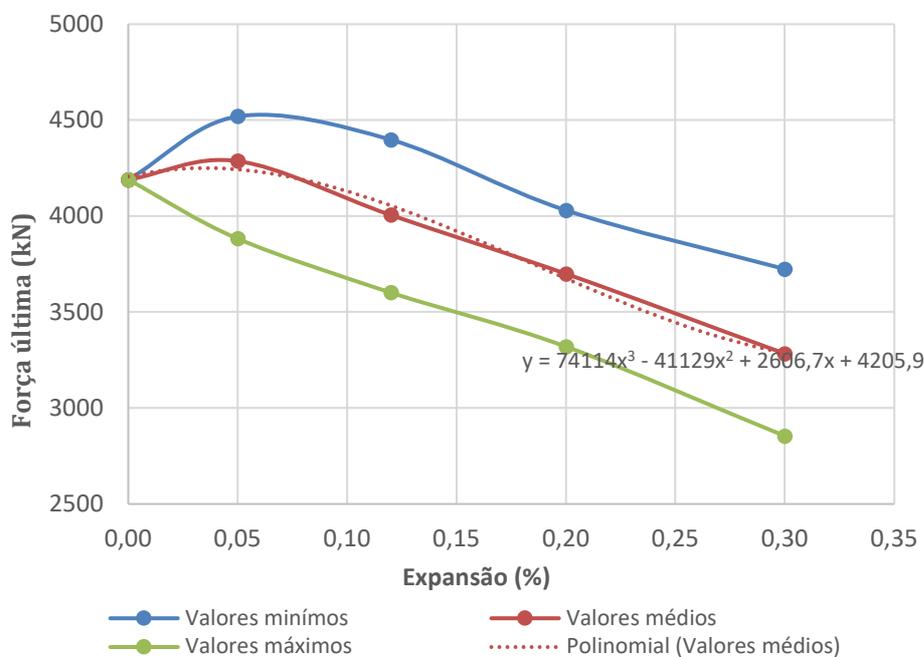
Tabela 26 – Força última (%) *versus* nível de expansão – Bloco de três estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Força última (/B310)
B310	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B310.1	0,05	1,08
B310.2	0,12	1,05
B310.3	0,2	0,96
B310.4	0,3	0,89
<b>Valores médios</b>		
B310.5	0,05	1,02
B310.6	0,12	0,96
B310.7	0,2	0,88
B310.8	0,3	0,78
<b>Valores máximos</b>		
B310.9	0,05	0,93
B310.10	0,12	0,86
B310.11	0,2	0,79
B310.12	0,3	0,68

Fonte: O Autor (2019).

A Figura 78 mostra em gráfico a relação entre os valores de força última e os níveis de expansão. O gráfico também apresenta a equação da curva dos valores médios de força última.

Figura 78 – Força última *versus* nível de expansão – Bloco de três estacas.



Fonte: O Autor (2019).

À medida que o concreto expande, reduz a valor da força última, chegando até 32% menor quando comparado ao valor sem reduções devido à RAA. Considerando o alto nível de

degradação das propriedades do concreto, podemos considerar estes resultados condizentes para estruturas afetadas por RAA.

Em alguns modelos pode-se perceber o aumento da força última, isto pode ter ocorrido por consequência de ajuste no sistema de resolução das equações numéricas.

#### 4.2.2.2 Deslocamentos

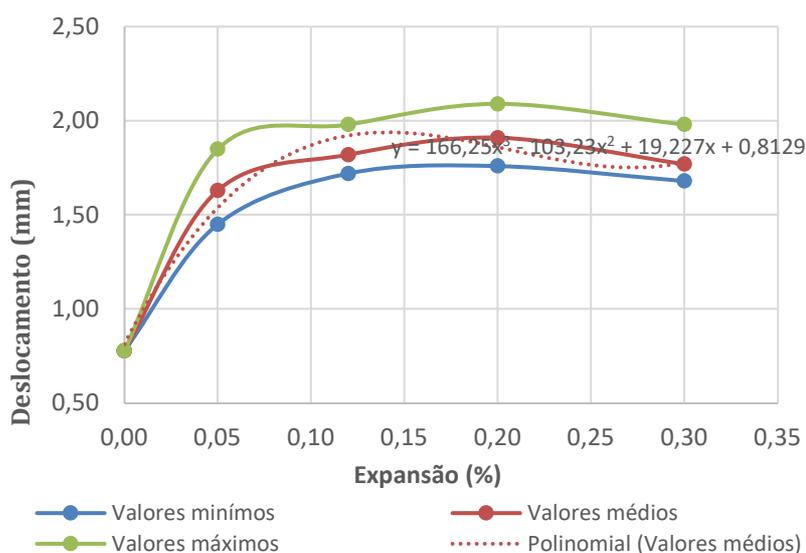
Os maiores deslocamentos foram observados na região inferior do bloco entre as estacas, deslocamentos verticais. Com a redução das propriedades do concreto, principalmente o módulo de elasticidade, teve um aumento dos deslocamentos.

Tabela 27 – Deslocamentos (%) *versus* nível de expansão – Bloco de três estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Deslocamentos máx. (/B310)
B310	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B310.1	0,05	1,86
B310.2	0,12	2,21
B310.3	0,2	2,26
B310.4	0,3	2,16
<b>Valores médios</b>		
B310.5	0,05	2,09
B310.6	0,12	2,34
B310.7	0,2	2,45
B310.8	0,3	2,27
<b>Valores máximos</b>		
B310.9	0,05	2,37
B310.10	0,12	2,54
B310.11	0,2	2,68
B310.12	0,3	2,54

Fonte: O Autor (2019).

Figura 79 – Deslocamentos *versus* nível de expansão – Bloco de três estacas.



A Figura 79 e a Tabela 27 apresentam os resultados relacionando o deslocamento máximo com os níveis de expansão, dos modelos de blocos sobre três estacas. No gráfico são exibidas

as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

Com o aumento dos níveis de expansão, consequentemente da degradação do concreto, há um aumento do deslocamento máximo, chegando até 168 % em relação ao modelo não afetado pela RAA.

#### 4.2.2.3 Tensões principais de compressão

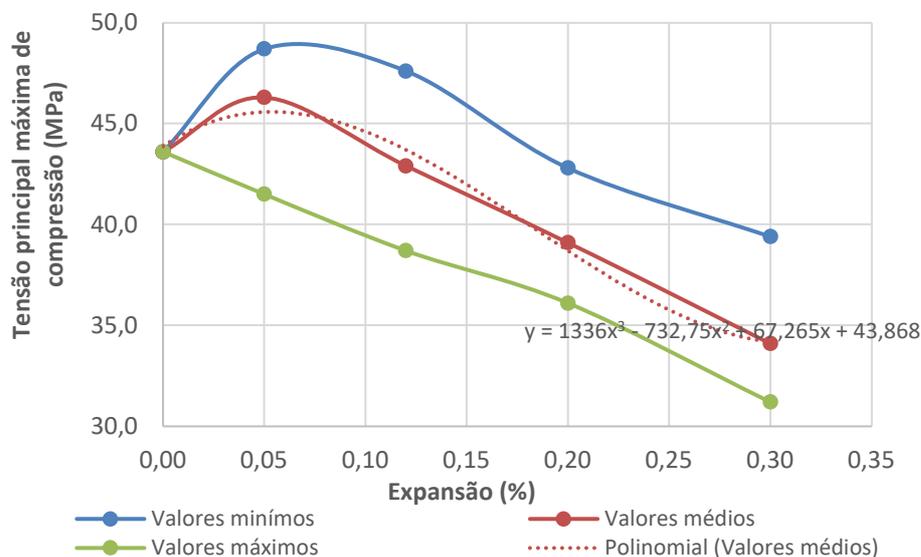
Neste item são apresentados os fluxos de tensões principais de compressão, analisados na força última, no interior dos modelos numéricos, indicando a formação e inclinação das bielas de compressão.

Tabela 28 – Tensão de compressão (%) *versus* nível de expansão – Bloco de três estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Tensão de compressão máx. (/B310)
B310	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B310.1	0,05	1,12
B310.2	0,12	1,09
B310.3	0,2	0,98
B310.4	0,3	0,90
<b>Valores médios</b>		
B310.5	0,05	1,06
B310.6	0,12	0,98
B310.7	0,2	0,90
B310.8	0,3	0,78
<b>Valores máximos</b>		
B310.9	0,05	0,95
B310.10	0,12	0,89
B310.11	0,2	0,83
B310.12	0,3	0,72

Fonte: O Autor (2019).

Figura 80 – Tensão de compressão máxima *versus* nível de expansão – Bloco de três estacas.



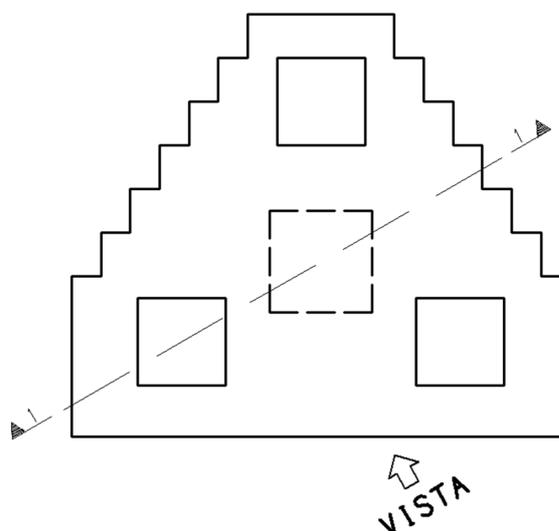
Fonte: O Autor (2019).

Na Tabela 28 são apresentados os resultados que relacionam o nível de expansão (%) com a redução da tensão de compressão máxima (%) para os modelos de blocos sobre três estacas. Observa-se um aumento da tensão de compressão nos modelos B310.1 e B310.2, onde este aspecto também é observado nos resultados de Sanchez et al (2017). Os outros modelos seguiram o padrão, com o aumento dos níveis de expansão, houve redução da tensão máxima de compressão, chegando até 28 % em relação ao modelo não afetado pela RAA.

A Figura 80 mostra o gráfico que relaciona o nível de expansão (%) com o valor da tensão de compressão máxima. No gráfico são exibidas as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

Para análise do fluxo as tensões principais, foi seccionado o modelo como mostrado na Figura 81.

Figura 81 – Corte e vista dos modelos de blocos sobre três estacas.



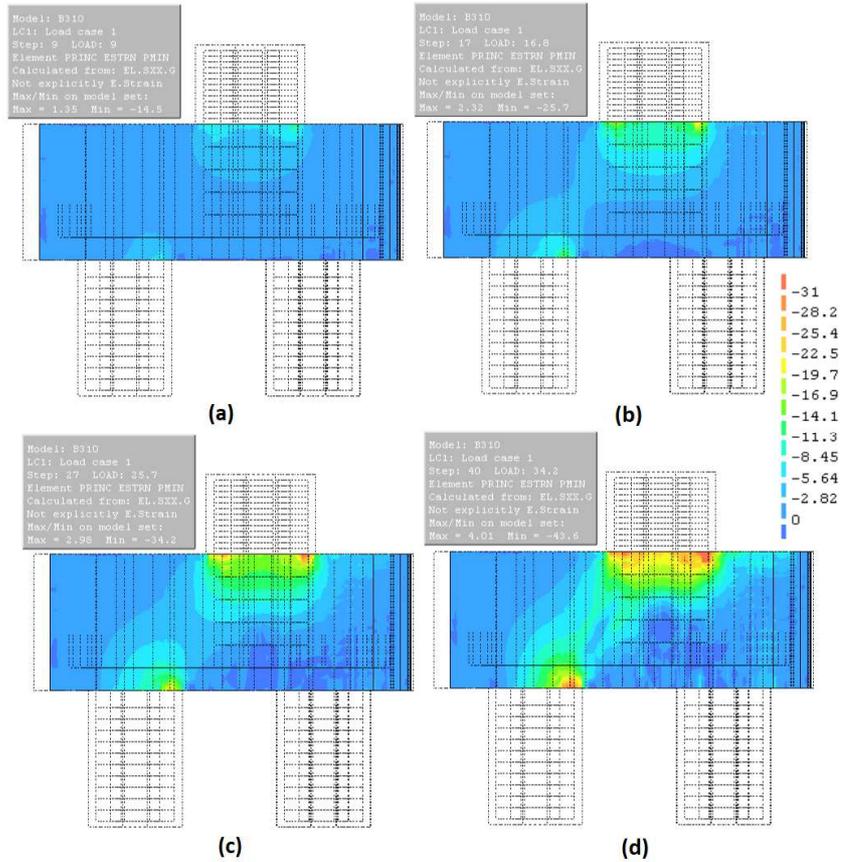
Fonte: O Autor (2019).

Na Figura 82 são mostrados os fluxos de tensão em vários níveis de carregamento, do carregamento menos intenso para um carregamento referente à força última, do bloco sem redução devido à RAA. Observa-se a formação e o desenvolvimento das bielas de compressão. Para a análise da tensão de compressão do bloco sem redução devido a RAA, a tensão máxima foi limitada a resistência à compressão do concreto utilizada no modelo, 31 MPa.

Observando-se da Figura 83 à Figura 86 é possível notar, o fluxo de tensões na força última, nos modelos de blocos sobre três estacas, analisados com ou sem reduções por RAA.

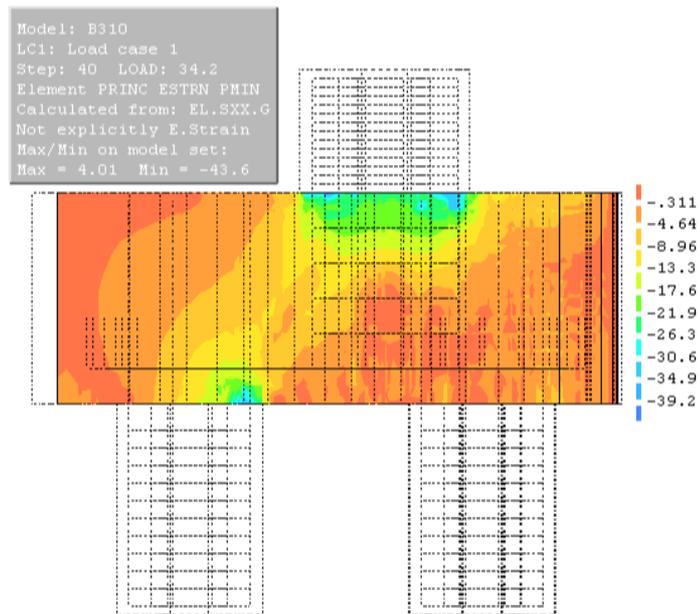
Percebe-se que a tensão de compressão máxima (valores negativos) tem valores até 40 % maiores que a tensão de resistência do concreto a compressão ( $f_{cm}$ ) utilizada nos modelos com e sem reduções por RAA, ocorrendo logo abaixo do pilar, em uma região confinada pelas bielas de compressão e o pilar.

Figura 82 – Fluxos das tensões principais de compressão – (a) 25% da força última; (b) 50% da força última; (a) 55% da força última; (a) 100% da força última.



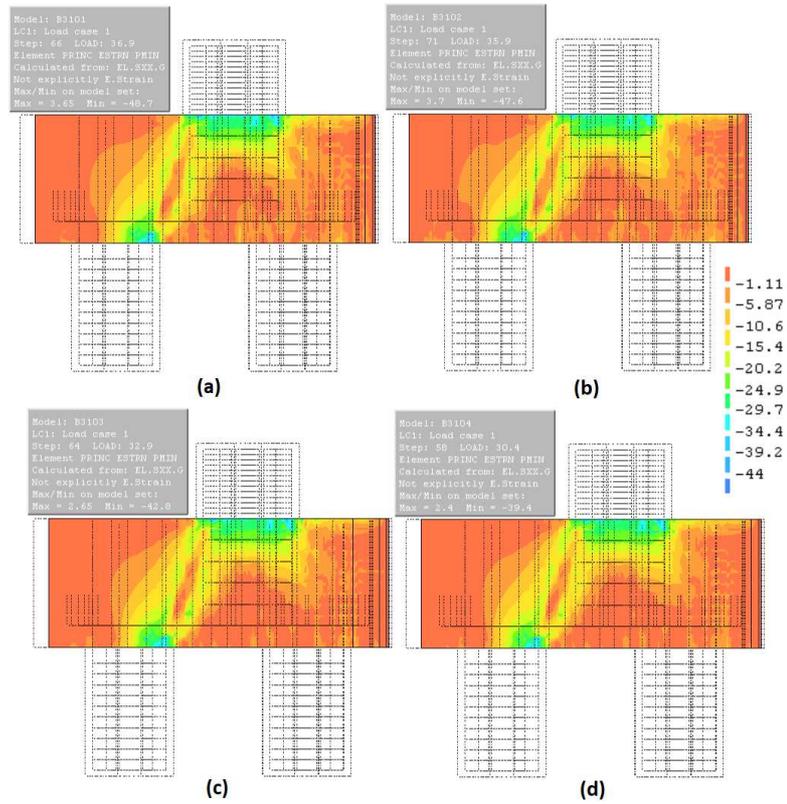
Fonte: O Autor (2019).

Figura 83 – Fluxos das tensões principais de compressão do modelo B310 (sem RAA), na força última.



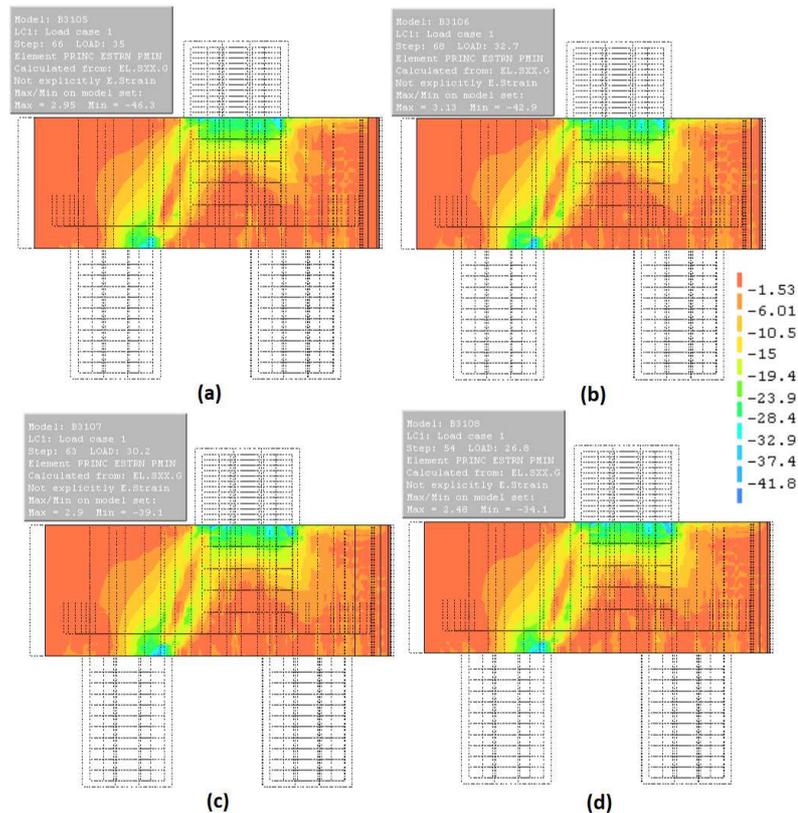
Fonte: O Autor (2019).

Figura 84 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.1; (b) Modelo B310.2; (c) Modelo B310.3; (d) Modelo B310.4.



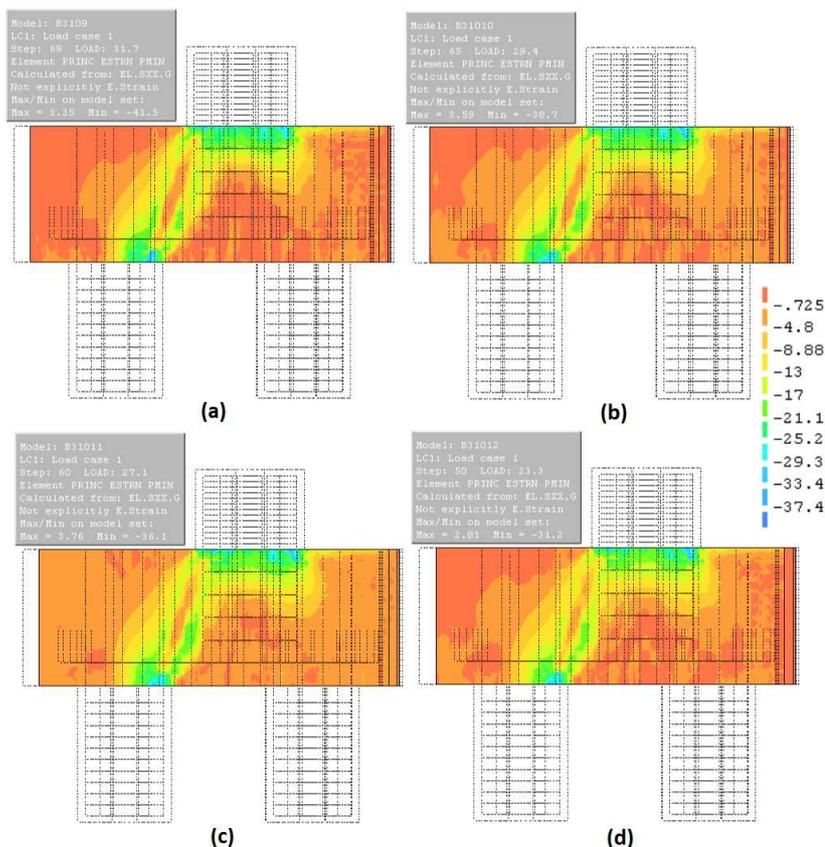
Fonte: O Autor (2019).

Figura 85 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.5; (b) Modelo B310.6; (c) Modelo B310.7; (d) Modelo B310.8.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 86 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.9; (b) Modelo B310.10; (c) Modelo B310.11; (d) Modelo B310.12.



Fonte: O Autor (2019).

#### 4.2.2.4 Tensões principais de tração

Neste item são apresentados os fluxos de tensões principais de tração no interior dos modelos numéricos, de blocos sobre três estacas, analisados na força última. Verifica-se por meio dos resultados que aumentando o nível de expansão, há uma tendência de redução da tensão de tração máxima.

Na Tabela 29 são apresentados os resultados que relacionam o nível de expansão (%) com a redução da tração máxima (%) para os modelos de blocos sobre três estacas. Com o aumento dos níveis de expansão, há um pequeno acréscimo no valor da tensão de tração máxima nos modelos B310.1 e B310.2, nos demais modelos há uma redução da tensão máxima de tração, chegando até 40 % em relação ao modelo não afetado pela RAA. Esse aumento de tensão nos modelos com pequenas expansões também é observado nos resultados de Sanchez et al (2017).

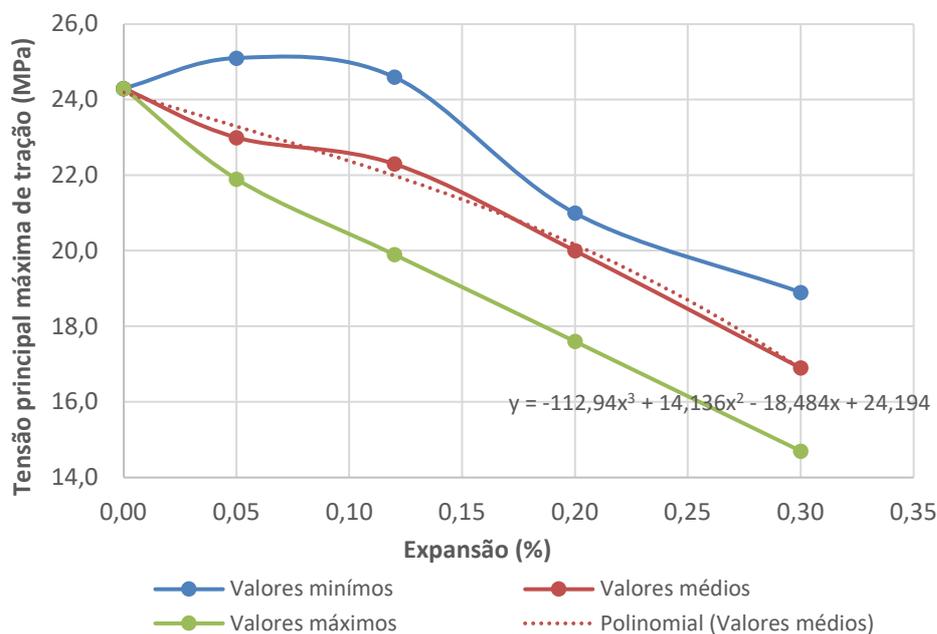
A Figura 87 mostra o gráfico que relaciona o nível de expansão (%) com o valor da tensão de tração máxima, na força última. No gráfico são exibidas as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

Tabela 29 – Tensão de tração (%) *versus* nível de expansão – Bloco de três estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Tensão de tração máx. (/B310)
B310	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B310.1	0,05	1,03
B310.2	0,12	1,01
B310.3	0,2	0,86
B310.4	0,3	0,78
<b>Valores médios</b>		
B310.5	0,05	0,95
B310.6	0,12	0,92
B310.7	0,2	0,82
B310.8	0,3	0,70
<b>Valores máximos</b>		
B310.9	0,05	0,90
B310.10	0,12	0,82
B310.11	0,2	0,72
B310.12	0,3	0,60

Fonte: O Autor (2019).

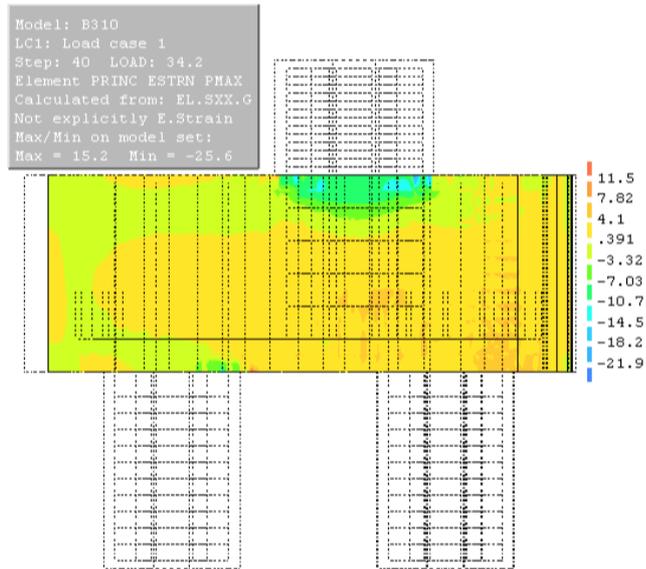
Da Figura 88 à Figura 91, é apresentado o fluxo de tensões principais de tração, na força última de cada um dos modelos de blocos sobre três estacas. Observou-se o desenvolvimento de maiores tensões junto aos pilares. Observa-se tensões de tração dentro das bielas de compressão, o que indica ruína da estrutura por fendilhamento das bielas de compressão.

Figura 87 – tensão de tração máxima *versus* nível de expansão – Bloco de três estacas.

Fonte: O Autor (2019).

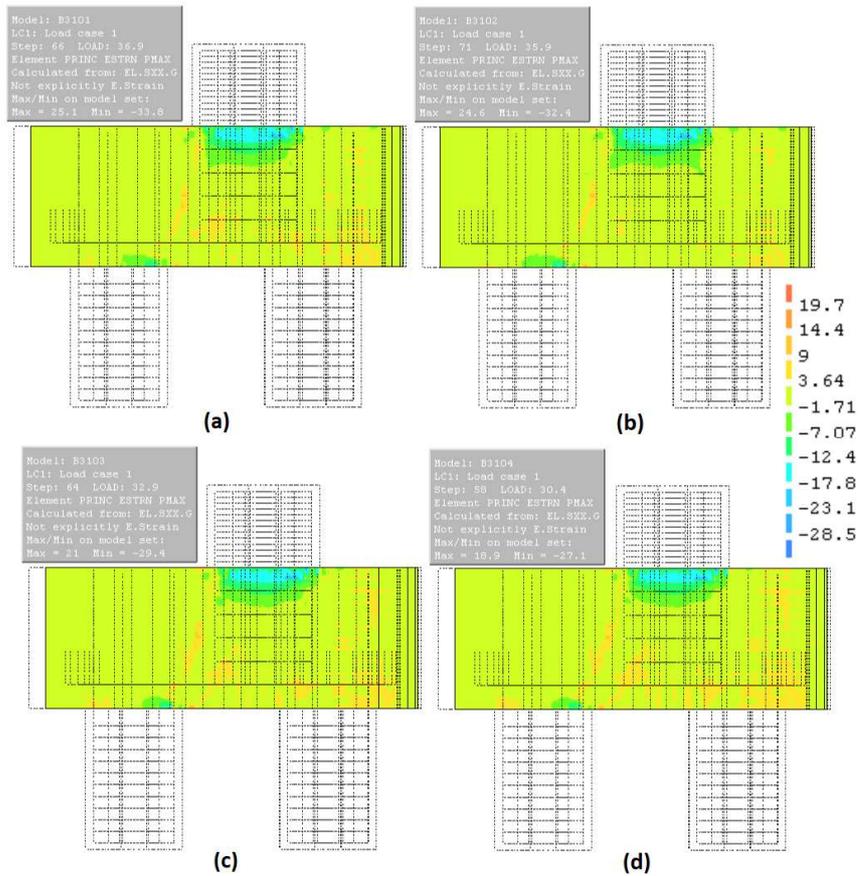
Observando as imagens das tensões de tração máximas (valores positivos), percebe-se que ocorre um declínio no fluxo de tensões quando se aumenta a taxa de expansão do concreto devido à RAA. Os diagramas apresentam valores acima dos valores de resistência do concreto à tração ( $f_{ctm}$ ), este fato pode ser entendido, como sendo a tensão do concreto junto as armaduras, elevando assim o valor da tensão.

Figura 88 – Fluxos das tensões principais de tração do modelo B310 (sem RAA), na força última.



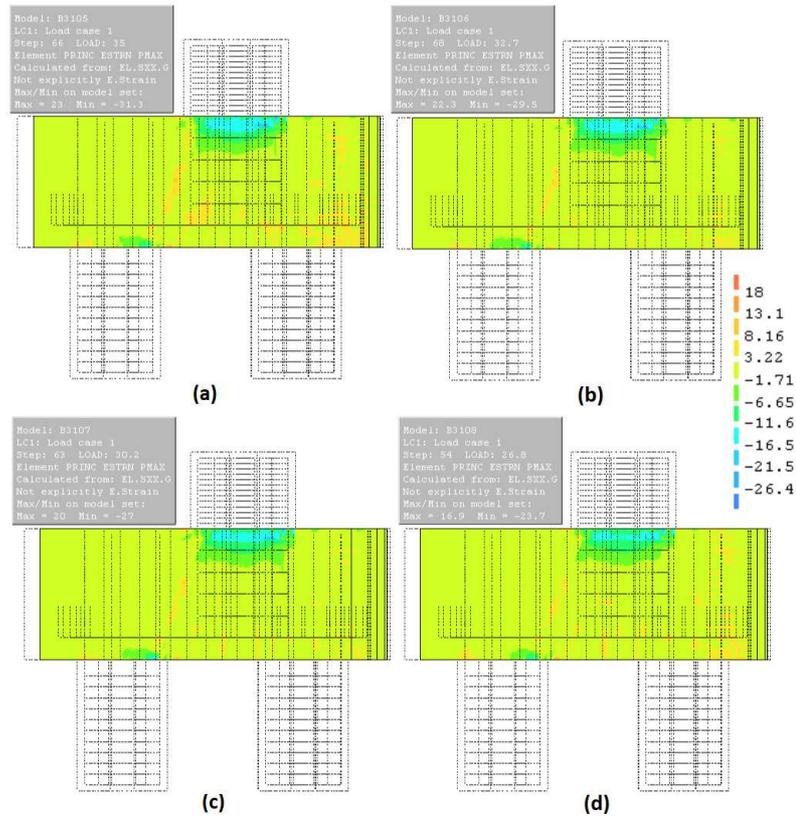
Fonte: O Autor (2019).

Figura 89 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.1; (b) Modelo B310.2; (c) Modelo B310.3; (d) Modelo B310.4.



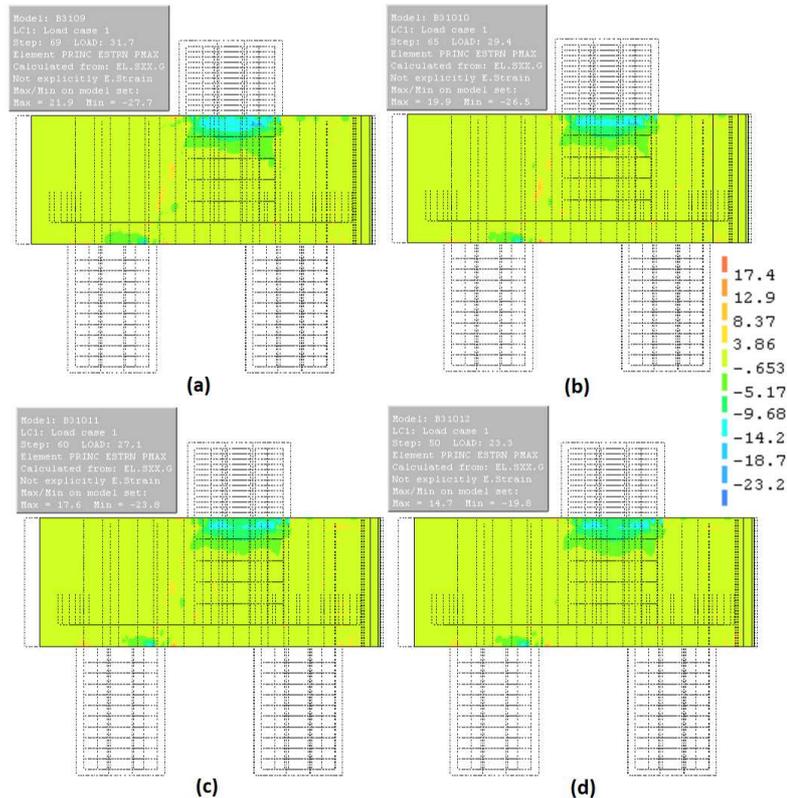
Fonte: O Autor (2019).

Figura 90 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.5; (b) Modelo B310.6; (c) Modelo B310.7; (d) Modelo B310.8.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 91 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B310.9; (b) Modelo B310.10; (c) Modelo B310.11; (d) Modelo B310.12.



Fonte: O Autor (2019).

#### 4.2.2.5 Tensões nas armaduras

Neste item são apresentadas as tensões de tração na armadura principal do bloco, dos modelos de três estacas, analisadas na força última.

Tabela 30 – Tensão na armadura (%) *versus* nível de expansão – Bloco de três estacas.

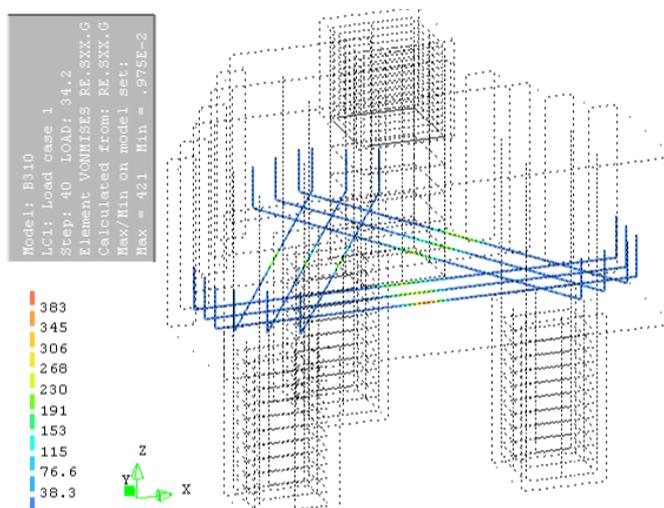
Modelos	Nível de expansão (%)	Tensão na armadura (/B310)
B310	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B310.1	0,05	1,21
B310.2	0,12	1,24
B310.3	0,2	1,12
B310.4	0,3	1,00
<b>Valores médios</b>		
B310.5	0,05	1,18
B310.6	0,12	1,12
B310.7	0,2	1,06
B310.8	0,3	0,89
<b>Valores máximos</b>		
B310.9	0,05	1,10
B310.10	0,12	1,03
B310.11	0,2	0,97
B310.12	0,3	0,79

Fonte: O Autor (2019).

Na Tabela 30 verifica-se um acréscimo da tensão na armadura quando aumentado o nível de expansão, apenas os modelos B310.11 e B310.12 tiveram valores menores, quando comparados ao modelo sem RAA. A tendência dos valores de tensão na armadura acompanha o mesmo desenvolvimento da força última, observada na Figura 78.

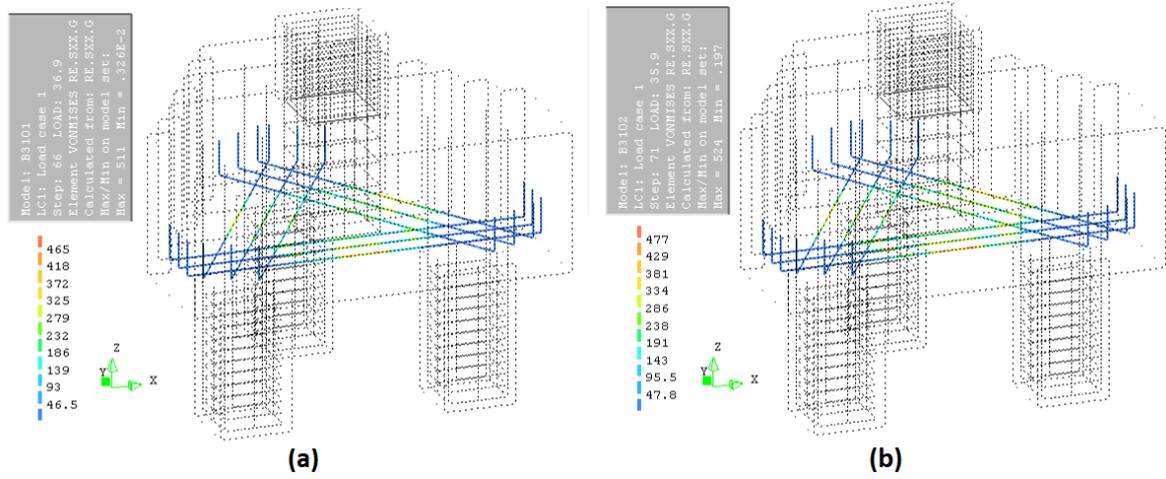
Da Figura 92 à Figura 98, são apresentadas as tensões nas armaduras dos blocos sobre três estacas, obtidas na força última. Observou-se que as tensões nas armaduras não superaram a resistência a tração do aço (591 MPa), podendo admitir que a ruína da estrutura não ocorreu pelo escoamento das armaduras dos blocos.

Figura 92 –Tensões nas armaduras do bloco B310 (sem RAA).



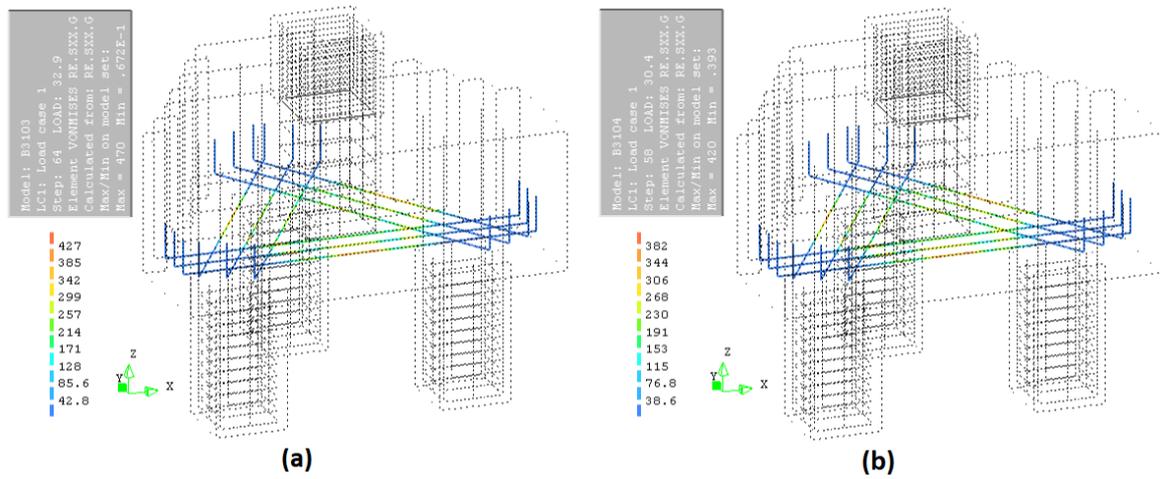
Fonte: O Autor (2019).

Figura 93 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.1; (b) B310.2.



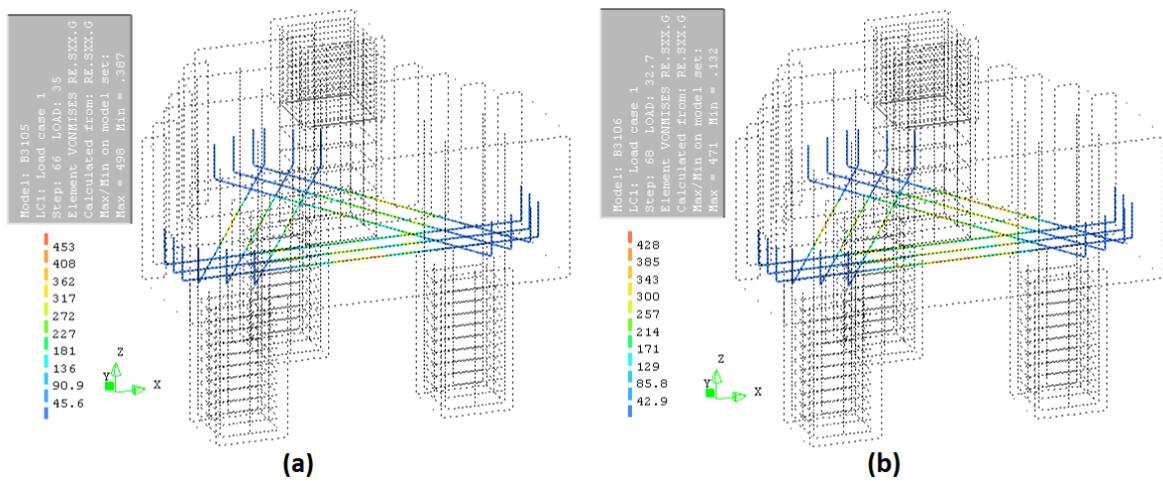
Fonte: O Autor (2019).

Figura 94 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.3; (b) B310.4.



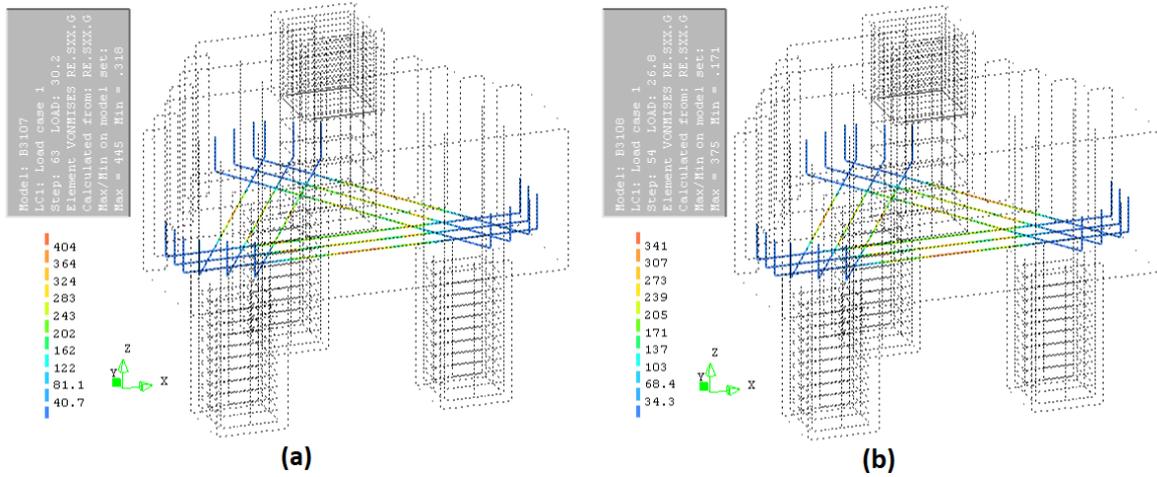
Fonte: O Autor (2019).

Figura 95 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.5; (b) B310.6.



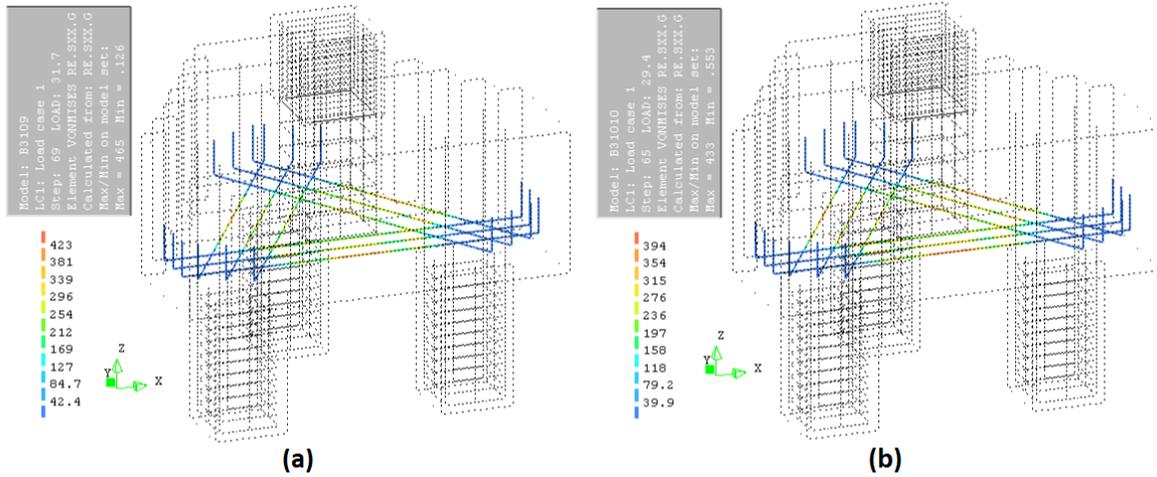
Fonte: O Autor (2019).

Figura 96 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.7; (b) B310.8.



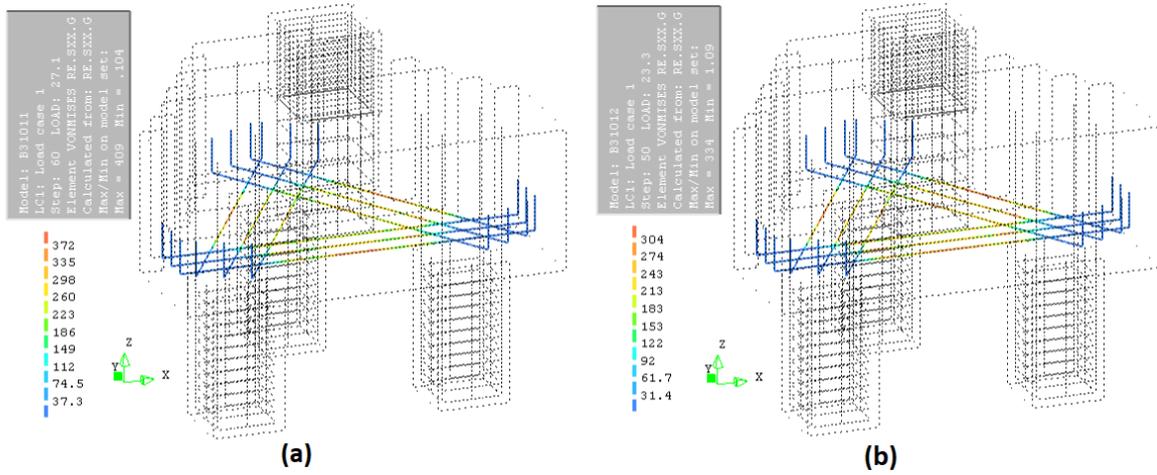
Fonte: O Autor (2019).

Figura 97 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.9; (b) B310.10.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 98 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B310.11; (b) B310.12.



Fonte: O Autor (2019).

#### 4.2.2.6 Fissuras no concreto

Este item apresenta o resultado da fissuração dos blocos sobre três estacas, na força última. São expostos os blocos com e sem redução devido à RAA.

Com o aumento do nível de expansão ocorreu a redução da resistência a tração do concreto, o que facilita o aparecimento de fissuras em pequenas tensões de tração. As maiores fissuras ocorreram na região inferior/central do bloco, também apresentando fissuras no interior das bielas comprimidas, o que indica a ruína da estrutura por fendilhamento das bielas comprimidas.

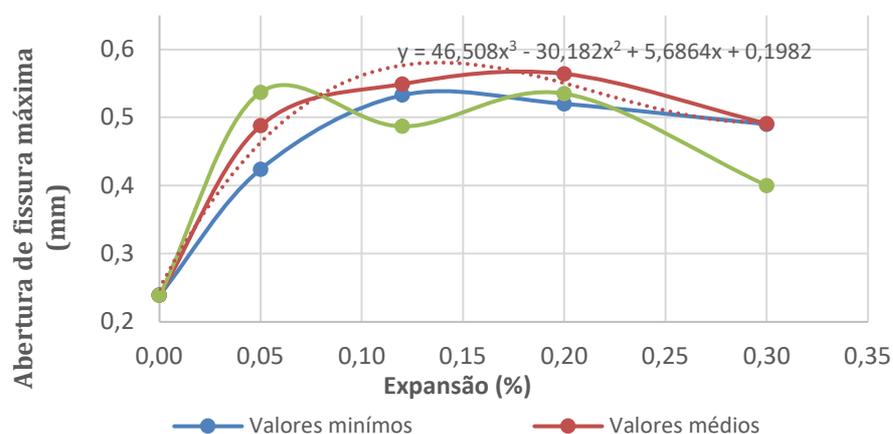
Na Tabela 31 são apresentados os resultados que relacionam o nível de expansão (%) com o aumento da abertura de fissuras para os modelos de blocos sobre três estacas. Com o aumento dos níveis de expansão, há um acréscimo no valor da fissura, chegando até 172 % em relação ao modelo não afetado pela RAA.

Tabela 31 – Abertura de fissura máxima *versus* nível de expansão – Bloco de três estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Abertura de fissuras máxima (mm)	Abertura de fissuras (/B310)
B310	0	0,19	1,00
<b>Valores mínimos</b>			
B310.1	0,05	0,37	1,98
B310.2	0,12	0,48	2,56
B310.3	0,2	0,47	2,49
B310.4	0,3	0,44	2,33
<b>Valores médios</b>			
B310.5	0,05	0,44	2,32
B310.6	0,12	0,50	2,64
B310.7	0,2	0,51	2,72
B310.8	0,3	0,44	2,33
<b>Valores máximos</b>			
B310.9	0,05	0,49	2,58
B310.10	0,12	0,44	2,31
B310.11	0,2	0,46	2,57
B310.12	0,3	0,35	1,85

Fonte: O Autor (2019).

Figura 99 – Abertura de fissura máxima *versus* nível de expansão – Bloco de três estacas.

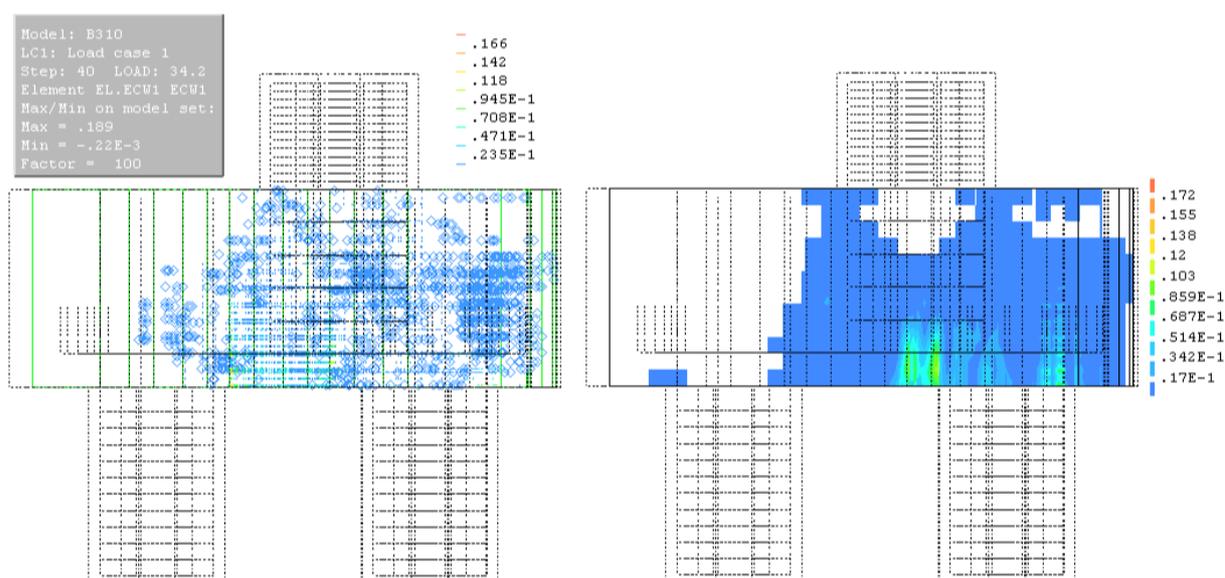


Fonte: O Autor (2019).

A Figura 99 mostra o gráfico que relaciona o nível de expansão (%) com o valor da abertura de fissura, na força última. No gráfico são exibidas as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

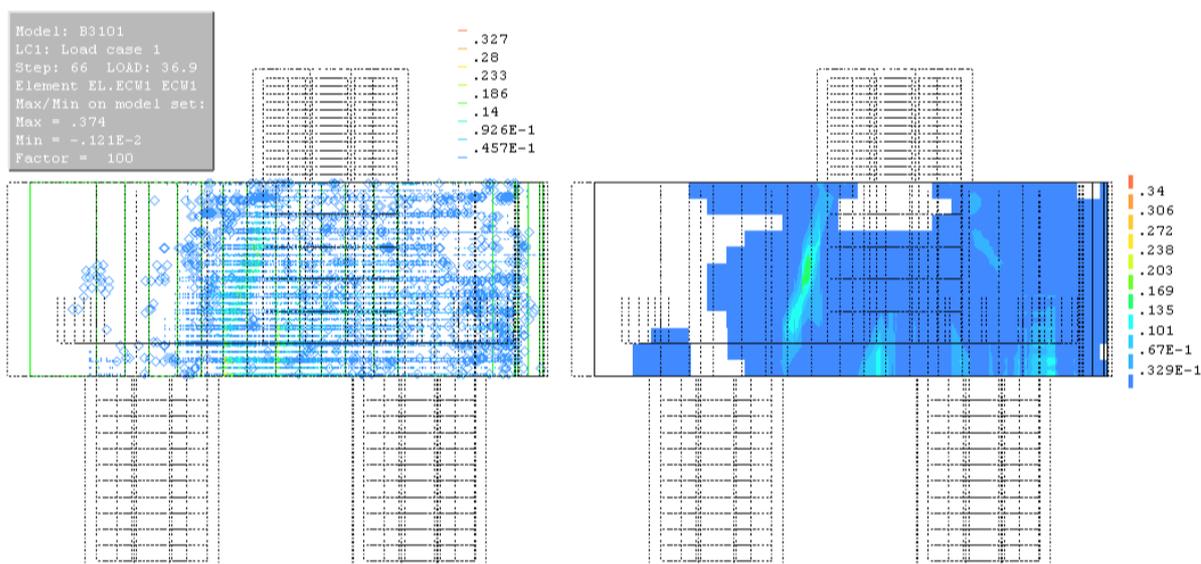
Da Figura 100 à Figura 112, são apresentadas as fissuras máximas, na força última, de duas maneiras, a imagem da esquerda mostra as fissuras distribuídas como vetores e a imagem da direita mostra o campo de fissuração. Percebe-se que as fissuras são apresentadas de forma distribuída, onde, este comportamento pode ser explicado devido ao modelo do dano empregado na simulação numérica.

Figura 100 – Distribuição das fissuras do bloco B310 (sem RAA), na força última.



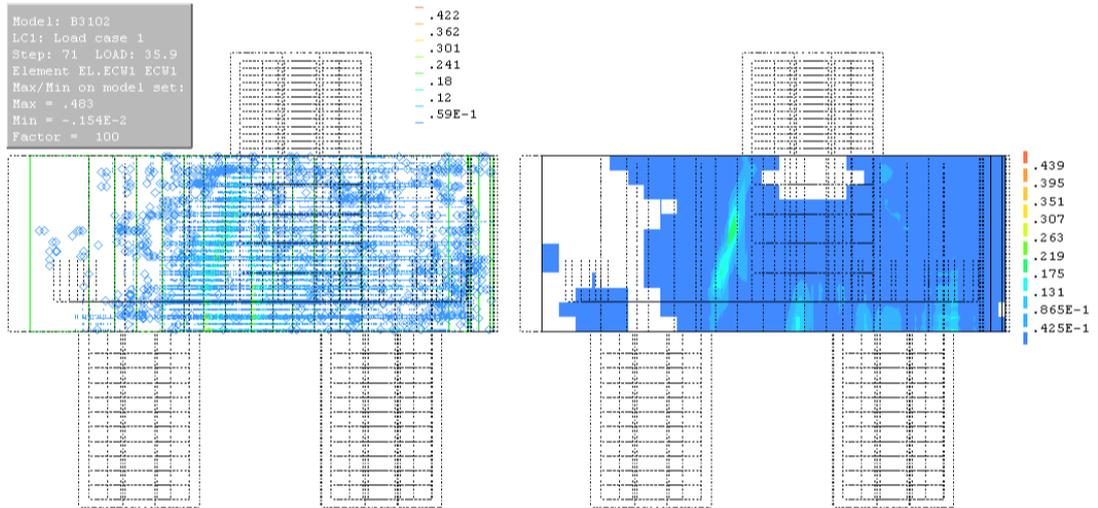
Fonte: O Autor (2019).

Figura 101 – Distribuição das fissuras do modelo B310.1 (com RAA), na força última.



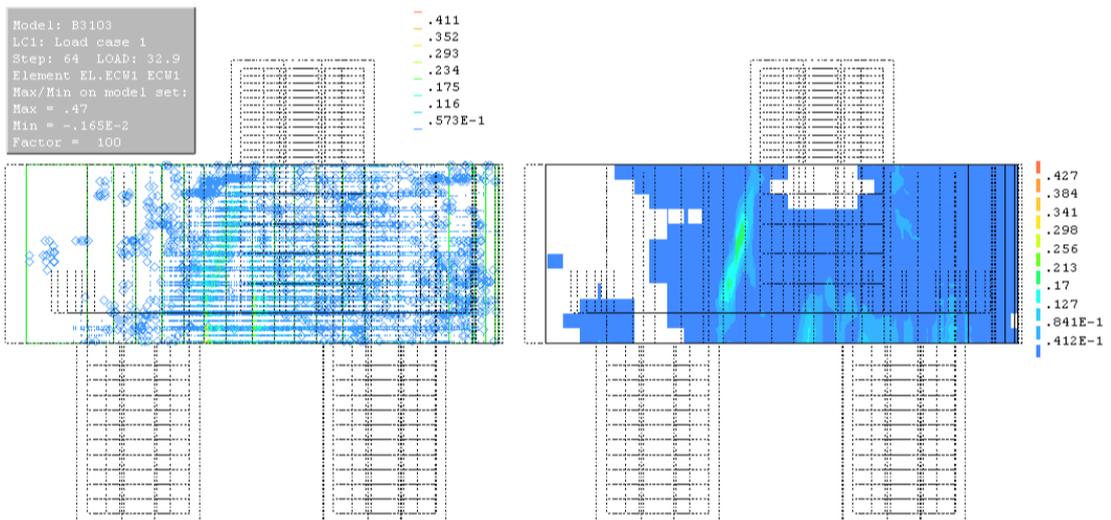
Fonte: O Autor (2019).

Figura 102 – Distribuição das fissuras do modelo B310.2 (com RAA), na força última.



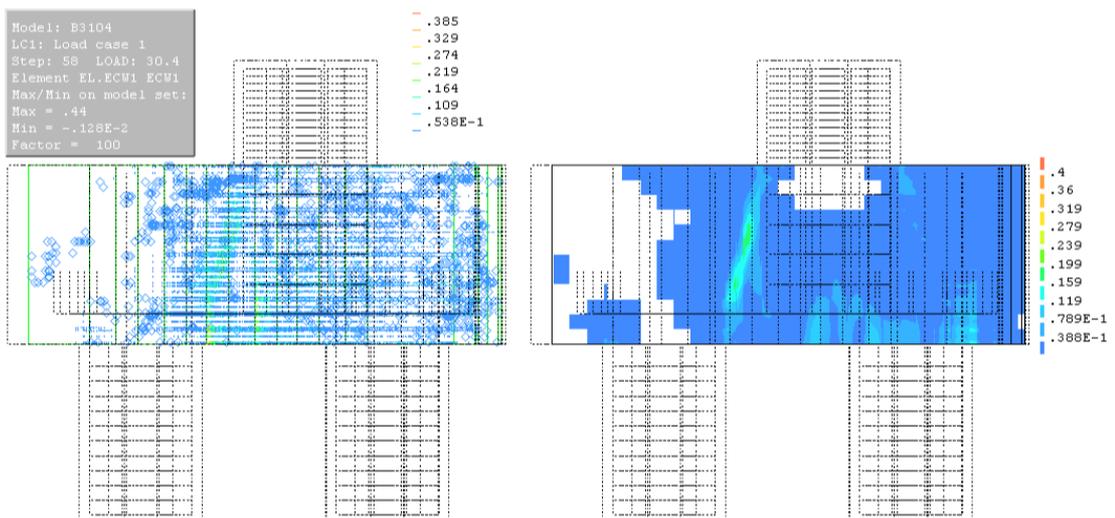
Fonte: O Autor (2019).

Figura 103 – Distribuição das fissuras do modelo B310.3 (com RAA), na força última.



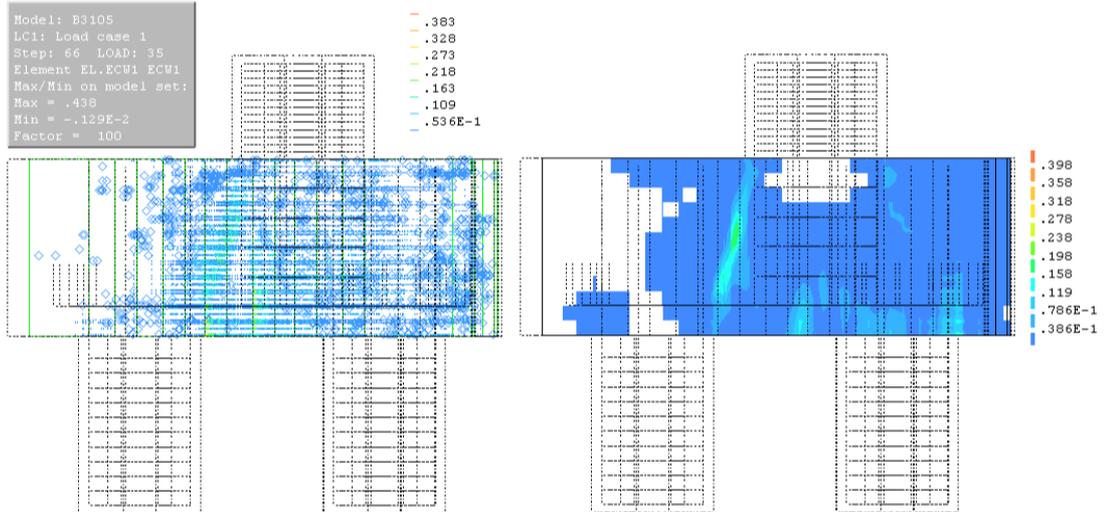
Fonte: O Autor (2019).

Figura 104 – Distribuição das fissuras do modelo B310.4 (com RAA), na força última.



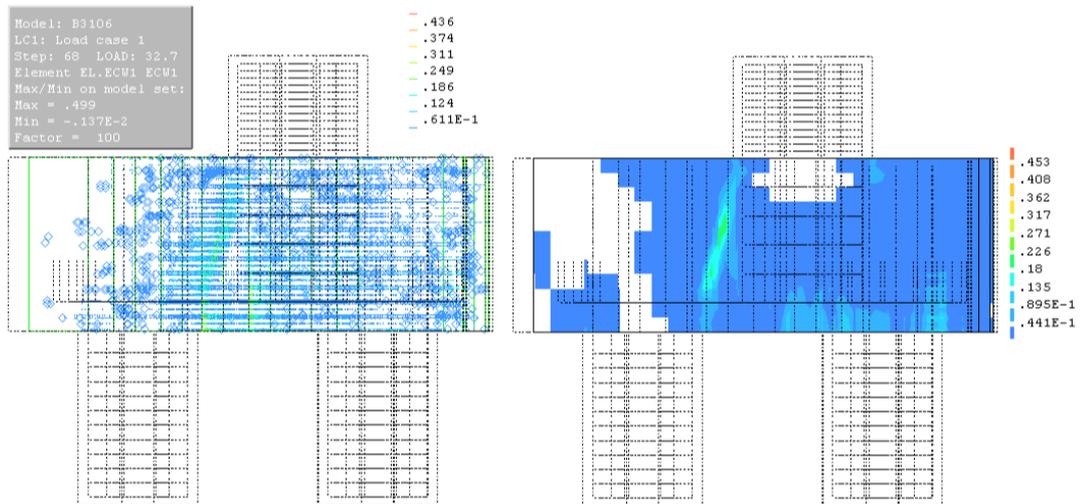
Fonte: O Autor (2019).

Figura 105 – Distribuição das fissuras do modelo B310.5 (com RAA), na força última.



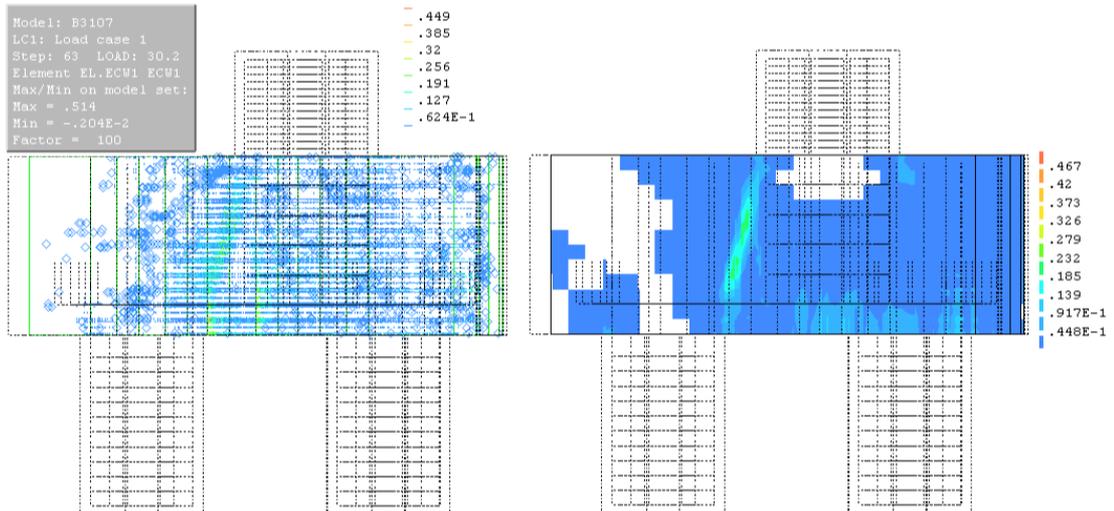
Fonte: O Autor (2019).

Figura 106 – Distribuição das fissuras do modelo B310.6 (com RAA), na força última.



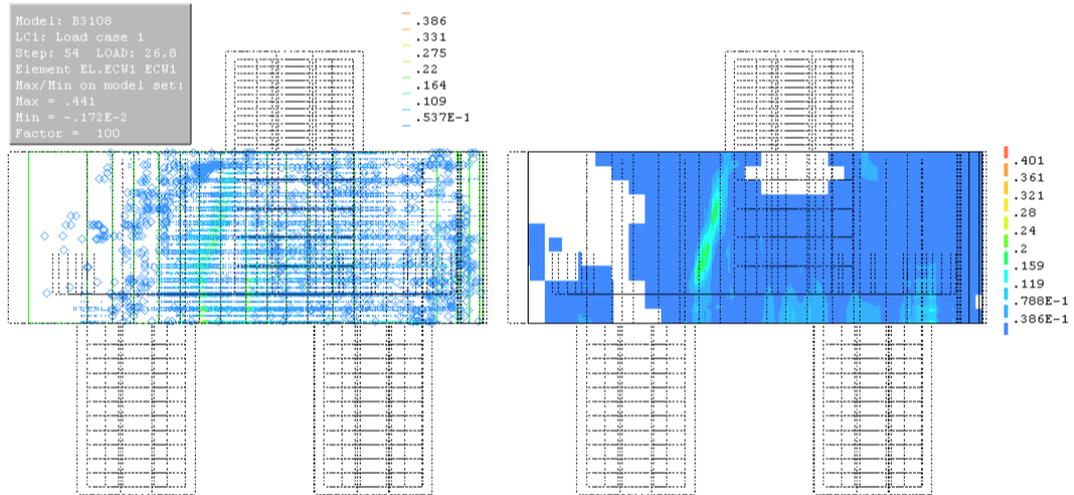
Fonte: O Autor (2019).

Figura 107 – Distribuição das fissuras do modelo B310.7 (com RAA), na força última.



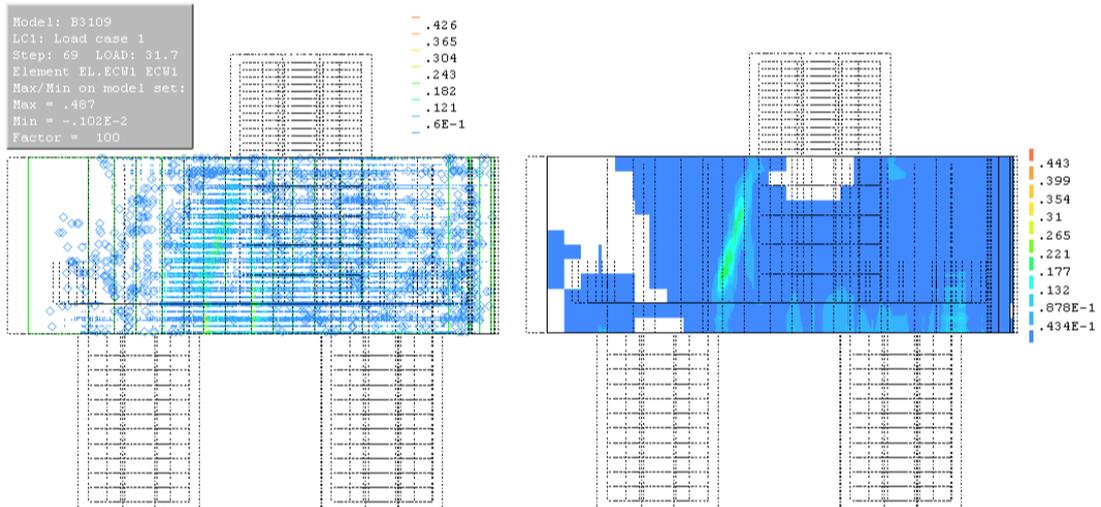
Fonte: O Autor (2019).

Figura 108 – Distribuição das fissuras do modelo B310.8 (com RAA), na força última.



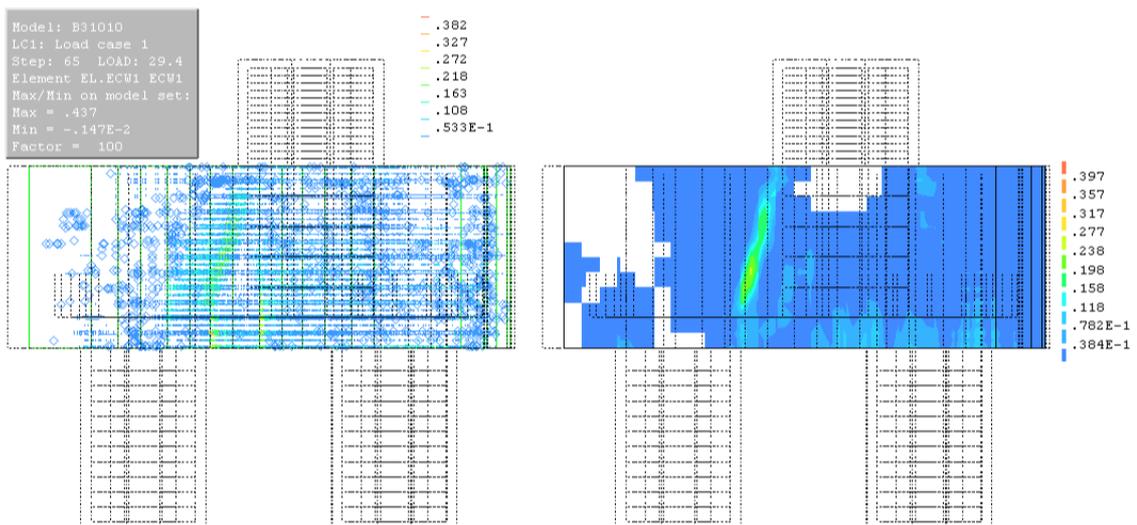
Fonte: O Autor (2019).

Figura 109 – Distribuição das fissuras do modelo B310.9 (com RAA), na força última.



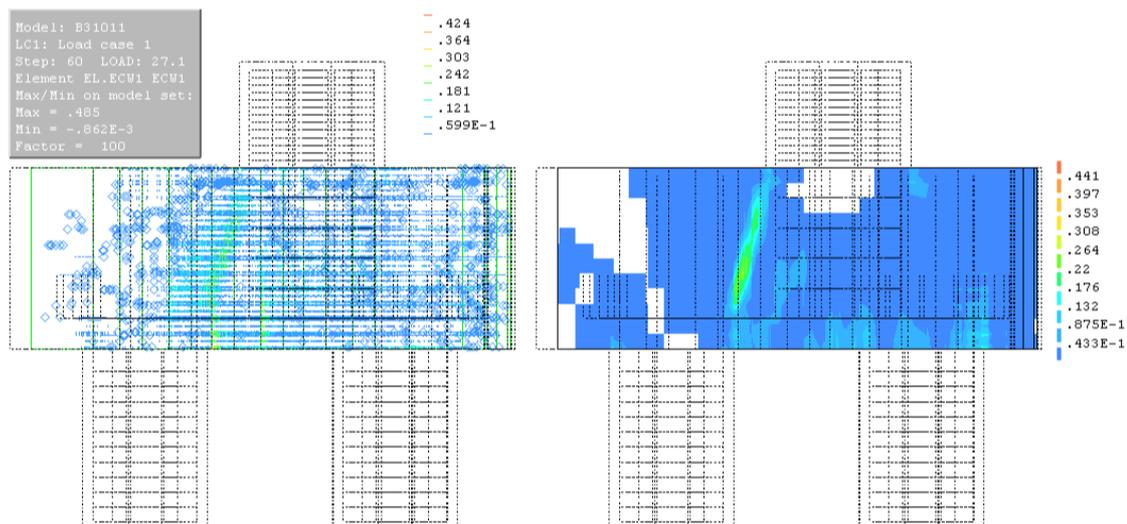
Fonte: O Autor (2019).

Figura 110 – Distribuição das fissuras do modelo B310.10 (com RAA), na força última.



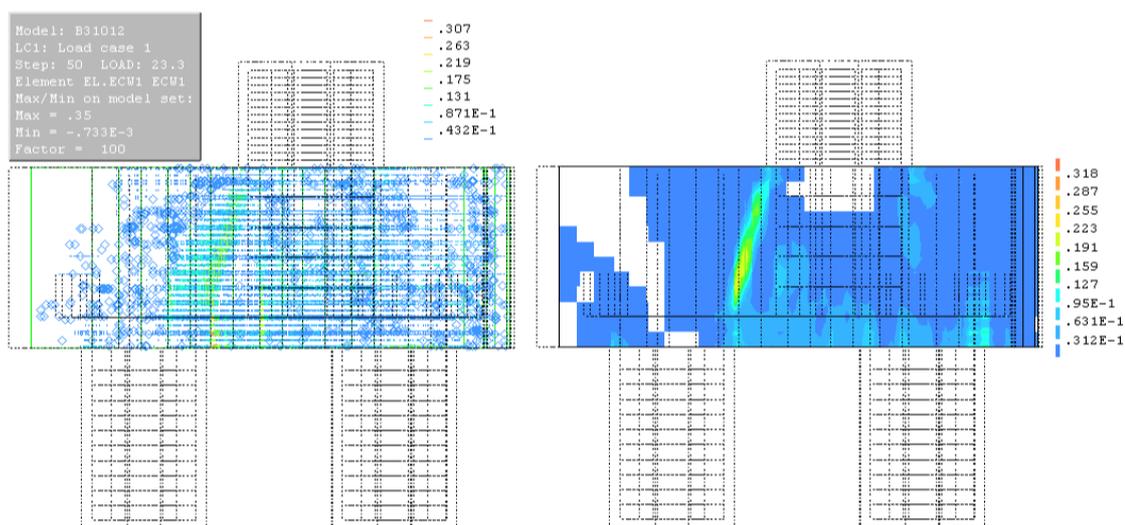
Fonte: O Autor (2019).

Figura 111 – Distribuição das fissuras do modelo B310.11 (com RAA), na força última.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 112 – Distribuição das fissuras do modelo B310.12 (com RAA), na força última.



Fonte: O Autor (2019).

### 4.2.3 Análise das reduções das propriedades no bloco sobre cinco estacas

O modelo do bloco com cinco estacas possui concretos diferentes para o bloco e para os pilares e estacas, sendo que, as reduções nas propriedades do concreto foram aplicadas apenas no concreto do bloco.

A armação do bloco sobre cinco estacas possui a armadura principal sobre as estacas e armaduras secundárias, tanto na região superior como na lateral do bloco, formando uma “gaiola”.

A Tabela 32 apresenta os parâmetros dos modelos dos blocos sobre cinco estacas com a aplicação das reduções nas propriedades do concreto.

Tabela 32 – Dados de entrada dos modelos de bloco sobre cinco estacas – Concreto do bloco.

Modelos (cinco estacas)	Nível de expansão (%)	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidades (MPa)	Comprimento da banda de fissuras h (mm)	Fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ )	Energia de fratura na compressão ( $G_c$ )	Energia de fratura na tração ( $G_t$ )
<b>B53</b>	0	30,0	2,90	30672	39,2	0,2	33,75	0,135
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA								
<b>B53.1</b>	0,05	30,0	2,46	29139	33,8	0,2	33,75	0,135
<b>B53.2</b>	0,12	28,5	1,68	23917	66,5	0,2	33,25	0,133
<b>B53.3</b>	0,20	26,1	1,45	18596	75,8	0,2	32,75	0,131
<b>B53.4</b>	0,30	24,0	1,25	16461	86,9	0,2	32,25	0,129
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA								
<b>B53.5</b>	0,05	27,6	1,70	23242	65,8	0,2	33,25	0,133
<b>B53.6</b>	0,12	26,1	1,24	18596	88,7	0,2	32,75	0,131
<b>B53.7</b>	0,20	24,3	1,06	14355	103,3	0,2	32,50	0,130
<b>B53.8</b>	0,30	21,6	0,86	11972	124,0	0,2	31,75	0,127
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA								
<b>B53.9</b>	0,05	25,5	1,04	17816	105,9	0,2	32,75	0,131
<b>B53.10</b>	0,12	24,0	0,87	13717	124,1	0,2	32,25	0,139
<b>B53.11</b>	0,20	22,5	0,72	10625	150,0	0,2	32,00	0,128
<b>B53.12</b>	0,30	19,5	0,54	8161	193,3	0,2	31,25	0,125

Fonte: O Autor (2019).

Após o processamento dos modelos, foram obtidos resultados referentes à força última, tensões de compressão e tração máximas no concreto, tensão máxima de tração na armadura e deslocamentos. Dados apresentados na Tabela 33.

Com a redução dos valores de resistência à compressão e à tração, e do módulo de elasticidade, ocorre redução no valor da força última e nos valores de tensão de compressão e de tração máximas do concreto. Os deslocamentos máximos devem aumentar com a redução das propriedades mecânicas do concreto. Os dados das tensões de tração máxima na armadura foram apresentados com a finalidade de mostrar que o modelo não ruiu por escoamento das armaduras.

Tabela 33 – Dados de saída dos modelos de blocos com cinco estacas.

Modelos (cinco estacas)	Força última (tf)	Deslocamento (mm)	Tensão de compressão máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima no concreto (MPa)	Tensão de tração máxima na armadura (MPa)
<b>B53</b>	1297,5	2,83	46,9	12,9	222
Valores mínimos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA					
<b>B53.1</b>	1105,0	1,95	42,4	11,4	196
<b>B53.2</b>	1062,5	2,85	42,3	17,4	274
<b>B53.3</b>	987,5	3,20	37,9	13,4	250
<b>B53.4</b>	912,5	2,67	33,0	11,4	187
Valores médios da redução das propriedades mecânicas devido à RAA					
<b>B53.5</b>	1037,5	2,28	38,7	15,1	287
<b>B53.6</b>	955,0	2,59	35,9	14,0	224
<b>B53.7</b>	890,0	2,86	34,8	10,7	171
<b>B53.8</b>	797,5	2,47	30,3	9,66	152
Valores máximos da redução das propriedades mecânicas devido à RAA					
<b>B53.9</b>	912,5	2,50	36,1	13,7	193
<b>B53.10</b>	862,5	2,35	32,9	10,2	168
<b>B53.11</b>	817,5	3,93	34,0	13,5	164
<b>B53.12</b>	702,5	3,83	28,9	11,9	150

Fonte: O Autor (2019).

### 4.2.3.1 Força última

Foi aplicada carga no modelo através de passos de carga (pressão de 1,0 MPa no topo do pilar). A carga última foi definida quando verificar-se descontinuidade no somatório das cargas aplicadas.

A Tabela 34 apresenta a porcentagem de decréscimo da força última relacionada com os níveis de expansão. São exibidos os valores máximo, mínimos e médios das análises de blocos sobre cinco estacas.

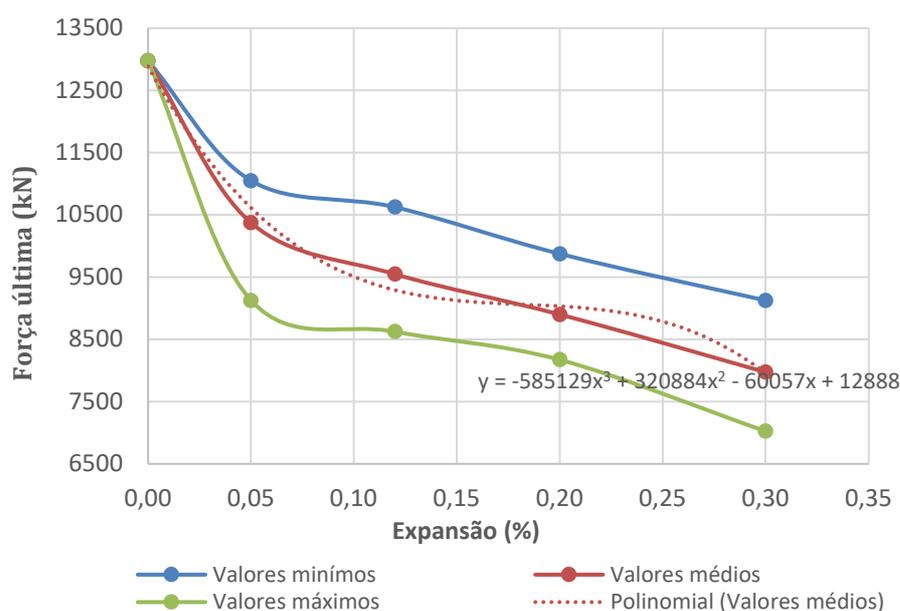
Tabela 34 – Força última (%) versus nível de expansão – Bloco de cinco estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Força última (/B53)
B53	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B53.1	0,05	0,85
B53.2	0,12	0,82
B53.3	0,2	0,76
B53.4	0,3	0,70
<b>Valores médios</b>		
B53.5	0,05	0,80
B53.6	0,12	0,74
B53.7	0,2	0,69
B53.8	0,3	0,61
<b>Valores máximos</b>		
B53.9	0,05	0,70
B53.10	0,12	0,66
B53.11	0,2	0,63
B53.12	0,3	0,54

Fonte: O Autor (2019).

A Figura 113 mostra em gráfico a relação entre os valores de força última e os níveis de expansão. O gráfico também apresenta a equação da curva dos valores médios de força última.

Figura 113 – Força última versus nível de expansão – Bloco de cinco estacas.



Fonte: O Autor (2019).

Como aumento da expansão do concreto há uma redução no valor da força última, chegando até 46% menor quando comparado ao valor sem reduções devido à RAA. Podemos considerar estes resultados condizentes para estruturas afetadas por RAA.

#### 4.2.3.2 Deslocamentos

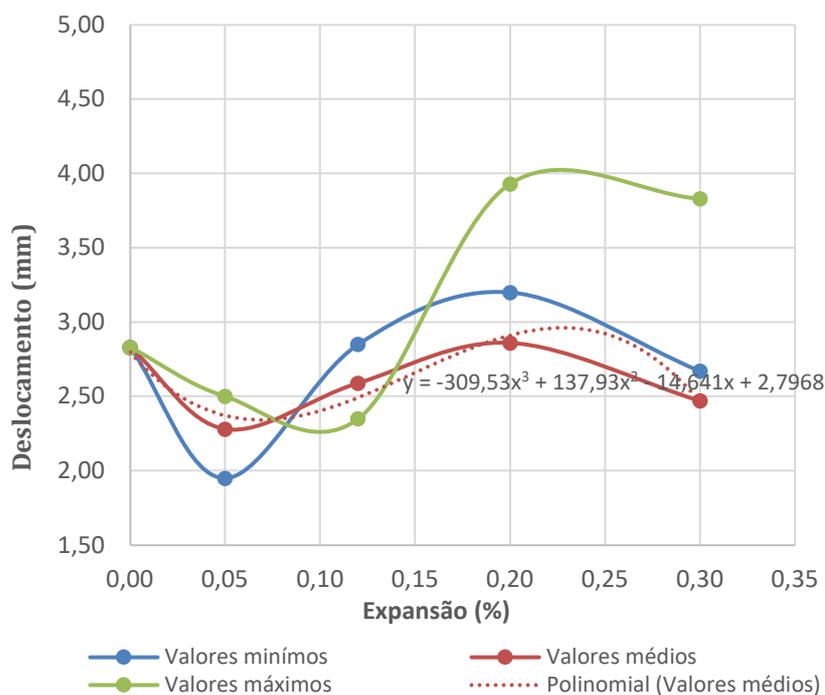
Os maiores deslocamentos foram observados na região inferior do bloco sobre a estaca central, deslocamentos verticais. Com a redução das propriedades do concreto, principalmente o módulo de elasticidade, aumentando os deslocamentos.

Tabela 35 – Deslocamentos (%) *versus* nível de expansão – Bloco de cinco estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Deslocamentos máx. (/B53)
B53	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B53.1	0,05	0,69
B53.2	0,12	1,01
B53.3	0,2	1,13
B53.4	0,3	0,94
<b>Valores médios</b>		
B53.5	0,05	0,81
B53.6	0,12	0,92
B53.7	0,2	1,01
B53.8	0,3	0,87
<b>Valores máximos</b>		
B53.9	0,05	0,88
B53.10	0,12	0,83
B53.11	0,2	1,39
B53.12	0,3	1,35

Fonte: O Autor (2019).

Figura 114 – Deslocamentos *versus* nível de expansão – Bloco de cinco estacas.



Fonte: O Autor (2019).

A Figura 114 e a Tabela 35 apresentam os resultados relacionando o deslocamento máximo com os níveis de expansão, dos modelos de blocos sobre cinco estacas. No gráfico são exibidas as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

Nos valores menores de expansão ocorreu uma redução no deslocamento máximo, isso pode ter ocorrido por um acréscimo de rigidez ocasionado pelo gel da RAA está preenchendo os poros. Analisando os valores maiores de expansão, há um aumento do deslocamento máximo, chegando até 47 % em relação ao modelo não afetado pela RAA.

#### 4.2.3.3 Tensões principais de compressão

Neste item são apresentados os fluxos de tensões principais de compressão, analisados na força última, no interior dos modelos numéricos, indicando a formação e inclinação das bielas de compressão.

Tabela 36 – Tensão de compressão (%) versus nível de expansão – Bloco de cinco estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Tensão de compressão máx. (/B53)
B53	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B53.1	0,05	0,90
B53.2	0,12	0,90
B53.3	0,2	0,81
B53.4	0,3	0,70
<b>Valores médios</b>		
B53.5	0,05	0,83
B53.6	0,12	0,77
B53.7	0,2	0,74
B53.8	0,3	0,65
<b>Valores máximos</b>		
B53.9	0,05	0,77
B53.10	0,12	0,70
B53.11	0,2	0,72
B53.12	0,3	0,62

Fonte: O Autor (2019).

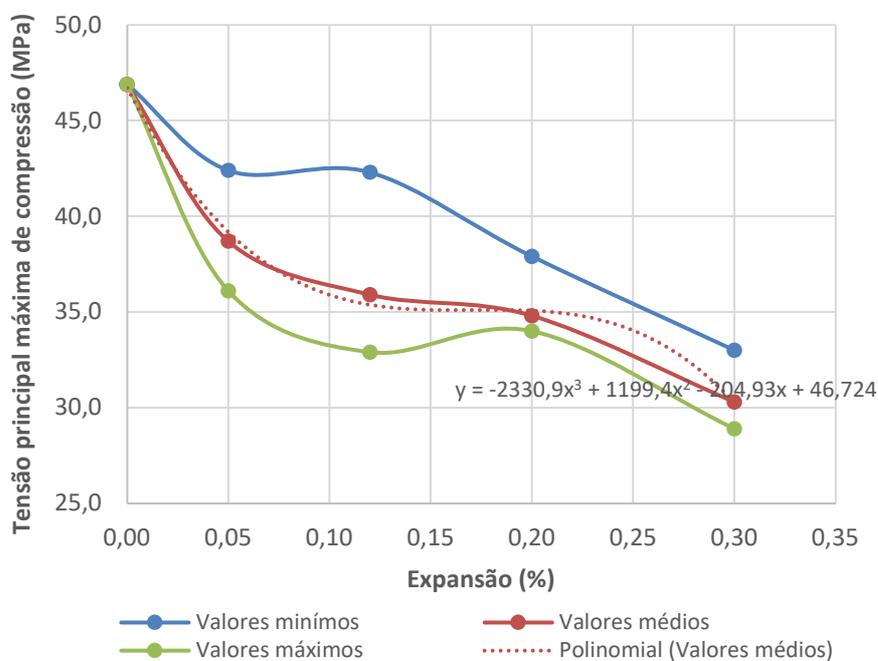
Na Tabela 36 são apresentados os resultados que relacionam o nível de expansão (%) com a redução da tensão de compressão máxima (%) para os modelos de blocos sobre cinco estacas. Com o aumento dos níveis de expansão, houve redução da tensão máxima de compressão, chegando até 38 % em relação ao modelo não afetado pela RAA.

A Figura 115 mostra o gráfico que relaciona o nível de expansão (%) com o valor da tensão de compressão máxima. No gráfico são exibidas as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

Percebe-se que aumentando a expansão do concreto, o valor da tensão de compressão máxima dos blocos sobre cinco estacas é reduzido.

Considerando que a armadura do bloco esteja confinando o concreto em seu interior, podemos dizer que o gel formado pela RAA tem menos influência na variação dos dados de tensão de compressão, deixando os resultados mais coerentes com os esperados.

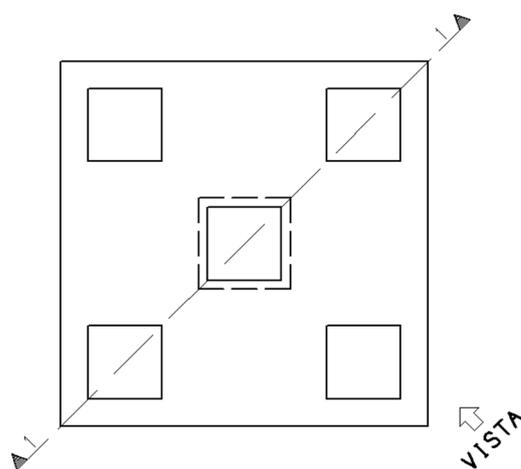
Figura 115 – Tensão de compressão *versus* nível de expansão – Bloco de cinco estacas.



Fonte: O Autor (2019).

Para análise do fluxo as tensões principais, foi seccionado o modelo como mostrado na Figura 116.

Figura 116 – Corte e vista dos modelos de blocos sobre cinco estacas.



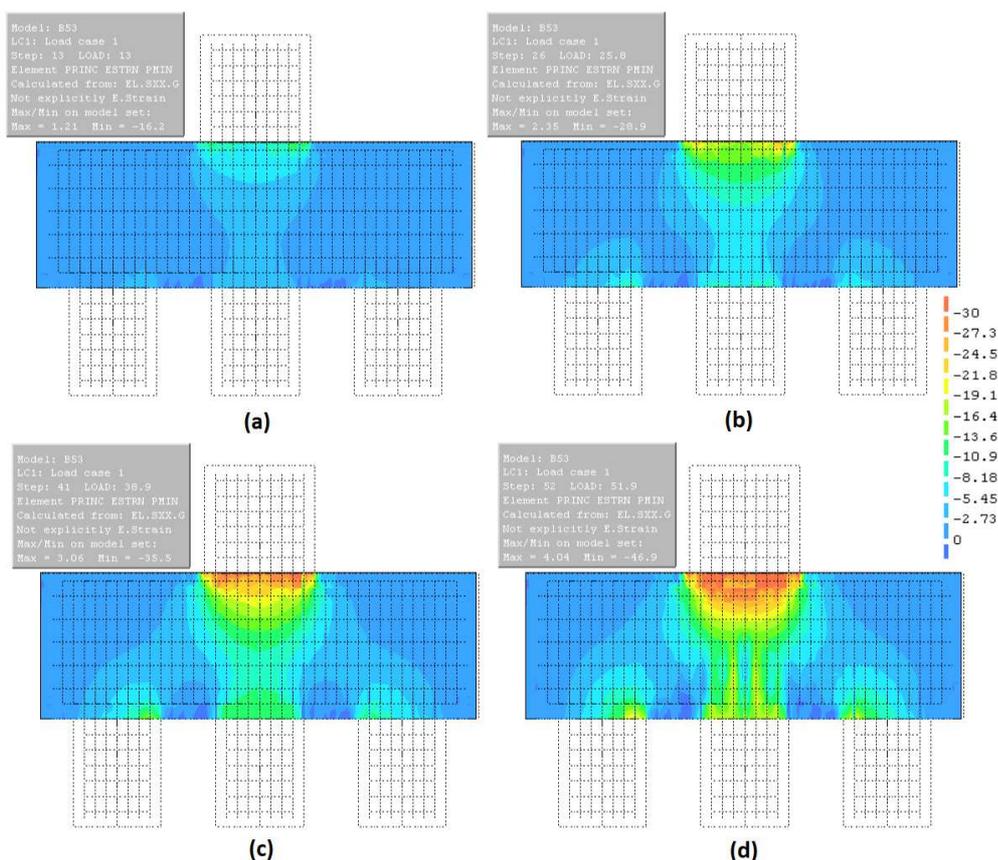
Fonte: O Autor (2019).

Na Figura 117 são mostrados os fluxos de tensão em vários níveis de carregamento, do carregamento menos intenso para um carregamento referente à força última, do bloco sem redução devido à RAA. Observa-se a formação e o desenvolvimento das bielas de compressão.

Para a análise da tensão de compressão do bloco sem redução devido a RAA, a tensão máxima foi limitada a resistência à compressão do concreto utilizada no modelo, 30 MPa

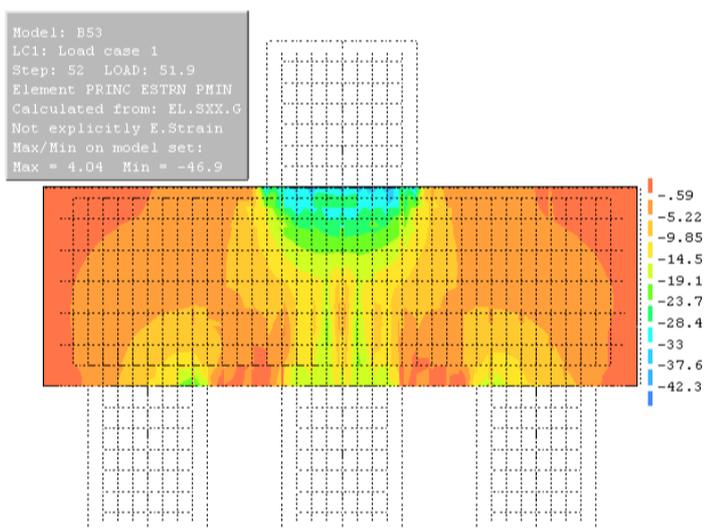
Observando-se da Figura 118 à Figura 121 é possível notar, o fluxo de tensões na força última, nos modelos de blocos sobre cinco estacas, analisados com ou sem reduções por RAA.

Figura 117 – Fluxos das tensões principais de compressão – (a) 25% da força última; (b) 50% da força última; (c) 55% da força última; (d) 100% da força última.



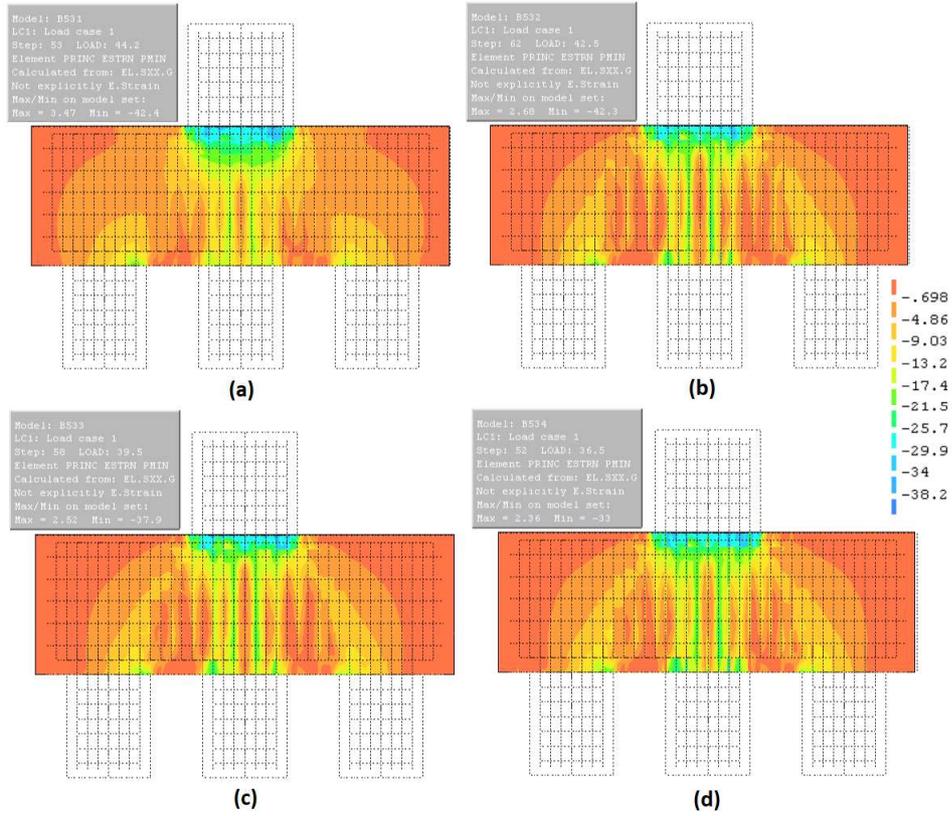
Fonte: O Autor (2019).

Figura 118 – Fluxos das tensões principais de compressão do modelo B53 (sem RAA), na força última.



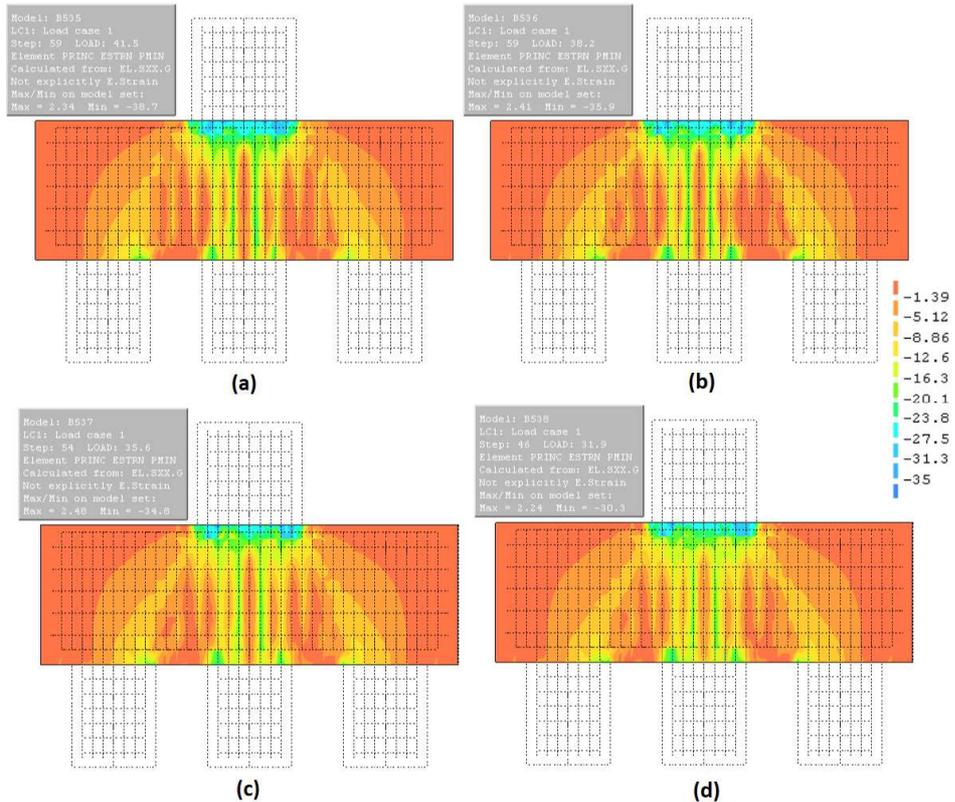
Fonte: O Autor (2019).

Figura 119 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B53.1; (b) Modelo B53.2; (c) Modelo B53.3; (d) Modelo B53.4.



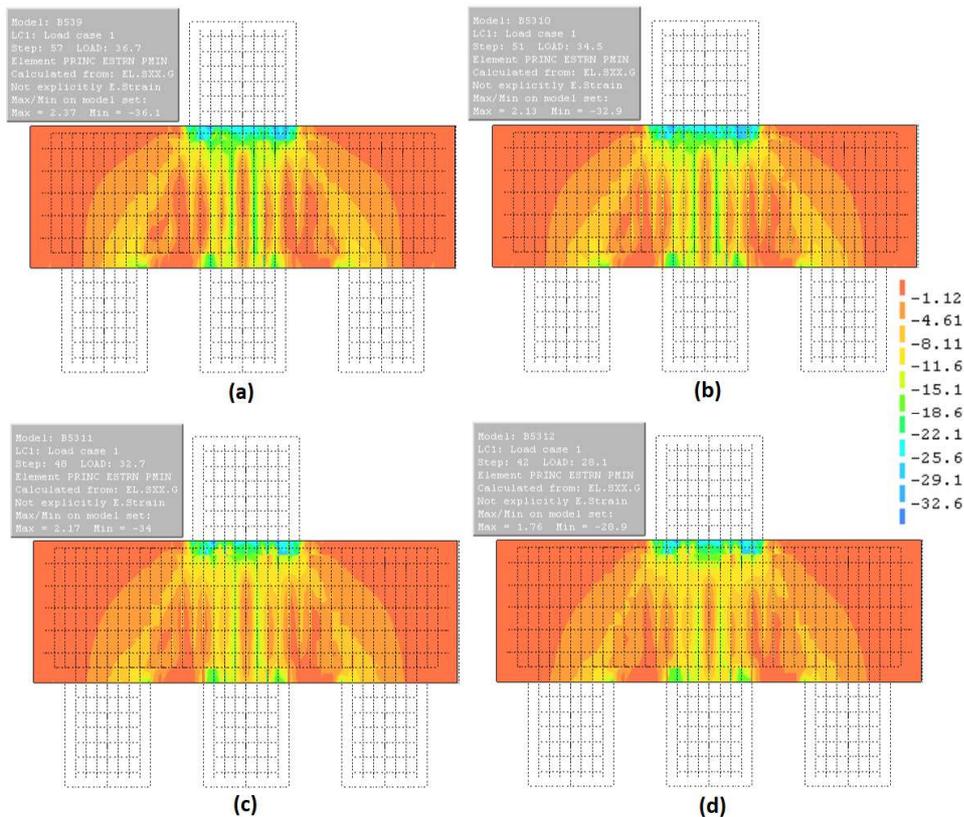
Fonte: O Autor (2019).

Figura 120 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B53.5; (b) Modelo B53.6; (c) Modelo B53.7; (d) Modelo B53.8.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 121 – Fluxos das tensões principais de compressão dos modelos com RAA, na força última -  
 (a) Modelo B53.9; (b) Modelo B53.10; (c) Modelo B53.11; (d) Modelo B53.12.



Fonte: O Autor (2019).

#### 4.2.3.4 Tensões principais de tração

Neste item são apresentados os fluxos de tensões principais de tração no interior dos modelos numéricos, de blocos sobre cinco estacas, analisados na força última. Os resultados mostram uma variação nos valores das tensões de tração, alternando em valores maiores e menores quando comparados ao modelo sem RAA.

Na Tabela 37 são apresentados os resultados que relacionam o nível de expansão (%) com a redução da tração máxima (%) para os modelos de blocos sobre cinco estacas. Os resultados mostram uma alternância nos valores, chegando ao acréscimo de até 35 % e redução de até 25%, em relação aos valores de tensão de tração no concreto, quando comparado ao modelo não afetado pela RAA.

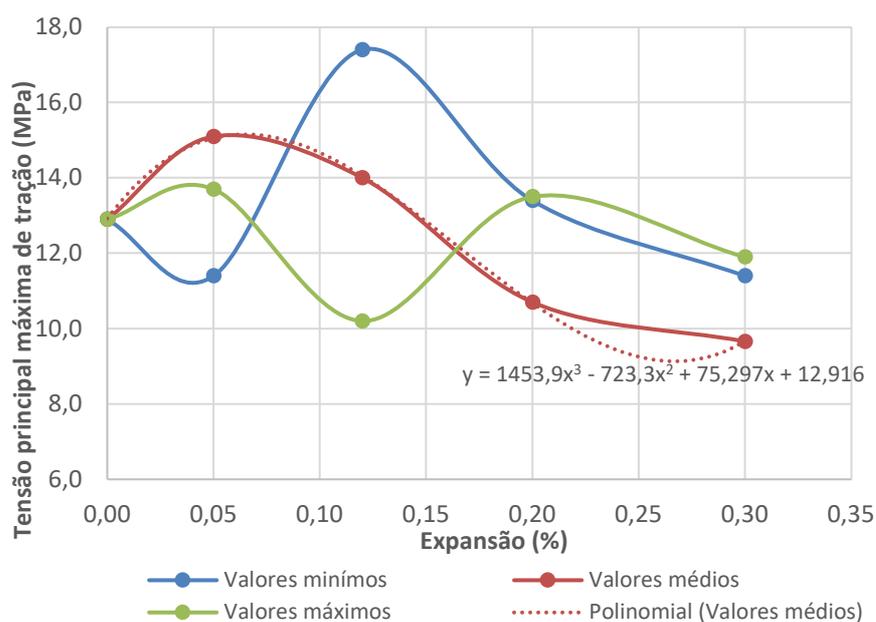
Tabela 37 – Tensão de tração (%) *versus* nível de expansão – Bloco de cinco estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Tensão de tração máx. (/B53)
B53	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B53.1	0,05	0,88
B53.2	0,12	1,35
B53.3	0,2	1,04
B53.4	0,3	0,88
<b>Valores médios</b>		
B53.5	0,05	1,17
B53.6	0,12	1,09
B53.7	0,2	0,83
B53.8	0,3	0,75
<b>Valores máximos</b>		
B53.9	0,05	1,06
B53.10	0,12	0,79
B53.11	0,2	1,05
B53.12	0,3	0,92

Fonte: O Autor (2019).

A Figura 122 mostra o gráfico que relaciona o nível de expansão (%) com o valor da tração máxima, na força última. No gráfico são exibidas as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

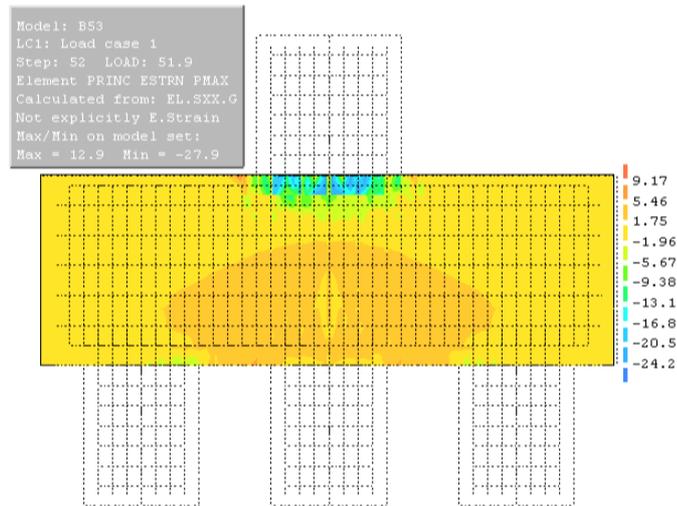
Da Figura 123 à Figura 126, é apresentado o fluxo de tensões principais de tração, na força última de cada um dos modelos de blocos sobre cinco estacas. Observou-se o desenvolvimento de maiores tensões de tração (valores positivos) no interior das bielas de compressão, principalmente a biela central, o que indica ruína da estrutura por fendilhamento das bielas de compressão.

Figura 122 – tensão de tração máxima *versus* nível de expansão – Bloco de cinco estacas.

Fonte: O Autor (2019).

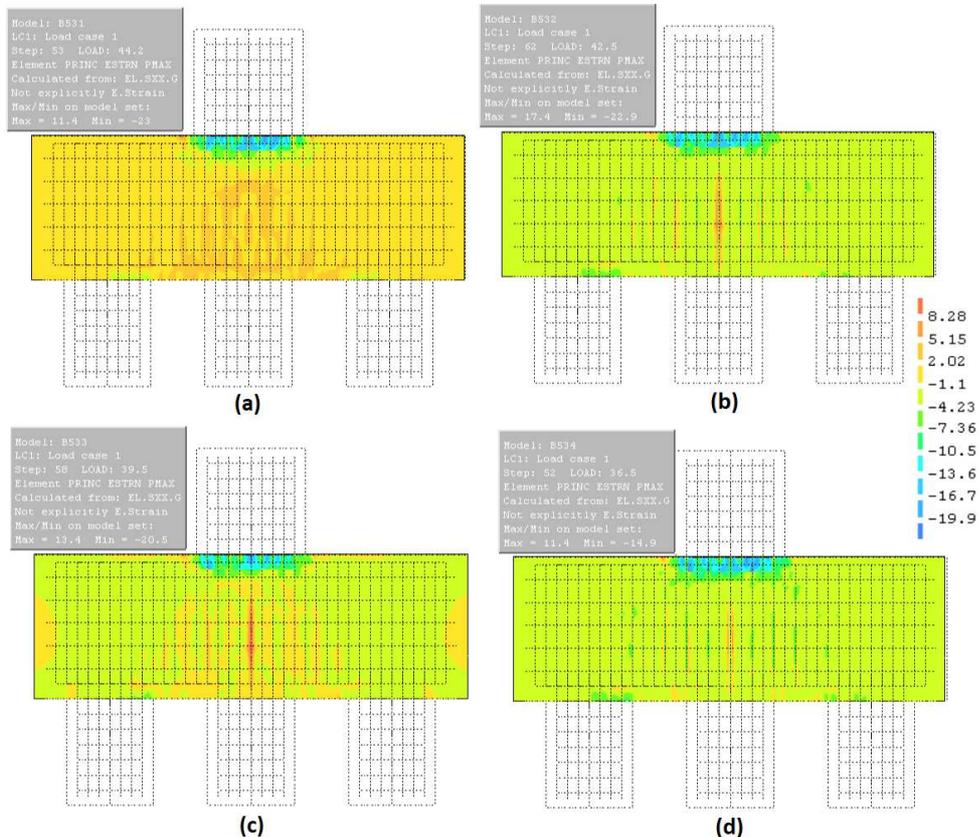
Observando as imagens das tensões de tração máximas (valores positivos), percebe-se alternância no fluxo de tensões quando se aumenta a taxa de expansão do concreto devido à RAA. Os diagramas apresentam valores acima dos valores de resistência do concreto à tração ( $f_{ctm}$ ), este fato pode ser entendido, como sendo a tensão do concreto junto as armaduras, elevando assim o valor da tensão.

Figura 123 – Fluxos das tensões principais de tração do modelo B53 (sem RAA), na força última.



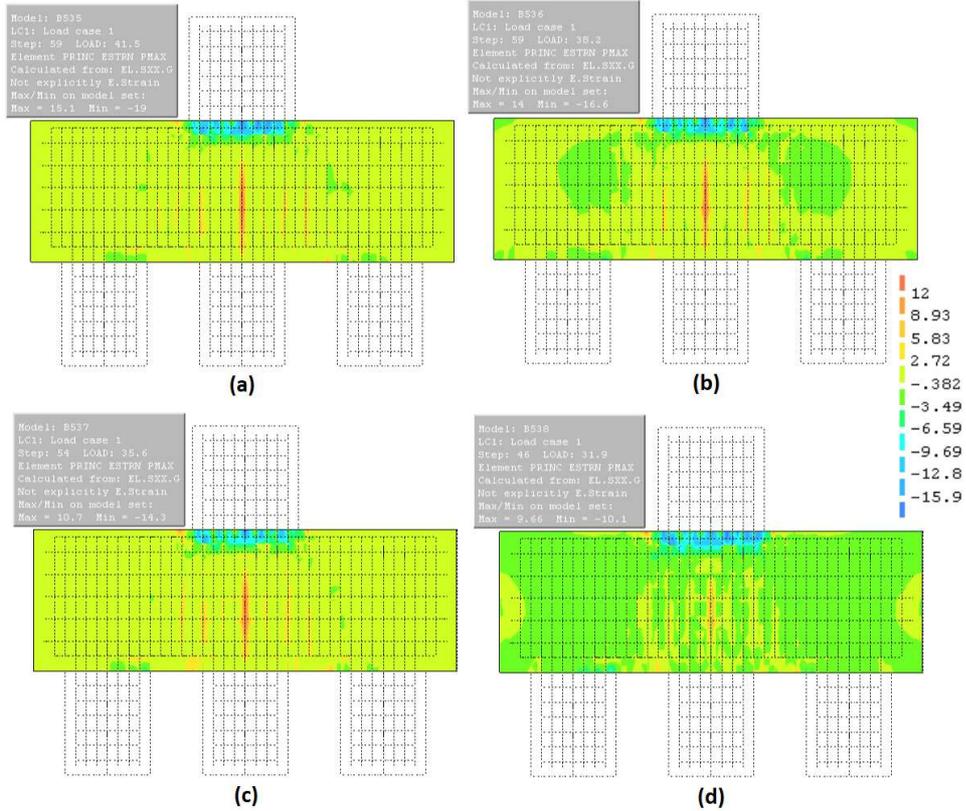
Fonte: O Autor (2019).

Figura 124 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B53.1; (b) Modelo B53.2; (c) Modelo B53.3; (d) Modelo B53.4.



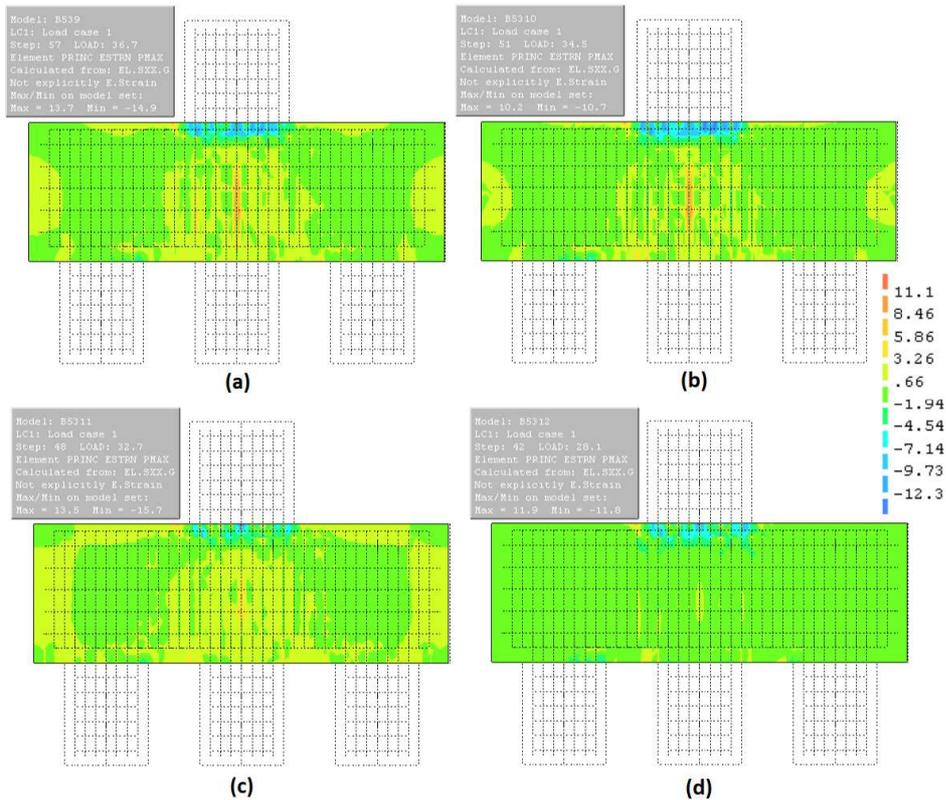
Fonte: O Autor (2019).

Figura 125 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B53.5; (b) Modelo B53.6; (c) Modelo B53.7; (d) Modelo B53.8.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 126 – Fluxos das tensões principais de tração dos modelos com RAA, na força última - (a) Modelo B53.9; (b) Modelo B53.10; (c) Modelo B53.11; (d) Modelo B53.12.



Fonte: O Autor (2019).

### 4.2.3.5 Tensões nas armaduras

Neste item são apresentadas as tensões de tração na armadura principal do bloco, dos modelos de cinco estacas, analisadas na força última.

Tabela 38 – Tensão na armadura (%) versus nível de expansão – Bloco de cinco estacas.

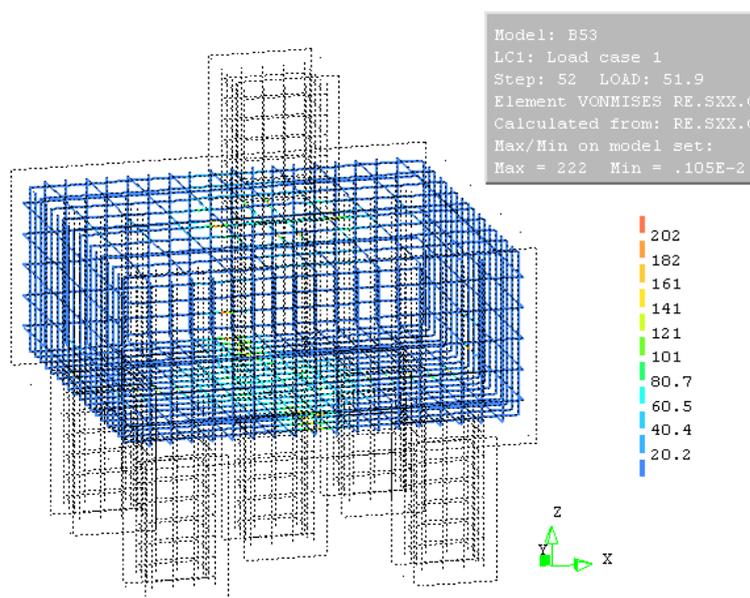
Modelos	Nível de expansão (%)	Tensão na armadura (/B53)
B53	0	1,00
<b>Valores mínimos</b>		
B53.1	0,05	0,88
B53.2	0,12	1,23
B53.3	0,2	1,13
B53.4	0,3	0,84
<b>Valores médios</b>		
B53.5	0,05	1,29
B53.6	0,12	1,01
B53.7	0,2	0,77
B53.8	0,3	0,68
<b>Valores máximos</b>		
B53.9	0,05	0,87
B53.10	0,12	0,76
B53.11	0,2	0,74
B53.12	0,3	0,68

Fonte: O Autor (2019).

Na Tabela 38 verifica-se uma redução da tensão na armadura quando aumentado o nível de expansão, apenas os modelos B53.2 e B53.3 tiveram valores maiores, quando comparados ao modelo sem RAA.

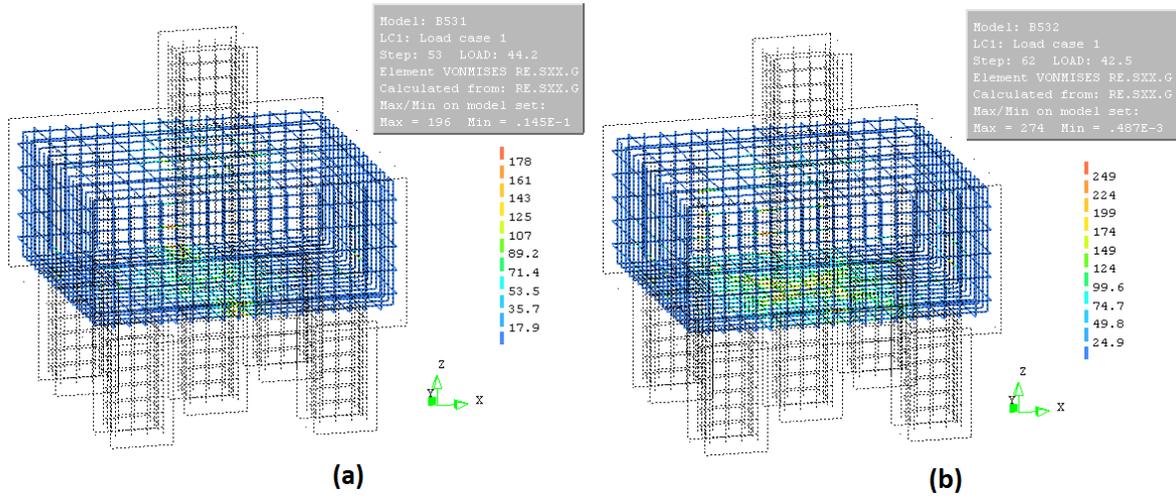
Da Figura 127 à Figura 133, são apresentadas as tensões nas armaduras dos blocos sobre cinco estacas, obtidas na força última. Observou-se que as tensões nas armaduras não superaram a resistência a tração do aço (500 MPa), podendo admitir que a ruína da estrutura não ocorreu pelo escoamento das armaduras dos blocos.

Figura 127 – Tensões nas armaduras do bloco B53 (sem RAA).



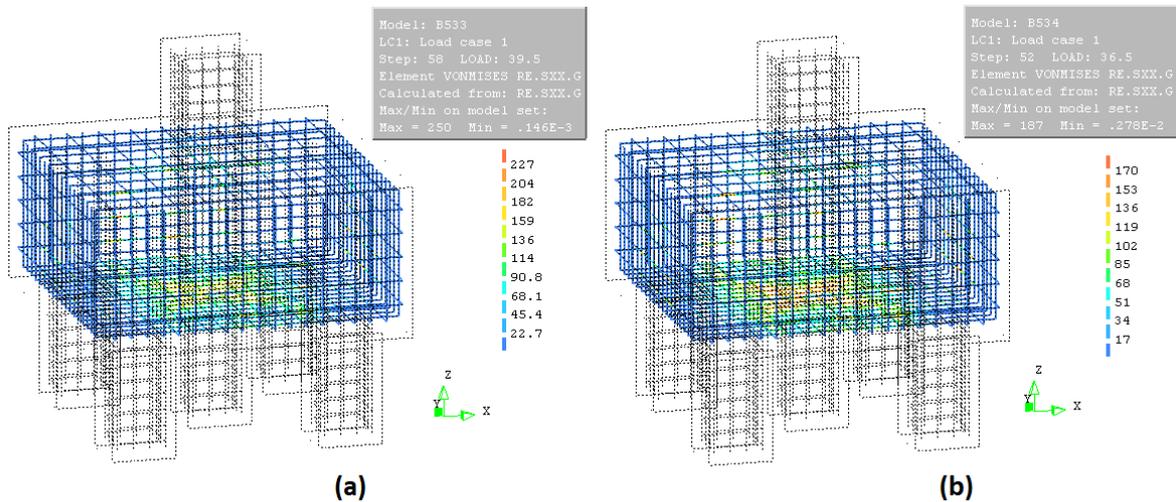
Fonte: O Autor (2019).

Figura 128 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.1; (b) B53.2.



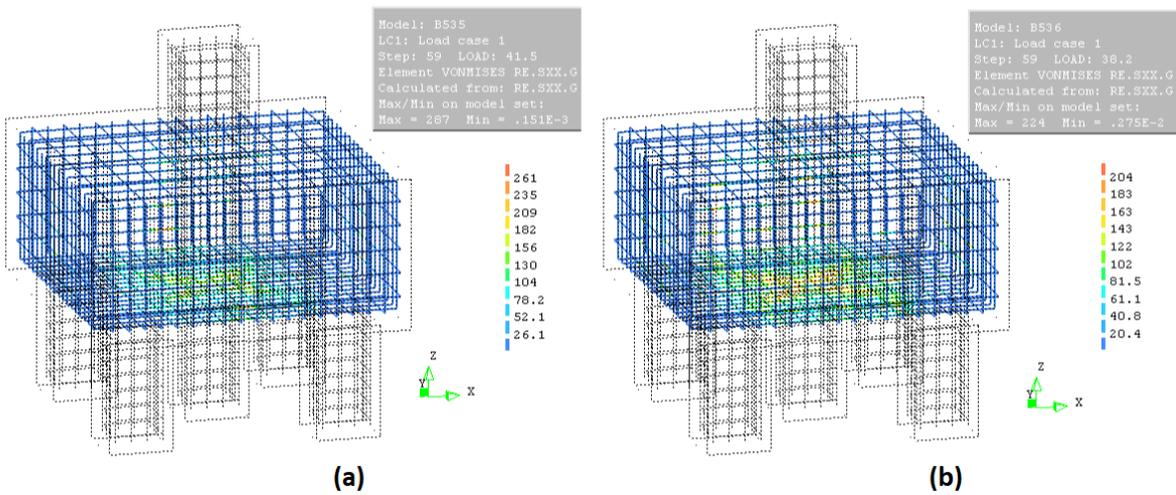
Fonte: O Autor (2019).

Figura 129 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.3; (b) B53.4.



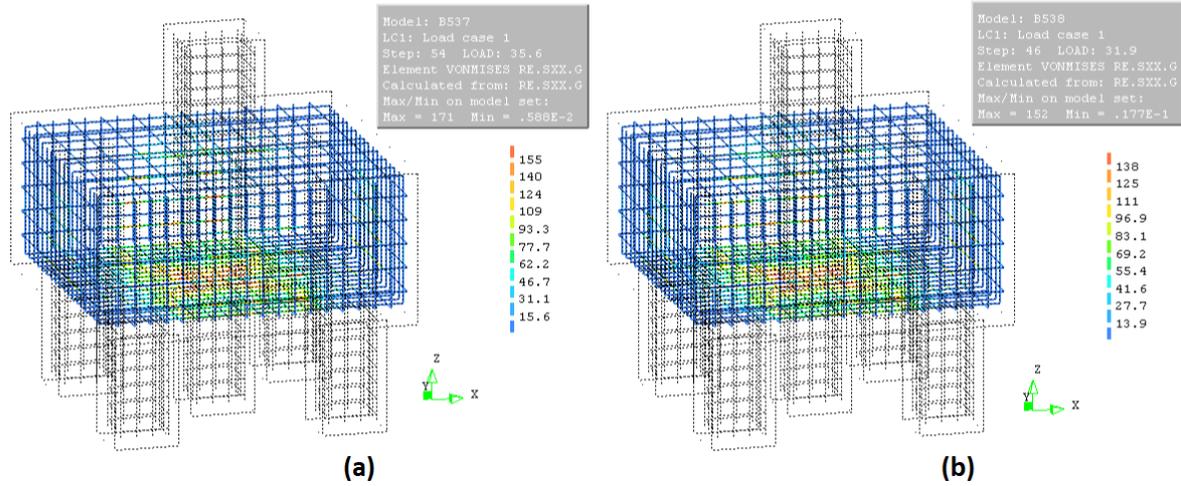
Fonte: O Autor (2019).

Figura 130 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.5; (b) B53.6.



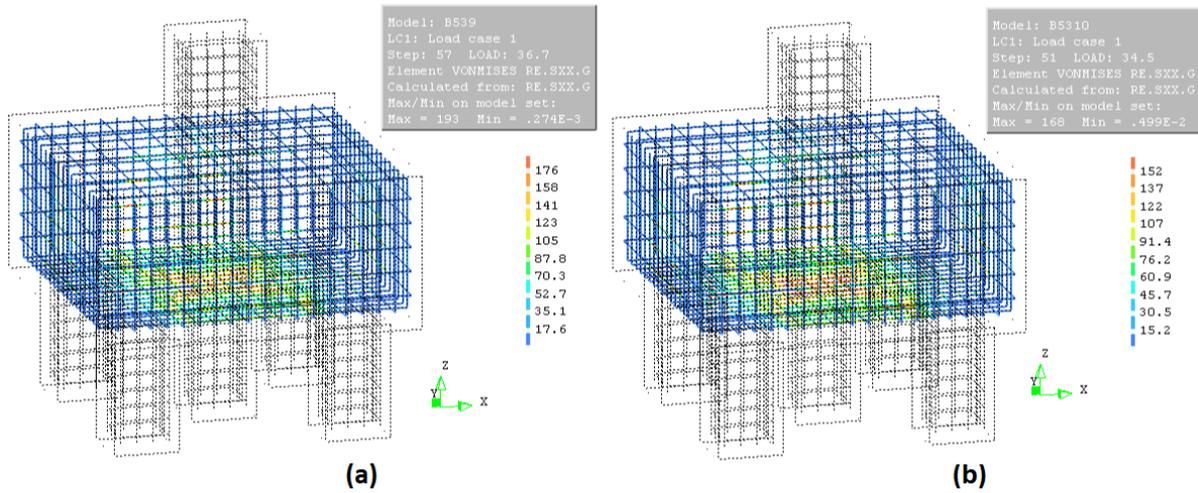
Fonte: O Autor (2019).

Figura 131 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.7; (b) B53.8.



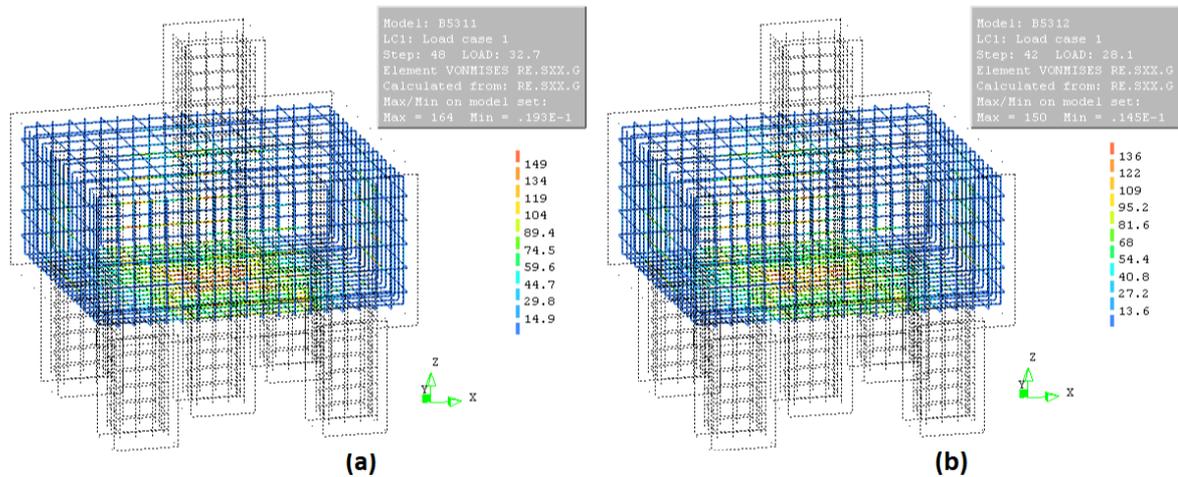
Fonte: O Autor (2019).

Figura 132 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.9; (b) B53.10.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 133 – Tensões nas armaduras modelos com RAA – (a) B53.11; (b) B53.12.



Fonte: O Autor (2019).

#### 4.2.3.6 Fissuras no concreto

Este item apresenta o resultado da fissuração dos blocos sobre cinco estacas, na força última. São expostos os blocos com e sem redução devido à RAA.

No concreto se RAA, as maiores fissuras ocorreram na região de encontro do pilar com o bloco, podendo indicar ruína por esmagamento do concreto. As estruturas afetadas pela RAA apresentaram fissuras no interior do bloco, o que indica a ruína da estrutura por fendilhamento das bielas comprimidas.

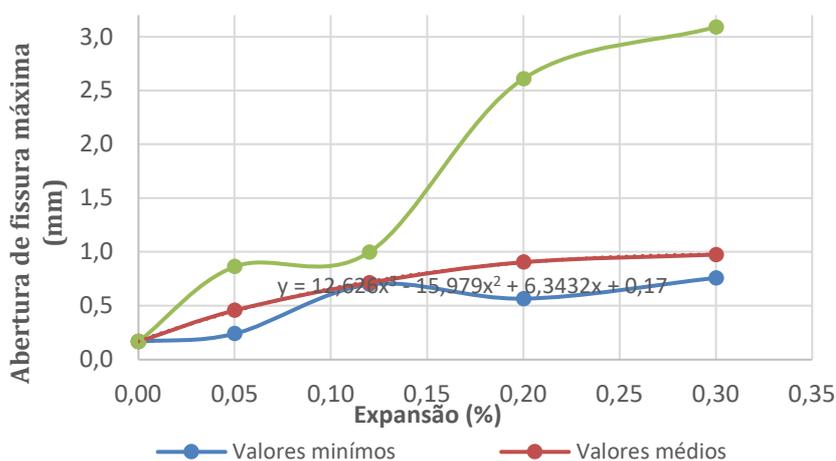
Na Tabela 39 são apresentados os resultados que relacionam o nível de expansão (%) com o aumento da abertura de fissuras para os modelos de blocos sobre cinco estacas. Com o aumento dos níveis de expansão, há um acréscimo no valor da fissura.

Tabela 39 – Abertura de fissura máxima *versus* nível de expansão – Bloco de cinco estacas.

Modelos	Nível de expansão (%)	Abertura de fissuras máxima (mm)	Abertura de fissuras (%)
B53	0	0,17	1,00
<b>Valores mínimos</b>			
B53.1	0,05	0,24	1,44
B53.2	0,12	0,70	4,18
B53.3	0,2	0,57	3,35
B53.4	0,3	0,76	4,47
<b>Valores médios</b>			
B53.5	0,05	0,46	2,74
B53.6	0,12	0,71	4,28
B53.7	0,2	0,91	5,42
B53.8	0,3	0,98	5,84
<b>Valores máximos</b>			
B53.9	0,05	0,86	5,17
B53.10	0,12	1,00	5,98
B53.11	0,2	2,61	15,63
B53.12	0,3	3,09	18,50

Fonte: O Autor (2019).

Figura 134 – Abertura de fissura máxima *versus* nível de expansão – Bloco de cinco estacas.

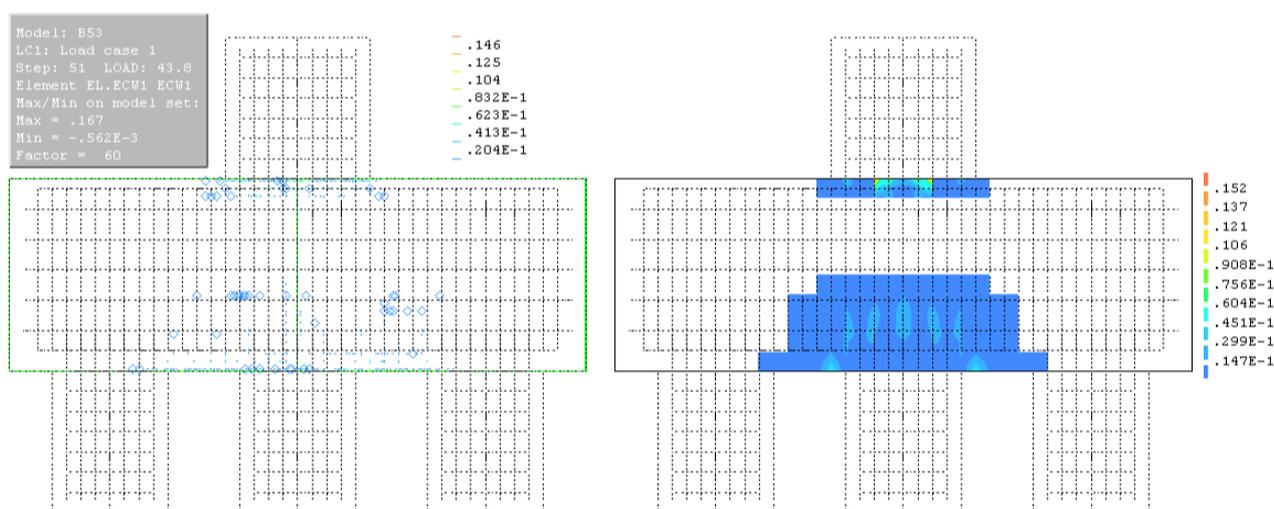


Fonte: O Autor (2019).

A Figura 134 mostra o gráfico que relaciona o nível de expansão (%) com o valor da abertura de fissura, na força última. No gráfico são exibidas as curvas dos valores mínimos, médios e máximos de expansões e a equação da curva referente aos valores médios.

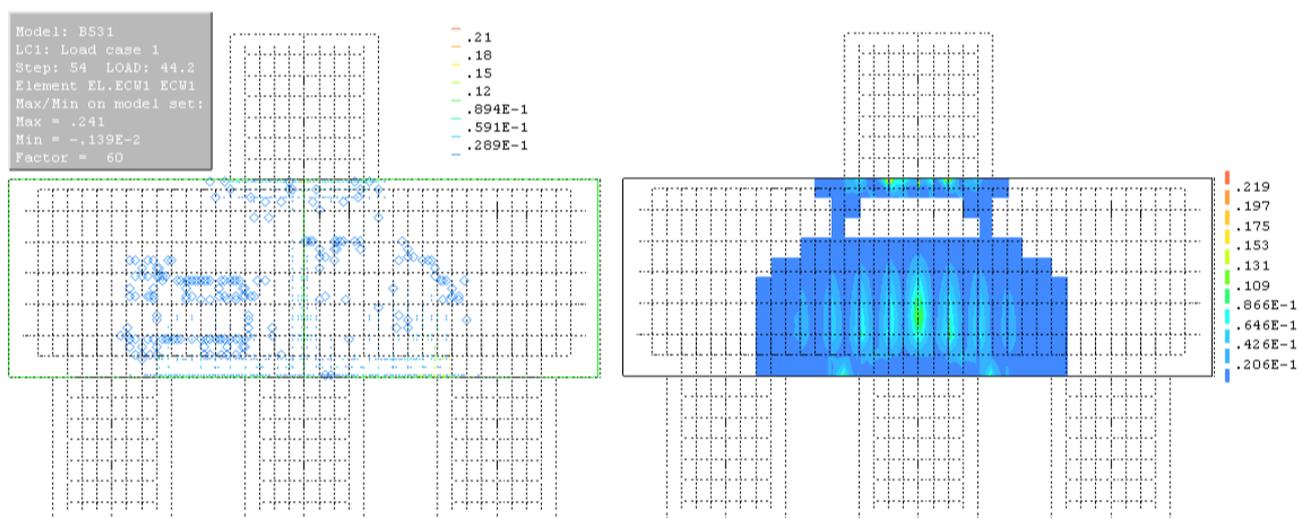
Da Figura 135 à Figura 147, são apresentadas as fissuras máximas, na força última, de duas maneiras, a imagem da esquerda mostra as fissuras distribuídas como vetores e a imagem da direita mostra o campo de fissuração. Percebe-se que as fissuras são apresentadas de forma distribuída, onde, este comportamento pode ser explicado devido ao modelo do dano empregado na simulação numérica.

Figura 135 – Distribuição das fissuras do bloco B53 (sem RAA), na força última.



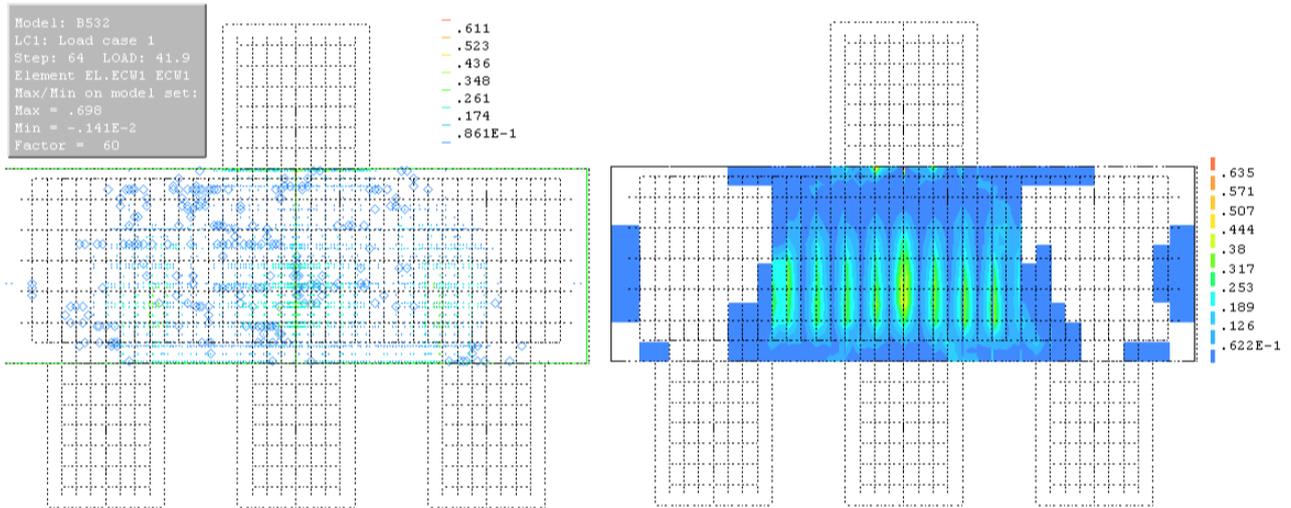
Fonte: O Autor (2019).

Figura 136 – Distribuição das fissuras do modelo B53.1 (com RAA), na força última.



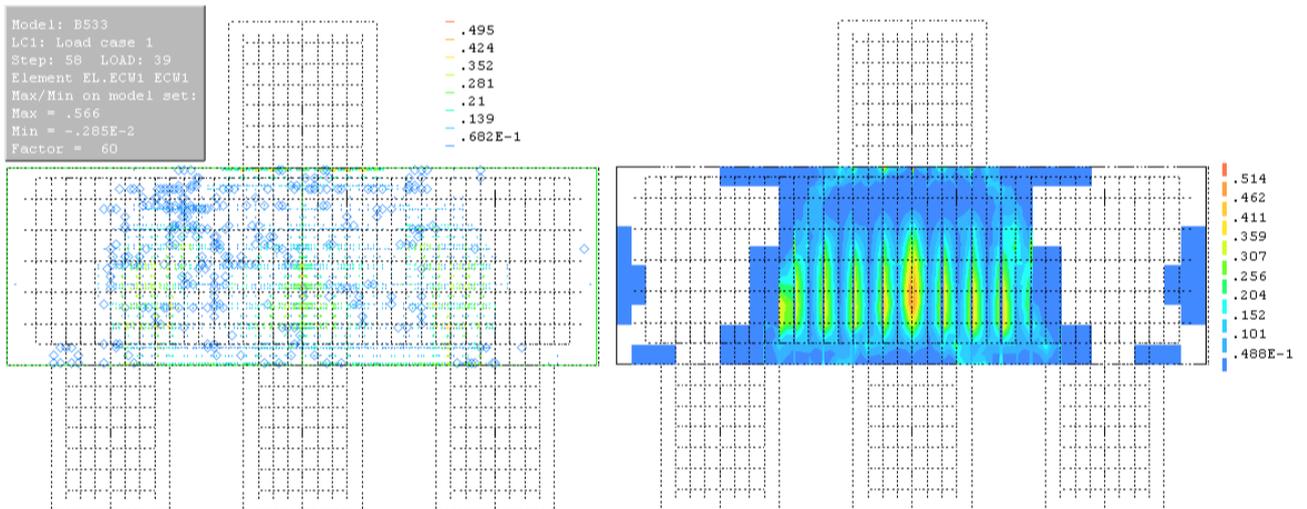
Fonte: O Autor (2019).

Figura 137 – Distribuição das fissuras do modelo B53.2 (com RAA), na força última.



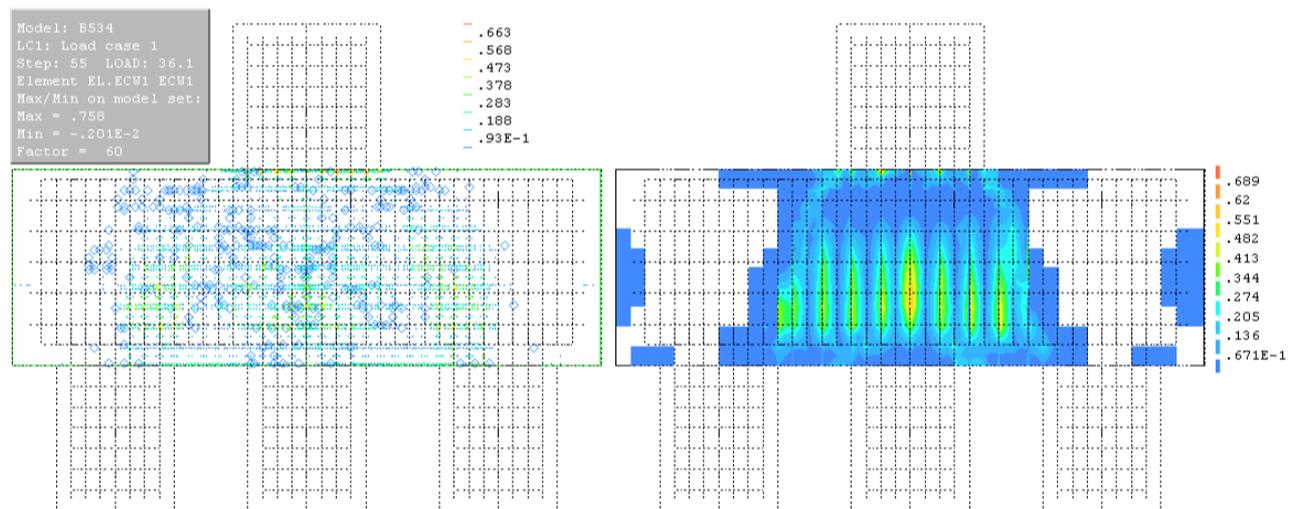
Fonte O Autor (2019).

Figura 138 – Distribuição das fissuras do modelo B53.3 (com RAA), na força última.



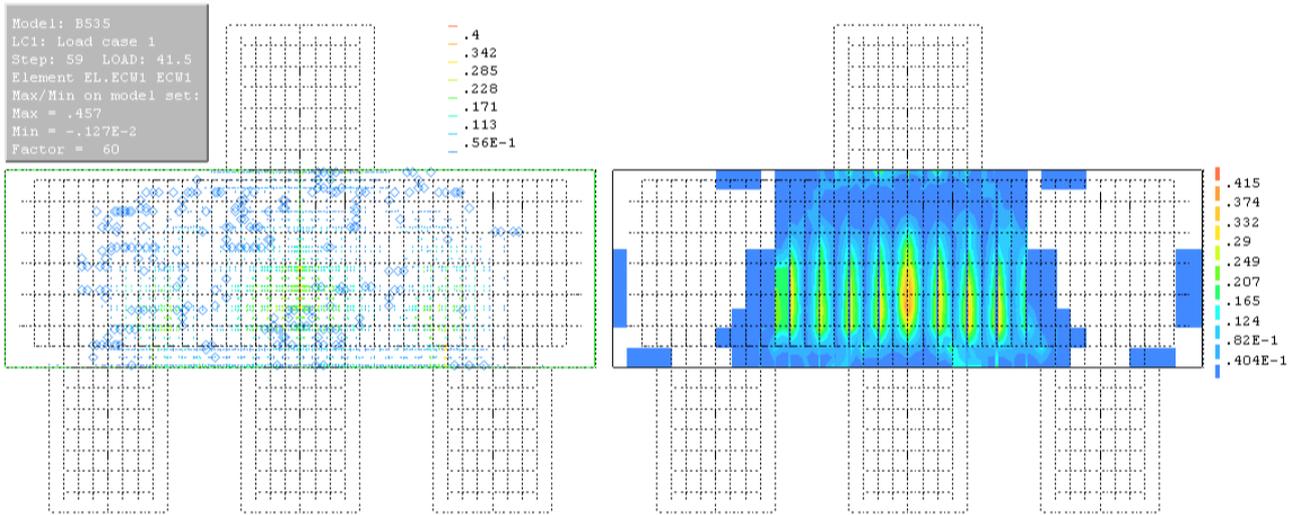
Fonte: O Autor (2019).

Figura 139 – Distribuição das fissuras do modelo B53.4 (com RAA), na força última.



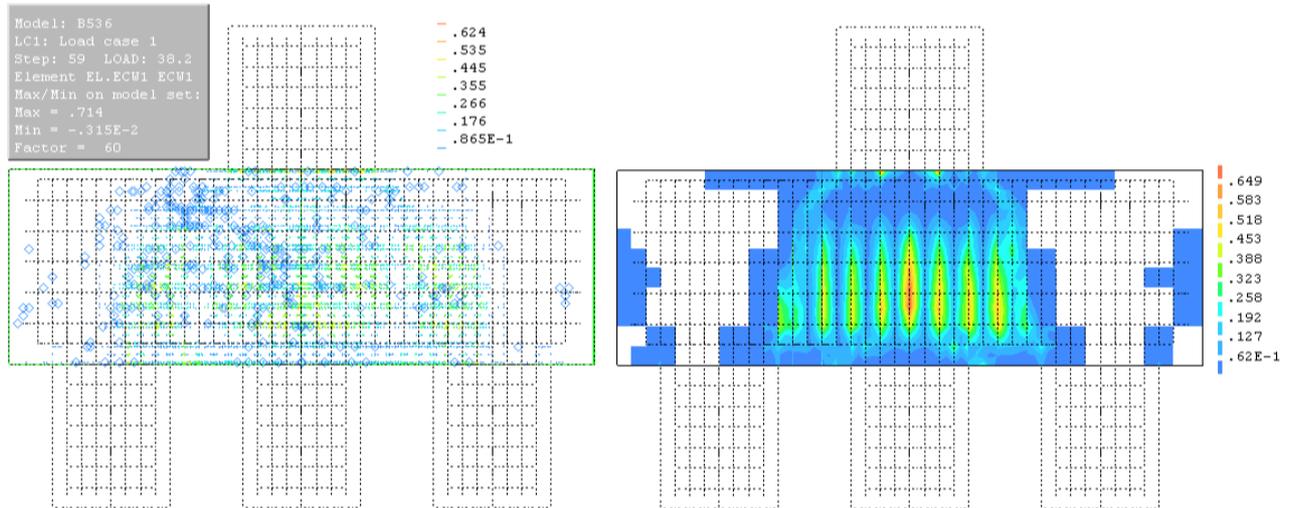
Fonte: O Autor (2019).

Figura 140 – Distribuição das fissuras do modelo B53.5 (com RAA), na força última.



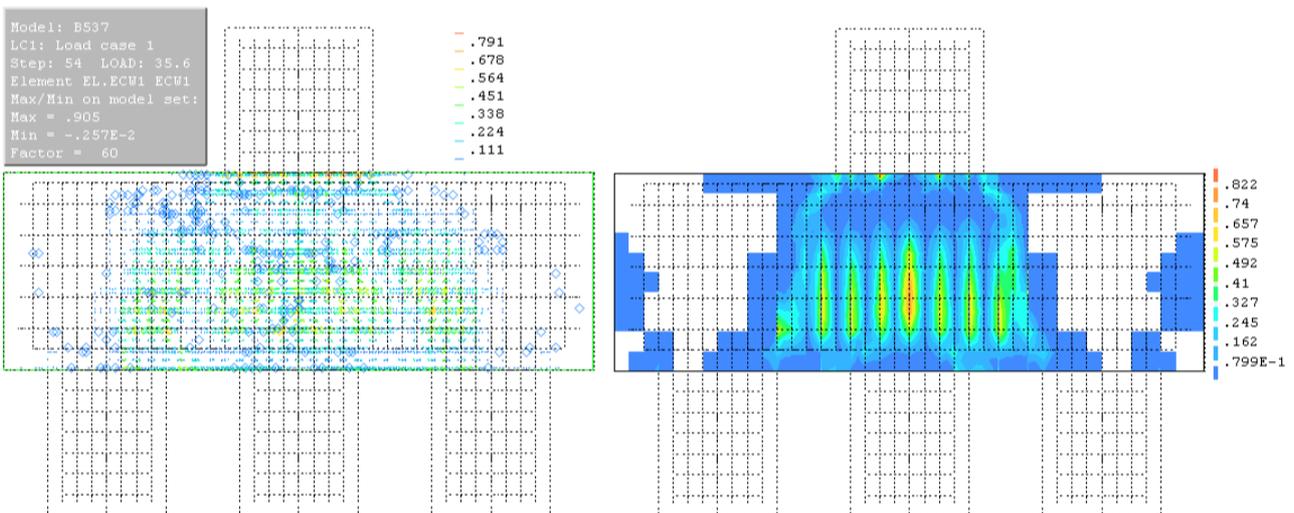
Fonte: O Autor (2019).

Figura 141 – Distribuição das fissuras do modelo B53.6 (com RAA), na força última.



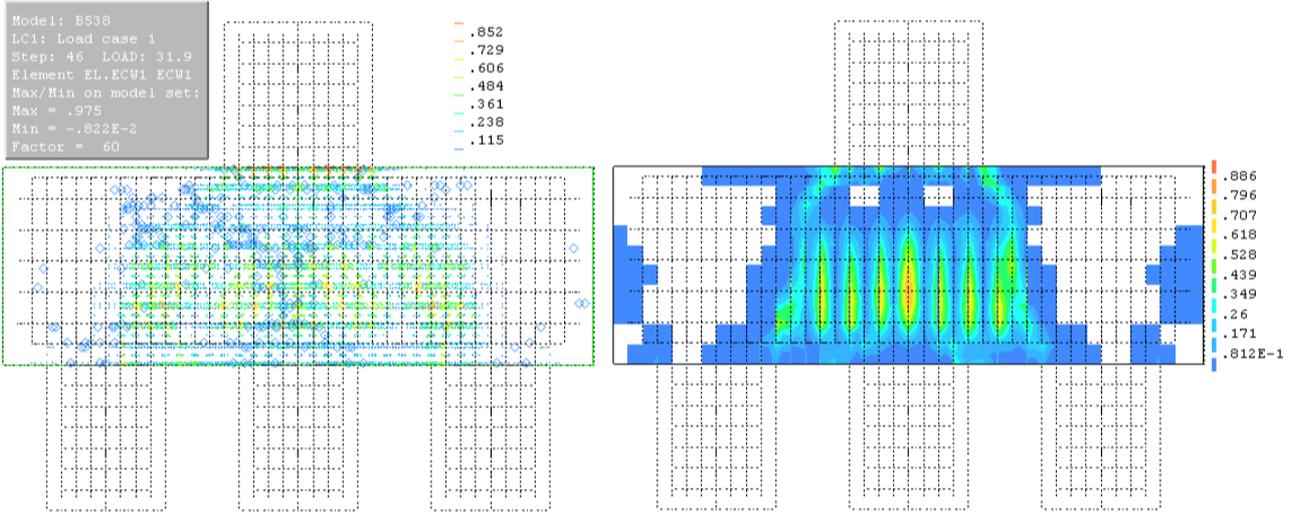
Fonte: O Autor (2019).

Figura 142 – Distribuição das fissuras do modelo B53.7 (com RAA), na força última.



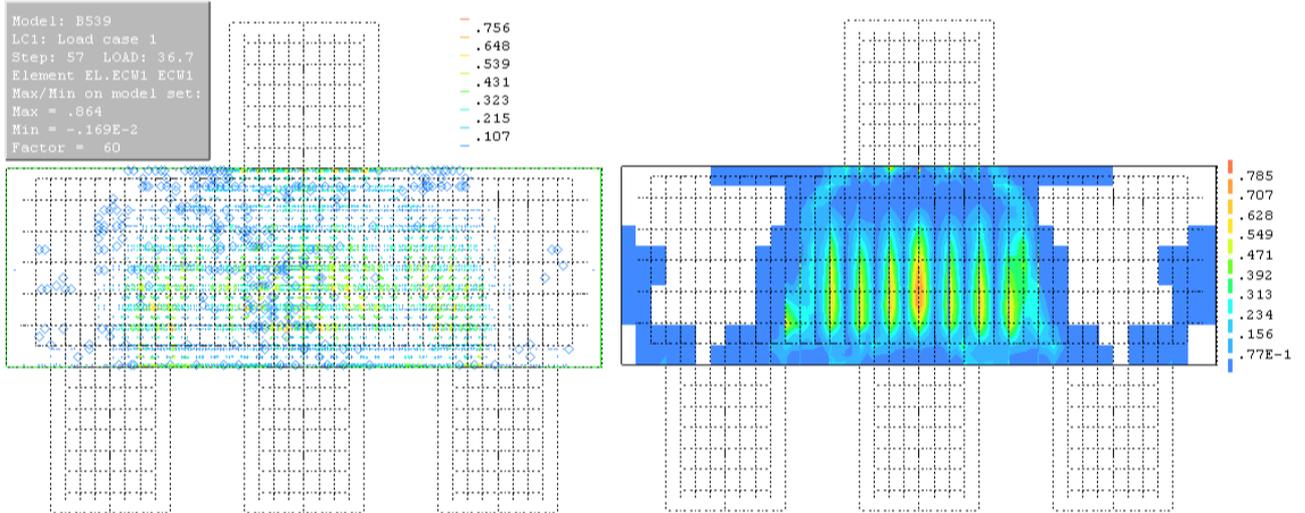
Fonte: O Autor (2019).

Figura 143 – Distribuição das fissuras do modelo B53.8 (com RAA), na força última.



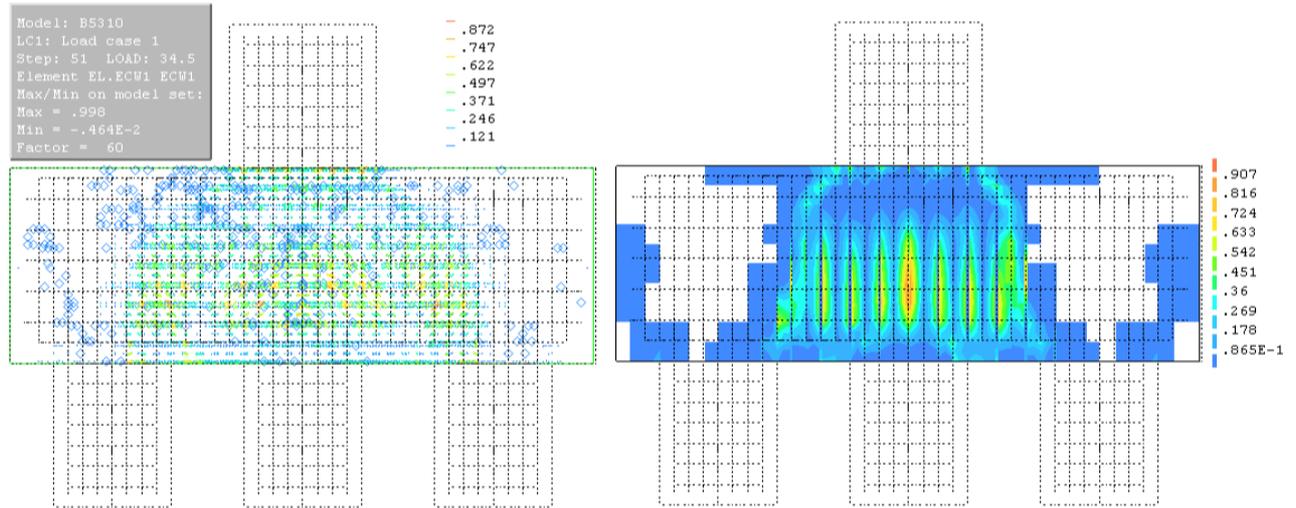
Fonte: O Autor (2019).

Figura 144 – Distribuição das fissuras do modelo B53.9 (com RAA), na força última.



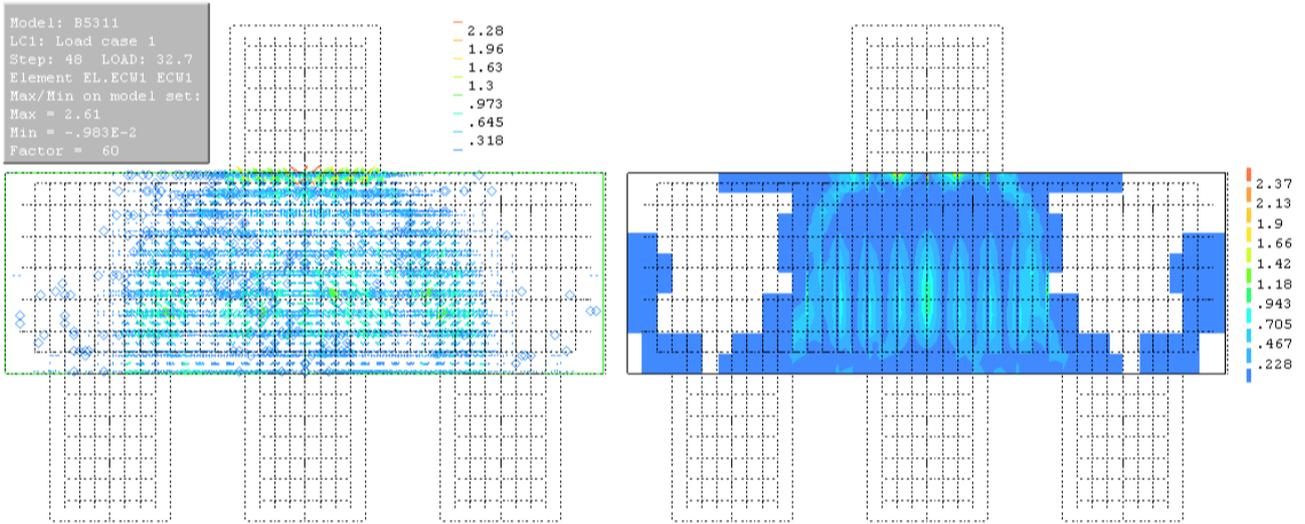
Fonte: O Autor (2019).

Figura 145 – Distribuição das fissuras do modelo B53.10 (com RAA), na força última.



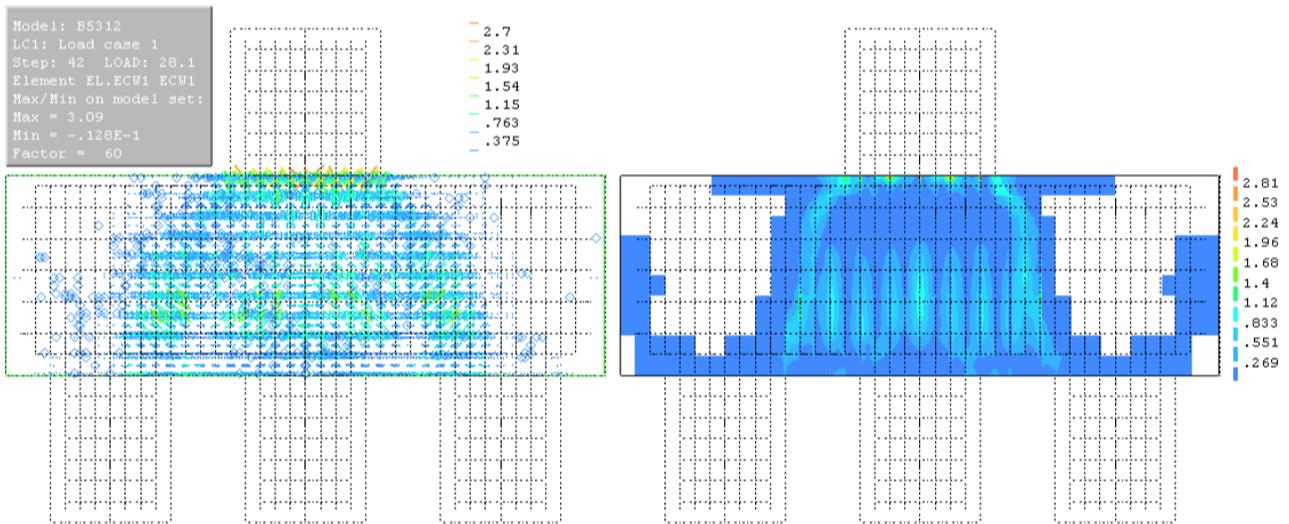
Fonte: O Autor (2019).

Figura 146 – Distribuição das fissuras do modelo B53.11 (com RAA), na força última.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 147 – Distribuição das fissuras do modelo B53.12 (com RAA), na força última.



Fonte: O Autor (2019).

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa teve como principal objetivo estudar, através de análise numérica, o comportamento de blocos de concreto armado sobre duas, três e cinco estacas, sobre efeito das reduções das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA. Para tanto, foram realizadas análises paramétricas para selecionar um modelo de cada tipo de bloco e, em seguida, aplicar as reduções na resistência à compressão, resistência à tração e no módulo de elasticidade do concreto, obtendo como resultados os valores de força última, deformações, fissuração e tensões máximas dos blocos de fundações sobre duas, três e cinco estacas.

### 5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Para realização de análises não lineares utilizando *softwares* que utilizam o Método dos Elementos Finitos, é indispensável a realização de análise paramétrica. Para este tipo de análise há inúmeros parâmetros, onde a escolha de valores equivocados pode influenciar consideravelmente os resultados finais.

Esta pesquisa retrata a análise de estruturas onde um dos principais componentes é o concreto, material heterogêneo e com muitos parâmetros a serem informados como dados de entrada do programa computacional, com isso, foi indispensável a análise paramétrica. A partir dos resultados obtidos, pode-se concluir que:

- Os principais parâmetros a serem analisados foram: comprimento da banda de fissura ( $h$ ) e o fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ ). Foram analisados doze modelos de cada bloco, com o total de trinta e seis modelos, variando o “ $h$ ” e o “ $\beta$ ”, e observando o resultado de força última de cada análise, escolhendo os modelos que melhor representavam os blocos utilizados como parâmetros.

- O comprimento da banda de fissura ( $h$ ), que é o parâmetro utilizado para suprir a dependência da malha do modelo, onde foram variados dois valores, um utilizando a formulação e outro o diâmetro do agregado graúdo. Nos modelos de duas e três estacas, quando utilizado valor referente ao tamanho do agregado graúdo (19 mm) os resultados foram superiores ao encontrados quando utilizados os valores da formulação, no modelo de cinco estacas foi utilizado o valor da formulação, mas a variação dos valores, no bloco sobre cinco estacas não alterou significativamente os resultados de força última.

- No fator de retenção ao cisalhamento ( $\beta$ ), que significa a parcela de tensões tangenciais que o concreto ainda pode resistir depois de fissurado, foram variados seis valores (0,01; 0,20; 0,40; 0,60; 0,80 e 0,99). Em todos os modelos tiveram a mesma tendência, quanto maior o valor de  $\beta$  maior o resultado da força última. Nos modelos de duas e três estacas a diferença na resposta da força última foi de 39% e 67%, respectivamente, quando comparados as respostas referentes aos valores de 0,99 e 0,01. No modelo de cinco estacas a variação dos valores não alterou significativamente os resultados de força última.

- Cabe salientar que, em uma abrangência geral, o modelo de cinco estacas diverge dos modelos de duas e três estacas, pois, o concreto no interior do bloco sobre cinco estacas está confinado por uma malha de aço (“gaiola”) bastante robusta, onde os blocos de duas e três estacas estão apenas com armaduras principais sobre as estacas. Esta armação em gaiola confinou o concreto no interior do bloco sobre cinco estacas deixando-o menos susceptível aos efeitos das variações dos parâmetros de fratura “h” e “ $\beta$ ”.

- Outros dois parâmetros não foram variados na análise paramétrica, mas podem influenciar os resultados finais, são a energia de fratura à compressão e a energia de fratura à tração. A formulação destes fatores sofreu alteração quando comparadas as normas CEB (1990) e o *fib* (2010). No apêndice A foi apresentado um estudo sobre a utilização destas duas normas em um mesmo modelo numérico, e pôde-se observar que houve uma diferença de 22% a mais na força última quando utilizadas as formulações encontradas no *fib* (2010).

- Conclui-se que a modelagem numérica não-linear, apresenta vários desafios devido à diversidade de parâmetros que podem influenciar no resultado final. Assim, com a análise paramétrica pode-se definir a melhor combinação de parâmetros para representar o comportamento dos blocos de fundação sobre duas três e cinco estacas de forma mais satisfatória.

A redução das propriedades mecânicas do concreto afetados pela RAA é apresentada na literatura, através de análises experimentais. Existem duas opções para análise da influência das reduções das propriedades mecânica do concreto devido a ação da RAA, uma alternativa consiste em usar diretamente o valor das propriedades do material testado na análise e a outra opção avalia as forças de compressão e tração, e o módulo de elasticidade, em função da expansão livre baseada em equações constitutivas, sendo a primeira abordagem adotada nesta pesquisa.

A partir dos resultados obtidos, pode-se concluir que:

- Força última

À medida que se aumentaram as taxas de redução das propriedades mecânicas, obtiveram-se menores valores de força última. No bloco sobre três estacas houve um aumento de força última nos modelos que representavam as expansões iniciais, este fato pode ser explicado por, no início da expansão o gel resultante da RAA está preenchendo os poros do concreto o que pode levar a uma maior resistência.

Nos blocos com duas e três estacas o valor da força última, na expansão de 0,30%, foi 33 % menor, quando comparado ao modelo sem redução devido a RAA. O bloco sobre cinco estacas, teve redução de 46 % na força última.

- Deslocamentos

Com o aumento das taxas de redução das propriedades mecânicas, os modelos, mesmos alternando valores, tiveram tendência ao aumento dos valores de deslocamentos. Nos blocos com duas estacas o valor do deslocamento chegou a 27 % maior, quando comparado ao modelo sem redução devido a RAA, no bloco sobre três estacas o aumento do deslocamento foi de 154 % e no bloco sobre cinco estacas o aumento foi de 47%.

- Tensão de compressão

Através da análise numérica foi possível verificar o fluxo de tensões de compressão, sendo observada a formação da biela de compressão nos modelos analisados. Verificou-se que quanto maior a expansão devido à RAA, menor as tensões máximas de compressão. Aumentando-se a expansão, aumenta a degradação do concreto, assim, os blocos romperam com tensões menores, quando comparados aos modelos sem RAA. Nos blocos com duas estacas o valor da tensão de compressão máxima chegou a 53 % menor, quando comparado ao modelo sem redução devido a RAA, no bloco sobre três estacas a redução da tensão de compressão foi de 28 % e no bloco sobre cinco estacas a redução foi de 38%.

- Tensão de tração

Verificou-se o fluxo de tensões de tração através das análises numéricas, sendo observada as regiões de maiores intensidades, pois, estas regiões podem indicar o modo de ruptura das estruturas. No bloco sobre duas estacas não se observou tensões de tração elevadas no interior das bielas de compressão, podendo assim, dizer que o bloco rompeu por esmagamento do concreto junto ao pilar. No bloco de três e cinco estacas, quando analisado o modelo sem RAA, verificou-se que não tinham tensões de tração elevadas no interior das bielas de compressão, já nos modelos com RAA observa-se tensões de tração, com valores acima da tensão de tração resistente do concreto ( $f_{ctm}$ ), indicando que estes modelos ruíram por fendilhamento da biela de compressão.

Verificou-se uma tendência que quanto maior a expansão devido à RAA, menor as tensões máximas de tração. Nos blocos com duas estacas o valor da tensão de tração máxima chegou a 50 % menor, quando comparado ao modelo sem redução devido a RAA, no bloco sobre três estacas a redução da tensão de tração foi de 40 % e no bloco sobre cinco estacas a redução foi de 25%.

- Fissuras no concreto

Com a redução dos valores das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA, observou-se um aumento nas fissuras dos blocos, onde, a quantidade e espessura das fissuras crescem quanto maior for a deterioração do concreto.

O modelo de fissuras utilizado neste estudo retrata a fissura de forma distribuída, formando múltiplas pequenas fissuras por unidade de comprimento, distribuídas em uma determinada área. Para obtenção de fissuras unitárias e com espessuras mais condizentes com as encontradas em blocos reais acometidos pela RAA, seria necessária uma modelagem numérica bem mais refinada e discretizando exatamente os locais das possíveis fissuras, o que demandaria um enorme esforço computacional. Assim, podemos entender que o tamanho e abertura das fissuras dos blocos utilizados na prática, podem ser maiores do que as relatadas neste trabalho.

Mesmo não apresentando as espessuras das fissuras de modo a melhor representar a realidade, observa-se que os valores das aberturas destas fissuras ultrapassam o permitido 0,3 mm, indicado pela NBR 6118 (2014), como valor limite de abertura para elementos em contato com o solo.

Nos blocos sobre três e cinco estacas, acometidos pela RAA, a análises indicaram que provavelmente as fissuras no meio das bielas tenham sido a causa da ruína das estruturas.

- Modelagem numérica

A hipótese adotada neste trabalho para a modelagem numérica, considera a redução das propriedades do concreto em todos os elementos finitos, o que na realidade não acontece, pois, estas reduções ocorrem nos locais afetados pela RAA, que geralmente não atinge toda a estrutura. Assim, este trabalho fornece resultados conservadores, sendo prudente para a segurança na aplicação em casos práticos.

Por fim, após diversas análises realizadas neste estudo, pode-se dizer que a utilização deste método de análise numérica, onde utiliza valores de deterioração do concreto para avaliar os efeitos em estruturas, é válido, e deixa claro que as deteriorações das propriedades do concreto estão relacionadas com as expansões do gel produzido pela RAA.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Apesar de terem sido realizados 72 modelos numéricos, faz-se necessário o desenvolvimento de outras análises com intuito de atestar e avançar nos resultados aqui apresentados.

Com o intuito de contribuir com pesquisas envolvendo a degradação do concreto de blocos de fundação afetados pela RAA, apresenta-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- Analisar os modelos de duas e três estacas com armaduras laterais e superiores, formando uma “gaiola”, analisando os resultados considerando o concreto confinado no interior de cada bloco;
- Analisar os modelos estudados neste trabalho no estado limite de serviço, com combinações de carregamentos de utilização, estudando os efeitos das reduções neste estado de tensão;
- Estudar a influência da redução das propriedades do concreto devido à RAA em blocos com geometrias diferentes, como blocos sobre uma e seis estacas.
- Realizar ensaios experimentais com blocos de fundação afetados pela RAA, aproveitando os modelos numéricos apresentados neste trabalho;
- Realizar uma análise de sensibilidade aos parâmetros afetados pela RAA ( $f_c$ ,  $f_{ct}$  e  $E_c$ ), utilizando 50% do valor inicial.
- Realizar pesquisas considerando blocos de fundações de pontes, pois são blocos com grandes carregamentos, grandes dimensões, configurações de estaqueamento diferentes dos edifícios e permanentemente expostos à ação da água.

## REFERÊNCIAS

- ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. **ACI Journal**, v. 87, p. 81-91, Jan/Feb, 1990.
- AHMED, T.; BURLEY, E.; RIGDEN, S.; ABU-TARIR, A. I. The effect of alkali reactivity on the mechanical properties of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 17, n. 2, p. 123-144, 2003.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-05** – Building code requirements for reinforced concrete. Detroit, USA, 2005.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-08** – Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, USA, 2008.
- ANDRADE, T.; SILVA, J. J. R.; OLIVEIRA, R. A.; FIGUERÔA, J. P.; KIHARA, Y.; PECCHIO, M. Diagnóstico de reação álcali-agregado em blocos de fundação de um edifício público situado na cidade do Recife/PE. *In*: SIMPÓSIO SOBRE REATIVIDADE ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2., 2006. Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: IBRACON, 2006.
- ANDRIOLO, F. R. ARR dams affected in Brazil report on the current situation. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Quebec. **Proceedings [...]**. Quebec: ICAAR, 2000. p. 1243-1252.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. A evolução da cultura da prevenção da reação álcali-agregado no mercado nacional. **Concreto e Construções**, v. 83, p. 39-43, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- \_\_\_\_\_. **NBR 15577**: Agregados – Reatividade álcali-agregado. Parte 1 à parte 7. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.
- BARROS, Rodrigo. **Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento**. 2009. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- BARROS, Rodrigo. **Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-fundação**. 2013. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

- BARROS, Rodrigo.; GIONGO, J. S. Análise de tensões nas regiões nodais em blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice embutido. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS*, 3., Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: CBPE, 2010.
- BICZOK, I. **Corrosion y protección del hormigon**. Bilbao, España: Ediciones Urmo, p. 275-280, 1972.
- BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur pieux. **Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**, Paris, v. 20, n. 230, p. 223-295, fev, 1967.
- BURGOS FILHO, R. **Comportamento de blocos sobre quatro e cinco estacas em perfil w com ligações através de chapas e por contato direto**. 2019. Monografia (Graduação) - Escola Politécnica de Pernambuco, Universidade de Pernambuco, Recife, 2019.
- CANADIAN PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **CSA A23.3.04** - Design of Concrete Structures with Explanatory Notes. Ontario, Canadá, 2004.
- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CSA A23.2-14A**. Potential Expansivity of Aggregates (Procedure for Length Change due to Alkali-aggregate Reaction in Concrete Prisms), CSA A23.2-14: Methods of Test for Concrete. Toronto, Canadá, 2014.
- CARRAZEDO, R. **Modelagem numérica da expansão do concreto devido a reação álcali-agregado**. 2004. Dissertação (Mestrado em Ciências) - Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, 2004.
- CARVALHO, I. S. **Análise experimental de blocos sobre grupos de estacas escavadas de pequeno diâmetro**. 1995. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.
- CHAN, T. K.; POH, C. K. Behavior of precast reinforced concrete pile caps. **Construction and Building Materials**, v. 14, p. 73-78, Jan. 2000.
- CHANTELOT, G. **Strut-and-tie modelling of reinforced concrete pile caps**. Master of Science Thesis in the Master's Programme Structural Engineering and Building Performance Design. Chalmers University of Technology, Sweden, 2010.
- COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. Ministério de Fomento. Centro de Publicaciones. **Instrucción de Hormigón Estructural (EHE)**. Madrid, 1998.
- COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP: Model Code 2010**. First complete draft, Lausanne, Switzerland, 2010.
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. *fib* Model code for concrete structures. **Bulletin D'Information**, Paris, n. 203-205, July, 1990.
- COOK, W. MITCHELL, D. (1988). Studies of disturbance regions near discontinuities in reinforced concrete members. **ACI Journal**, v. 85, n. 2, p. 206-216, Mar/Apr, 1988.
- DELALIBERA, R. G. **Análise teórica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos a ação de força centrada e excêntrica**. 2006. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Influência da rigidez do bloco de coroamento nos estaqueamentos em linhas. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO*, 46., 2004, Florianópolis. **Anais [...]**. Florianópolis, 2004-a. CD-ROM.

DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. **Simulação numérica não linear de blocos de concreto armado**. *In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL*, 31., 2014, Mendoza. **Anais [...]**. Mendoza, Argentina, 2004-b. CD-ROM.

DIANA. **Finite element analysis: user's manual release 9: analysis procedures**. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 636 p., 2005a.

DIANA. **Finite element analysis: user's manual release 9: element library**. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 662 p., 2005b.

DIANA. **Finite element analysis: user's manual release 9: material library**. Delft, Netherlands: TNO DIANA, 534 p., 2005c.

FIGUEIRÔA, José do Patrocínio.; ANDRADE, Tibério. **O ataque da reação álcali agregado sobre as estruturas de concreto: a descoberta pioneira da ocorrência do problema em fundações de pontes e edifícios na Região Metropolitana do Recife**. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2007. 228 p.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar estruturas de concreto**. São Paulo: Editora Pini, 2013.

GAMELEIRA, C. M. T. M. **Reduções das propriedades mecânicas do concreto devido à RAA na simulação de blocos sobre quatro estacas**. 2019. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2019.

GIACCIO, G., ZERBINO, R., PONE, J.M., BATIC, O.R., Mechanical behaviour of concretes damaged by alkali-silica reaction. **Cement and Concrete Research**, v. 38, p. 993-1004, 2008.

HASPARYK, N. P. **Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado**. 2005. 326 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

HASPARYK, N. P. **Investigação dos mecanismos da reação álcali-agregado: efeito da cinza de casca de arroz e da sílica ativa**. 1999. 257 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 1999.

HASPARYK, N. P. Reação álcali-agregado no concreto. *In: ISAIA, C. G. Concreto: ciência e tecnologia*. São Paulo: IBRACON, p. 933-1001, 2011.

HOBBS, D. W. **Alkali-silica reaction in concrete**. London: Thomas Telford, 1998.

HOBBS, N. B.; STEIN, P. (1957). An investigation into the stress distribution in pile caps with some notes on design. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers.**, v. 57, p. 559-628, 1994.

HOBBS, N. B.; STEIN, P. An investigation into the stress distribution in pile caps with some notes on design. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers.**, v. 57, pg. 559-628, 1957.

ISE. Structural effects of alkali-aggregate reaction: technical guidance on the appraisal of existing structures. **The Institution of Structural Engineers (ISE)**, Upper Belgrave St., London, UK, 1992.

ITURRIOZ, I.; D'AVILA, V. M. R.; RAUSH, A. Análise experimental computacional de um bloco de estacas de concreto armado. *In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL*, 39., 2000, Punta Del Este. **Anais [...]**. Punta Del Este, 2000. CD-ROM.

IYER, P. K.; SAM, C. 3-D elastic analysis of three-pile caps. **Journal of Engineering Mechanics**, ASCE, v. 117, n. 12, p. 2862-2883, Dec, 1991.

IYER, P. K.; SAM, C. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete two-pile caps. **Computers and Structures**, v. 57, p. 605-622, Nov, 1995.

JOHN ST, D. A. Alkali-aggregate reaction: New Zealand experience. *In: SWAMY, R. N. The Alkali-Silica Reaction in Concrete*. Glasgow; London: Blackie; New York: Van Nostrand Reinhold, 1992. p. 265.

KOBAYASHI, K.; FUKUSHIMA, T.; ROKYGO, K. Shear strength of ASR- deteriorated RC members and shear reinforcing effect of repair by adding rebar. *In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON FRACTURE MECHANICS OF CONCRETE AND CONCRETE STRUCTURES*, 8., 2013, Toledo, Espanha. **Proceedings [...]**. Toledo: ICFMCCS, 2013.

LARIVE, C. **Apport combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-reaction et ses effets mécaniques**. 327 f. 1997. Thèse (Doctorat ès Structures et Matériaux) - École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1997.

LINDGÅRD, J.; NIXON, P. J.; BORCHERS, I.; SCHOUENBORG, B.; WIGUM, B. J.; HAUGEN, M.; ÅKESSON, U. The EU "PARTNER" Project European standard tests to prevent alkali reactions in aggregates: Final results and recommendations. **Cement and Concrete Research**, v. 40, p. 611-635, 2010.

MACHADO, C. P. **Elementos especiais estruturais de concreto armado**. São Paulo, FDTE- EPUSP – IPT, 1979. (Notas de Aula, v. 1).

MARZOUK, H.; LANGDON, S. The effect of alkali-aggregate reactivity on the mechanical properties of high and normal strength concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 25, n. 4-5, p. 549-556, 2003.

MAUTONI, M. **Blocos sobre dois apoios**. São Paulo, Grêmio Politécnico, 1972.  
MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estruturas, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 2014.

MESQUITA, A; ROVHA, A; DELALIBERA, R; SILVA, W. A influência da ligação pilar-bloco nos mecanismos de ruptura de blocos de fundação sobre duas estacas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 9, n. 6, p. 856-882, 2016.

MIGUEL, M. G. **Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas**. 2000. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MIZUMOTO, C. **Investigação da reação álcali-agregado (RAA) em testemunhos de concreto e agregados constituintes**. 2009. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Campus de Ilha Solteira. São Paulo. 2009.

MULTON, S. e TOUTLEMODE, F. Effect of Applied Stresses on Alkali- silica Reaction-induced Expansions. **Cement and Concrete Research**, v.36, p 912- 920, 2006.

MULTON, S. Effect of applied stresses on alkali-silica reaction-induced expansions. **Cement and Concrete Research**, 2006.

MUNHOZ, F. S. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidas à ação de força centrada**. 2004. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MUNHOZ, F. S.; DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Análise numérica elástica linear de blocos de concreto armado sobre duas estacas. *In*: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 31., 2004, Mendonza. **Anais [...]**. Mendonza, Argentina, 2004. CD-ROM.

NOEL, M.; SANCHEZ, L.; MARTIN, R.; FOURNIER, B.; BASTIEN, J.; MITCHELL, D. Structural implications of internal swelling reactions in concrete: a review. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE OF ALKALI-AGGREGATE REACTION (ICAR), 15., 2016, São Paulo. **Proceedings [...]**. São Paulo: ICAR, 2016.

NOGUEIRA, Kelson. **Reação álcali-agregado: diretrizes e requisitos da ABNT NBR 15577/2008**. 2010. 93 f. Monografia (Especialização em Construção Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

NORI, V.V.; THARVAL, M. Design of pile caps – Strut and tie model method. **The Indian Concrete Journal**, Point of view. p. 13-19, Abril, 2007.

OBERHOLSTER, R. E.; VAN AARDT, J. H. P.; BRANDT, M. P. Durability of cementitious systems. *In*: BARNES, P. **Structures and performance cement**. London: Applied Science Publishers, 1983. p.380-397. 1983.

OLIVEIRA, D. S. **Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre cinco e seis estacas**. 2013. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

OLIVEIRA, L. M. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2009. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2009.

PAULON, V. A. **Reações álcali-agregado em concreto**. 1981. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1981.

PIETRUSZCZAK, S. On the mechanical behaviour of concrete subjected to alkali-aggregate reaction. **Computers and Structures**, v.58, n.6, p.1093-1097, 1996.

PIGNATELLI, R. **Modeling of degradation induced by alkali-silica reaction in concrete structures**. 2012. 163 f. Tesi (Dottorato in Ingegneria Strutturale, Sismica e Geotecnica) - Politecnico di Milano. Milano, p. 163. 2012.

POOLE, A. B. Introduction to alkali-aggregate reaction in concrete. *In*: SWAMY, R. N. **The alkali-silica reaction in concrete**. Glasgow; London: Blackie; New Yourk: Van Nostrand Reinhold, 1992. p. 1-29.

PRISZKIJLNIK, S. Inspeção e diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de reação álcali-agregado. *In*: ISAIA, Geraldo C. [ed.]. **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 2.

RAUSH, A.; D'ASCENSO, N.; GOLDSCHIMIDT, P.; NATALINI, M. Analisis experimental sobre cabezales de pilotes sometidos a cargas verticales. *In*: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., 1997, São Carlos. **Anais [...]**. São Carlos: JSAEE, 1997. v. 1. p. 309-318.

ROTS, J. G.; BLAAUWENDRAAD, J. Crack Models For Concrete: Discrete or Smeared? Fixed, Multi-Directional or Rotating?. **HERON**, v. 34, n. 1, p. 59, 1989.

SABBAG, A. F. **Verificação da existência de reação álcali-agregado no concreto da UHE de Mascarenhas**. 2003. 105 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba 2003.

SALOMÃO, R. C. **Análise da influência do campo higrométrico sobre a reação álcali-agregado**. 2017. 98 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

SANCHEZ, L. F. M. **Contribution to the assessment of damage in aging concrete infrastructures affected by alkali-aggregate reaction**. 2014. PhD thesis, Department of Geology and Geological Engineering, Laval University, Quebec, Canada, 2014.  
SANCHEZ, L. F. M. et al. Comparative study of a chemo-mechanical modeling for álcali sílica reation (ASR) with experimental evidences. **Construction and Building Materials**, v. 72, p. 301-315, 2014.

SANCHEZ, L. F. M. et al. Overall assessment of Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concretes presenting different strengths and incorporating a wide range of reactive aggregate types and natures. **Cement and Concrete Research**. v. 93, p. 17-31, 2017.

SANCHEZ, L.; FOURNIER, B.; JOLIN, M.; BSATIEN, J.; MITCHELL, D. Tools for assessing damage in concrete affected by AAR coming from fine and coarse aggregates. **IBRACON Stuctures and Material Journal**, v. 10, n. 1, p. 84-91, 2017.

SANCHEZ, L.; KUPERMAN, S. C. and HELENE, P. Using the accelerated Brazilian concrete prism test (ABCPT) to evaluate alkali aggregate reaction (AAR). **IBRACON Structures and Material Journal**, v. 4, n. 4, p. 575-581, 2011.

SANCHEZ, M.; FOURNIER, B.; JOLIN, M. Reliable quantification of AAR damage through assessment of the Damage Rating Index (DRI). **Cement and Concrete Research**, v. 67, p. 74–92. 2015.

SANTOS, D; CARVALHO, M; STUCCHI, F. Dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas com auxílio de modelos de bielas e tirantes. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 12, n. 4, p. 832-857, 2019.

SANTOS, D; MARQUESI, M; STUCCHI, F. **Dimensionamento de blocos de fundações sobre 2 e 4 estacas**. ABNT NBR 6118:2014 Comentários e exemplos de aplicação. 1. ed. Local: Arte interativa, 2013. 480 p.

SCHAFER, K.; SCHALICH, J. Consistent design of structural concrete using strut and tie models. *In: COLÓQUIO SOBRE COMPORTAMENTO DE PROJETO DE ESTRUTURAS*, 5., 1988, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: PUC-RIO, 1988.

SCHLAICH, J., SCHAFER, K. Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. **The Structural Engineer**, v.69, n.6, p.113-125, March, 1991.

SILVA, G. A. da. **Recuperação de blocos de coroamento afetados pela reação álcali-agregado**. 2007. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.

SOUSA, G. F. **Análise numérica de blocos sobre duas estacas considerando o atrito lateral entre as estacas e o solo**. 2019. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade federal de Uberlândia, Uberlândia, 2019.

SOUZA, R. A. **Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N. Análise não-linear de blocos rígidos sobre quatro estacas. **Revista IBRACON de Estruturas**. v. 2, n.3, p. 310-319, set. 2006.

STANTON, T. E. Expansion of concrete through reaction between cement and aggregates. **Proceedings of American Society of Civil Engineers**, v. 66, n. 10, p. 1781-1811, 1940.

TOMAZ, M; DELALIBERA, R; GIONGO, J; GONÇALVES, V. Análise das tensões nodais em blocos sobre estacas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 6, p 1208-1257, 2018.

VALDUGA, Laila. **Influência das condições de ensaio da ASTM C 1260 na verificação da reação álcali-agregado**. 2007. 204 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

VALDUGA, Laila. **Reação álcali-agregado**: mapeamento de agregados reativo do estado de São Paulo. 2002. 213 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, 2002.

VAYGHAN, A. G.; RAJABIPOUR, F.; ROSENBERGER, J. L. Composition-rheology relationships in alkali-silica reaction gels and the impact on the gel's deleterious behavior. **Cement and Concrete Research**, v. 83, p. 45-56, 2016.

VIEGA, F. N.; GONÇALVES, I. N.; HASPARYK, N. P. Microscopia eletrônica de varredura de géis provenientes de usinas hidrelétricas. *In*: SIMPÓSIO SOBRE REATIVIDADE ÁLCALI-AGREGADO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1997, Goiânia. GBGB/FURNAS. **Anais [...]**. Goiânia: GBGB/FURNAS, 1997. p. 69-79.

XU, Z.; LAN, X.; DENG, M.; TANG, M. A new accelerated method for determining the potential alkali-carbonate reactivity. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE, 11., 2000, Québec, Canadá. **Proceedings [...]**. Québec: ICAAR, 2000. p. 129-138.

## APÊNDICE A - ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE A ENERGIA DE FRATURA NO CEB (1990) E NO *fib* (2010)

A energia de fratura, à tração ou à compressão, é a energia necessária para causar um dano irreversível no material. As equações do *fib* Model Code (2010) que estimam o valor da energia de fratura à tração ( $G_f$ ) e energia de fratura à compressão ( $G_c$ ) sofreram alterações quando comparadas com as equações apresentadas no CEB (1990). As equações mais modernas estimam a energia de fratura à tração ( $G_f$ ) apenas com um parâmetro que depende apenas da resistência média à compressão do concreto, equação (1). A equações para obtenção da energia da fratura encontradas no CEB (1990) dependem, além da resistência a compressão média do concreto, também do tamanho do agregado, equação (2).

$$G_f = 73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (1)$$

$$G_f = G_{F0} \cdot (f_{cm} \cdot f_{cm0})^{0,7} \quad (2)$$

Onde:

$G_f$  energia de fratura à tração (N/m);

$f_{cm}$  resistência média do concreto à compressão em MPa;

$G_{F0}$  parâmetro que depende do tamanho máximo do agregado;

A energia de fratura à compressão ( $G_c$ ) calculada de acordo com o *fib* Model Code (2010), e apresentada pela equação (3).

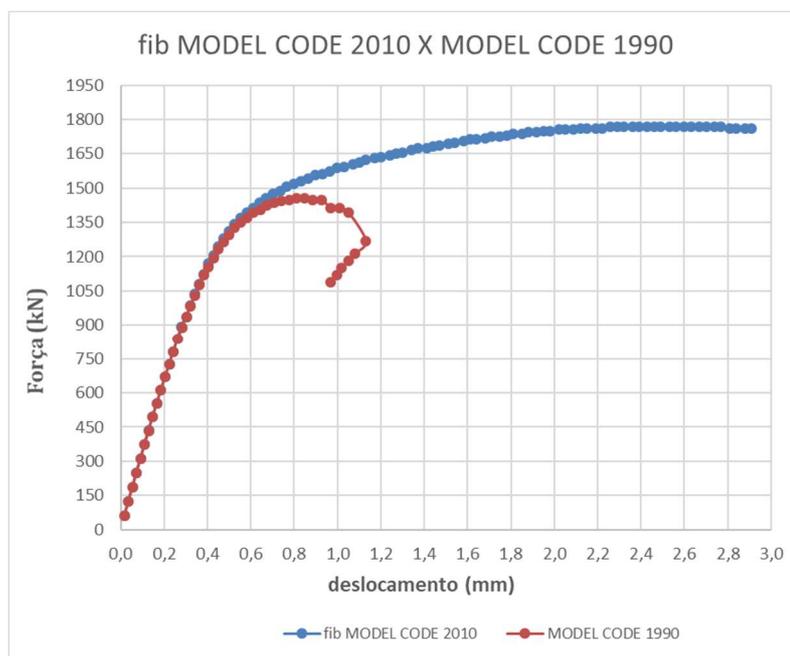
$$G_c = 250 \cdot G_f \quad (3)$$

Souza (2006) indica que a energia de fratura à tração ( $G_f$ ) apresente valores entre 50 e 100 vezes superior à energia de fratura a compressão ( $G_c$ ).

Utilizando o modelo de duas estacas (Figura 35 e Figura 36) estudado neste trabalho, variando os valores de ( $G_f$ ) e ( $G_c$ ) indicados pelos dois códigos, analisou-se a influência na força última resistida pela estrutura, as tensões nas armaduras e o tempo de processamento.

A Figura 1 mostra o gráfico carga aplicada x deslocamento, dos modelos com energia da fratura segundo o CEB (1990) e o *fib* (2010).

Figura 1 – Comparativo entre CEB (1090) e CEB (2010) – Força x Deslocamento.



Fonte: O Autor (2019).

Analisando o gráfico, percebe-se um aumento de 22 % na força última resistida pela estrutura, quando utilizado o *fib* Model Code (2010), quando comparada com a força última utilizada o CEB (1990).

Os deslocamentos são praticamente os mesmos no trecho linear da curva, logo após, a estrutura contendo os parâmetros do CEB (1990) começa a ruir, assim percebe-se que o módulo de elasticidade, no trecho elástico, praticamente não sofreu alteração. Cabe salientar que os fatores relacionados à energia de fratura têm maior influência no regime plástico de deformação.

Outras informações puderam ser observadas nesta análise, como: a tensão na armadura cresceu cerca de 37 % com a utilização do *fib* Model Code (2010), além de apresentar um aumento do tempo de processamento de 261 %.

Para o tipo de estrutura analisada, quando utilizado o *fib* Model Code (2010), houve um acréscimo na capacidade resistente, sem alteração significativa nos deslocamentos. Este autor sugere, quando da utilização do *fib* Model Code (2010) em pesquisas, uma análise paramétrica e/ou utilização de modelos experimentais para calibração dos modelos numéricos.