

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO PÓS
PUNÇIONAMENTO E COLAPSO PROGRESSIVO EM EDIFÍCIOS EM
LAJE LISA DE CONCRETO ARMADO**

BERNARDO CRUZ PEREIRA GALDINO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA / DF: AGOSTO – 2022

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO PÓS PUNÇIONAMENTO E
COLAPSO PROGRESSIVO EM EDIFÍCIOS EM LAJE LISA DE CONCRETO
ARMADO**

BERNARDO CRUZ PEREIRA GALDINO

ORIENTADOR: GUILHERME SALES MELO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

BRASÍLIA / DF: AGOSTO – 2022

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO PÓS PUNÇIONAMENTO E
COLAPSO PROGRESSIVO EM EDIFÍCIOS EM LAJE LISA DE CONCRETO
ARMADO**

BERNARDO CRUZ PEREIRA GALDINO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Guilherme Sales Melo, Ph.D (UnB)

(Orientador)

Prof. Marcos Honorato de Oliveira, D.Sc (UnB)

(Examinador interno)

Prof. Sebastião Salvador Real Pereira, D.Sc (UFMG)

(Examinador externo)

BRASÍLIA/DF, AGOSTO DE 2022

FICHA CATALOGRÁFICA

GALDINO, BERNARDO CRUZ PEREIRA

Análise Numérica do Comportamento Pós Puncionamento e Colapso Progressivo em Edifícios em Laje Lisa de Concreto Armado [Distrito Federal, 2022]

xxiv, 152 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2022).
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Colapso Progressivo

2. Lajes Lisas

3. Pós Punção

4. Linhas de Ruptura

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GALDINO, B.C.P. (2022). Análise Numérica do Comportamento Pós Puncionamento e Colapso Progressivo em Edifícios em Laje Lisa de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Bernardo Cruz Pereira Galdino.

TÍTULO: Análise Numérica do Comportamento Pós Puncionamento e Colapso Progressivo em Edifícios em Laje Lisa de Concreto Armado.

GRAU: Mestre ANO:2022

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Bernardo Cruz Pereira Galdino

Campus Universitário Darcy Ribeiro

CEP: 70910-900, Brasília – DF, Brasil

E-mail: eng.bernardogaldino@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Guilherme Sales S. A. Melo pela orientação, conhecimento transmitido e apoio para realizar essa dissertação.

Agradeço aos professores Élvio Mosci Piancastelli, Sebastião Salvador Real Pereira e Marcos Honorato de Oliveira pela contribuição no desenvolvimento desse trabalho.

Agradeço aos meus pais e minha irmã, amigos e minha família pelo incentivo fundamental em minha vida.

Agradeço aos colegas, professores e funcionários da Universidade de Brasília.

Agradeço também a Deus pela proteção divina.

RESUMO

Após a ruptura por punção em uma ligação laje-pilar, a possibilidade da ocorrência de colapso progressivo em quatro edificações em concreto armado foi analisada usando o software de análise estrutural SAP2000 considerando o Método dos Elementos Finitos e o programa computacional de projetos estruturais Eberick. Foi verificado também a capacidade de flexão do pavimento usando o Método das Linhas de Ruptura, considerando a contribuição das armaduras na laje e a presença de um dano local.

Considerando uma ruína por punção representada pela retirada de um pilar no pavimento, existe uma redistribuição de reações e momentos nos pilares da edificação, e uma nova verificação ao funcionamento foi realizada na ligação mais sobrecarregada conforme as normas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2019. Nesse estudo, as ligações danificadas apresentam resistência residual nula ou parcial.

Uma armadura de proteção contra o colapso progressivo bem ancorada foi prevista na parte inferior dos apoios danificados para resistir as inversões de momentos depois de um dano local, garantir uma resistência residual parcial e tentar evitar o surgimento de novas rupturas. Áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo foram calculadas e comparadas de acordo com as normas NBR 6118:2014, GSA:2013 e CEB:2010 e se verificou a norma mais conservadora.

Considerando a presença de armadura contra o colapso progressivo e ruptura por punção na ligação P6 existente na primeira estrutura, a norma ACI 318 e NBR 6118 indicam que a ligação mais sobrecarregada não rompe e consegue suportar o novo cenário de redistribuição de carregamentos. Na segunda construção, admitindo a ruptura por punção em P16 sem resistência residual, novos danos não se propagam no pavimento de acordo com as três normas. Na terceira e quarta edificação, a estrutura é muito suscetível ao colapso progressivo conforme a norma EUROCODE, pois a ruptura por punção se propagou na ligação mais solicitada.

Após a ruptura por punção de uma ligação laje-pilar na primeira e quarta edificação, acontece o colapso progressivo pois a carga de colapso da laje foi menor que a carga prevista para atuar no pavimento conforme o Método das Linhas de Ruptura.

Palavras-Chave: Pós Punção. Lajes lisas. Colapso Progressivo. Linhas de Ruptura.

ABSTRACT

After punching failure in a slab-column connection, the possibility of progressive collapse in four buildings in reinforced concrete was analyzed using the structural analysis software SAP2000 considering the Finite Element Analysis and the structural design computational program Eberick. The flexural capacity of the failed floor was also verified using the Yield Line Theory, taking into account the contribution of the reinforcement in the slab.

Considering the failure of a support by punching shear, there is a redistribution of reactions and moments in the columns of the structure, and a new verification of the punching was carried out in the most overloaded connection according to the standards NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 and ACI 318:2019. In this study, the damaged connections have zero or partial residual strength.

A well-anchored integrity reinforcement was placed at the bottom of the damaged supports in order to resist inversions of bending moments after local damage, also to guarantee a partial residual strength as well as an attempt to avoid new failures. Integrity reinforcement steel areas were calculated and compared according to NBR 6118:2014, GSA:2013 and CEB:2010 codes and the most conservative code was found.

By considering the presence of integrity reinforcement and punching failure in the existing P6 connection in the first structure, the ACI 318 and NBR 6118 codes indicate that the most overloaded connection does not fail and is able to withstand the new load redistribution configuration. In the second construction, assuming punching failure at P16 without residual strength, new damage does not propagate in the floor according to the three codes. In the third and fourth example, the structure is very susceptible to progressive collapse according to the standard EUROCODE, since the punching failure has propagated in the most overload connection.

After the punching failure of a slab-column connection in the first and fourth buildings, the progressive collapse happens because the collapse load was lower than the expected load to act on the floor according to the Yield Line Theory.

Keywords: Punching shear. Flat slab. Progressive collapse. Yield Line Theory.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. MOTIVAÇÃO.....	2
1.3. OBJETIVOS.....	2
1.4. METODOLOGIA.....	2
1.5. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. CARACTERIZAÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO	5
2.2. TIPOS DE COLAPSO PROGRESSIVO	6
2.3. ESTUDO DA NÃO LINEARIDADE DO COLAPSO PROGRESSIVO	7
2.4. CASOS DE ACIDENTE COM O COLAPSO PROGRESSIVO DA ESTRUTURA	8
2.4.1. Acidente no edifício Ronan Point (SCOTT, 1976; STROUD, 1987; MELO, 1990; BEZERRA, 2001).....	8
2.4.2. Colapso Progressivo no Harbour Cay Condominium (H.S. LEW, N.J. CARINO, AND S.G. FATTAL, 1982; KUKORLO, 2009).....	9
2.4.3. Ruína do Edifício Liberdade (G.A. COURI, S. FEIGELSON, 2013; LONGO, 2014).11	
2.5. COMPORTAMENTO DOS EDIFÍCIOS EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO COM A RUPTURA POR PUNÇÃO	12
2.6. ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DAS LAJES LISAS NA ETAPA PÓS PUNÇIONAMENTO E EFICIÊNCIA DAS ARMADURAS CONTRA O COLAPSO PROGRESSIVO.....	13
2.7. FORMAS ALTERNATIVAS DE EVITAR O COLAPSO PROGRESSIVO.....	14
2.8. ANÁLISE DINÂMICA DO COLAPSO PROGRESSIVO EM LAJES LISAS.....	15
2.9. PESQUISA REALIZADA NO EXTERIOR E PESQUISAS REALIZADAS NO BRASIL	16
2.9.1. Análise do Colapso Progressivo em uma estrutura devido ao puncionamento (JAROSLAV <i>et al</i> , 2021).....	16

2.9.2. Comportamento pós-puncionamento de lajes cogumelo de concreto armado (BEZERRA, 2001).....	19
A – Verificação ao puncionamento	21
B – Cálculo da armadura contra o colapso progressivo	22
C – Comportamento pós puncionamento	22
2.9.3. Colapso Progressivo em edifícios em laje cogumelo de concreto armado (MARTINS, 2003).....	23
A – Verificação ao puncionamento	25
B – Cálculo da armadura contra o colapso progressivo	26
C – Comportamento pós puncionamento	27
2.9.4. Análise de pós-puncionamento em lajes lisas de edifícios em concreto armado (DUMARESQ, 2008).....	27
A – Verificação ao puncionamento	30
B – Cálculo das armaduras contra o colapso progressivo	30
C – Comportamento pós puncionamento	31
2.9.5. Análise comparativa das pesquisas numéricas sobre o comportamento pós punção realizadas na universidade de Brasília conforme Bezerra (2001), Martins (2003) e Dumaresq (2008).	32
2.10. PRESCRIÇÕES NORMATIVAS	33
2.10.1. NBR 6118 (2014) – Projetos de estrutura de concreto.....	33
2.10.1.1. Determinação das tensões solicitantes de punção	35
2.10.1.2. Determinação das tensões resistentes de punção.....	36
A - Verificação da compressão diagonal do concreto	36
B - Verificação da tração diagonal do concreto sem armadura de cisalhamento	37
C - Verificação da tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento.....	37
D - Verificação da ruptura na região externa às armaduras de cisalhamento.....	38
2.10.2. EUROCODE 2 (2004) – Design of concrete structures	38
2.10.2.1. Determinação das tensões solicitantes de punção	39

2.10.2.2. Determinação das tensões resistentes de punção.....	40
A - Verificação da compressão diagonal do concreto	40
B - Verificação da tração diagonal do concreto sem armadura de cisalhamento	40
C - Verificação da tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento.....	41
D - Verificação da ruptura na região externa às armaduras	41
2.10.3. ACI 318 (2019) – Building code requirements for structural concrete.....	41
2.10.3.1. Determinação das tensões solicitantes de punção	42
2.10.3.2. Determinação das tensões resistentes de punção.....	43
A - Máxima resistência à punção das lajes.....	43
B - Verificação da ruptura por tração diagonal do concreto sem armadura de cisalhamento ..	43
C - Verificação da ruptura por tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento..	44
D - Verificação da ruptura na região externa às armaduras	45
2.11. CONSIDERAÇÕES SOBRE A UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DAS LINHAS DE RUPTURA	45
2.12. RECOMENDAÇÕES PARA A FASE PÓS PUNCIONAMENTO	47
2.12.1. NBR 6118 (2014) – Projetos de estrutura de concreto.....	47
2.12.2. CEB FIB (2010) – Model code for concrete structures.....	48
2.12.3. GSA (2013) – Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance.	49
3. EXEMPLOS.....	50
3.1. PRIMEIRO EXEMPLO	50
3.1.1. Verificação ao puncionamento	53
3.1.2. Armaduras contra o colapso progressivo	59
3.1.3. Comportamento pós puncionamento	60
A - Ruptura de P1	61
B - Ruptura de P2	64
C - Ruptura de P6	66

3.1.4. Verificação utilizando as configurações das linhas de ruptura.....	69
3.1.4.1. Trabalho externo.....	75
3.1.4.2. Trabalho interno	75
A - Trabalho interno positivo	75
B - Trabalho interno negativo.....	76
3.2. SEGUNDO EXEMPLO	77
3.2.1. Verificação ao puncionamento	79
3.2.2. Armaduras contra o colapso progressivo.....	86
3.2.3. Comportamento pós puncionamento	87
A - Ruptura de P23	87
B - Ruptura de P27	91
C - Ruptura de P16	94
3.2.4. Verificação utilizando as configurações da linha de ruptura.....	97
3.2.4.1. Trabalho externo.....	101
3.2.4.2. Trabalho interno	102
A - Trabalho interno positivo	102
B - Trabalho interno negativo.....	102
3.3. TERCEIRO EXEMPLO.....	103
3.3.1. Verificação ao puncionamento	104
3.3.2. Armadura contra o colapso progressivo	110
3.3.3. Comportamento pós puncionamento	111
A - Ruptura de P3	111
B - Ruptura de P5	114
C - Ruptura de P6	118
3.3.4. Verificação utilizando configurações de linha de ruptura	121
3.3.4.1. Trabalho externo.....	128
3.3.4.2. Trabalho interno	129

A - Trabalho interno positivo	129
B - Trabalho interno negativo.....	129
3.4. QUARTO EXEMPLO.....	130
3.4.1. Verificação ao puncionamento	132
3.4.2. Armaduras contra o colapso progressivo.....	138
3.4.3. Comportamento pós puncionamento	139
A - Ruptura de P4	139
B - Ruptura de P12	140
C - Ruptura de P13	143
3.4.4. Verificação utilizando configurações de linhas de ruptura	146
3.4.4.1. Trabalho externo.....	154
3.4.4.2. Trabalho interno	154
A - Trabalho interno positivo	154
B - Trabalho interno negativo.....	154
4. CONCLUSÕES.....	156
4.1. CONCLUSÕES INICIAIS	156
4.2. VERIFICAÇÃO AO PUNCIONAMENTO.....	156
4.3. CÁLCULO DA ARMADURA CONTRA O COLAPSO PROGRESSIVO	157
4.4. COMPORTAMENTO PÓS PUNCIONAMENTO	157
4.4.1. Primeiro exemplo	157
4.4.2. Segundo exemplo	158
4.4.3. Terceiro exemplo.....	158
4.4.4. Quarto exemplo	159
4.5. CONCLUSÕES FINAIS	159
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	162

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1	35
Equação 2.2	35
Equação 2.3	36
Equação 2.4	36
Equação 2.5	37
Equação 2.6	37
Equação 2.7	37
Equação 2.8	37
Equação 2.9	38
Equação 2.10	39
Equação 2.11	40
Equação 2.12	40
Equação 2.13	40
Equação 2.14	40
Equação 2.15	40
Equação 2.16	41
Equação 2.17	41
Equação 2.18	42
Equação 2.19	42
Equação 2.20	43
Equação 2.21	43
Equação 2.22	43
Equação 2.23	43
Equação 2.24	43
Equação 2.25	44
Equação 2.26	44
Equação 2.27	44
Equação 2.28	45
Equação 2.29	45
Equação 2.30	47

Equação 2.31	47
Equação 2.32	48
Equação 2.33	48
Equação 2.34	49
Equação 3.1	54
Equação 3.2	75
Equação 3.3	75
Equação 3.4	81
Equação 3.5	105
Equação 3.6	133

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Lajes Lisas – (SANTOS, 2016)	1
Figura 2.1 – Exemplo do colapso tipo dominó – (LARANJEIRAS, 2010)	7
Figura 2.2 – Esquema do colapso do edifício Ronan Point – (MELO, 1990)	9
Figura 2.3 – Planta baixa do pavimento tipo e cobertura – (LEW <i>et al</i> , 1982)	9
Figura 2.4 – Harbour Condominium após o colapso progressivo – (KUKORLO, 2009)	10
Figura 2.5 – Edifício Liberdade no instante do colapso – (COURI <i>et al</i> , 2013)	11
Figura 2.6 – Planta da estrutura – (MELO, 1990).....	12
Figura 2.7 – Armadura superior e inferior na ligação laje-pilar – (SANTOS, 2016)	14
Figura 2.8 – Laje da cobertura colapsada – (JAROSLAV <i>et al</i> , 2021)	16
Figura 2.9 – Planta baixa do primeiro exemplo – (BEZERRA, 2001) – cotas em cm	20
Figura 2.10 – Planta baixa do segundo exemplo – (BEZERRA, 2001) – cotas em cm	20
Figura 2.11 – Planta baixa do terceiro exemplo – (BEZERRA, 2001) – cotas em cm	21
Figura 2.12 – Relações de tensões nas ligações laje-pilar – (BEZERRA, 2001)	22
Figura 2.13 – Áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo – (BEZERRA, 2001)	22
Figura 2.14 – Relação de tensões em P3 com a ruptura parcial de P2 – (BEZERRA, 2001)	23
Figura 2.15 – Planta baixa do primeiro exemplo – (MARTINS, 2003) – cotas em cm	24
Figura 2.16 – Planta baixa do segundo exemplo – (MARTINS, 2003) – cotas em cm	24
Figura 2.17 – Planta baixa do terceiro exemplo – (MARTINS, 2003) – cotas em cm	25
Figura 2.18 – Relação tensão atuante e resistente – (MARTINS, 2003)	26
Figura 2.19 – Área de aço das armaduras contra o colapso progressivo – (MARTINS, 2003)	27
Figura 2.20 – Planta baixa do pavimento tipo do primeiro exemplo analisado – (DUMARESQ, 2008) – cotas em cm	28
Figura 2.21 – Planta baixa do pavimento tipo da segunda estrutura analisada – (DUMARESQ, 2008) – cotas em cm	28
Figura 2.22 – Planta baixa do pavimento tipo da terceira edificação analisada – (DUMARESQ, 2008) – cotas em cm	29
Figura 2.23 – Relação tensão atuante e resistente – (DUMARESQ, 2008)	30
Figura 2.24 – Áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo – (DUMARESQ, 2008).....	30
Figura 2.25 – Perímetros críticos no pilar interno – (NBR 6118, 2014).....	34
Figura 2.26 – Disposição das armaduras de cisalhamento – (NBR 6118, 2014)	34

Figura 2.27 – Perímetro crítico em pilares internos (EUROCODE 2, 2004).....	39
Figura 2.28 – Perímetro crítico afastado $d/2$ do apoio – (SANTOS, 2016)	41
Figura 2.29 – Armadura contra o colapso progressivo – (NBR 6118, 2014)	48
Figura 3.1 – Planta baixa da estrutura – Dimensões em m	50
Figura 3.2 – Estrutura em três dimensões	52
Figura 3.3 – Alturas úteis das barras nas duas direções ortogonais	54
Figura 3.4 – Armadura de cisalhamento ao redor do pilar P2 e P6 – Medidas em cm	56
Figura 3.5 – Armadura de cisalhamento ao redor do pilar P1 – Medidas em cm.....	57
Figura 3.6 – Relação tensão atuante e resistente nos apoios	59
Figura 3.7 – Comparação das áreas de aço das armaduras	59
Figura 3.8 – Variação das reações de apoio após a ruptura completa de P1	61
Figura 3.9 – Relação de tensões em P2 com ou sem resistência residual em P1	63
Figura 3.10 – Variação das reações após punção de P2	64
Figura 3.11 – Relações de tensões em P1 após ruptura parcial ou completa em P2	66
Figura 3.12 – Variação das reações após punção de P6	67
Figura 3.13 – Relações de tensões em P7 após ruptura parcial ou completa em P6	68
Figura 3.14 – Linhas de ruptura positiva e negativa após a ruptura por punção em P2	69
Figura 3.15 – Volume limitado pela laje deformada – Dimensões em cm	70
Figura 3.16 – Armadura positiva na direção X	71
Figura 3.17 – Armadura positiva na direção Y	71
Figura 3.18 – Armadura negativa na direção X	72
Figura 3.19 – Armadura negativa na direção Y	72
Figura 3.20 – Momentos de plastificação positivos na direção X – Cotas em m	73
Figura 3.21 – Momentos de plastificação positivos na direção Y – Cotas em m	73
Figura 3.22 – Momentos de plastificação negativos na direção X – Cotas em m	74
Figura 3.23 – Momentos de plastificação negativos na direção Y – Cotas em m	74
Figura 3.24 – Planta baixa do terceiro pavimento – cotas em cm	77
Figura 3.25 – Corte da seção transversal da laje nervurada – cotas em cm	78
Figura 3.26 – Diagrama de momentos elásticos e plásticos – (EBERICK, 2022)	79
Figura 3.27 – Alturas úteis das barras nas duas direções ortogonais	81
Figura 3.28 – Armadura de cisalhamento ao redor do pilar P11 – Medidas em cm	83
Figura 3.29 – Armadura de cisalhamento ao redor do pilar P23 – Medidas em cm	83

Figura 3.30 – Armadura de cisalhamento ao redor do pilar P27 – Medidas em cm	84
Figura 3.31 – Relação tensão atuante e resistente nos piores perímetros críticos	86
Figura 3.32 – Comparação das áreas de aço das armaduras	86
Figura 3.33 – Variação das reações de apoio após o puncionamento de P23	89
Figura 3.34 – Relações de tensão em P27 com ou sem resistência residual em P23	90
Figura 3.35 – Variação das reações de apoio após o puncionamento de P27	92
Figura 3.36 – Relações de tensão em P23 com ou sem resistência residual em P27	93
Figura 3.37 – Variação das reações de apoio após o puncionamento de P16	95
Figura 3.38 – Relações de tensão em P11 com ou sem resistência residual em P16	97
Figura 3.39 – Linhas de ruptura positiva e negativa após a ruptura por punção em P23	98
Figura 3.40 – Volume limitado pela laje deformada – cotas em cm	98
Figura 3.41 – Armaduras positivas nas duas direções	99
Figura 3.42 – Armaduras negativas nas duas direções	100
Figura 3.43 – Momentos de plastificação positivos na direção X – cotas em cm	100
Figura 3.44 – Momentos de plastificação negativos na direção X – cotas em cm	101
Figura 3.45 – Momentos de plastificação negativos na direção Y – cotas em cm	101
Figura 3.46 – Planta baixa da estrutura – cotas em cm	103
Figura 3.47 – Alturas úteis das barras nas duas direções ortogonais	106
Figura 3.48 – Armadura de cisalhamento ao redor de P2 – Medidas em cm	107
Figura 3.49 – Armadura de cisalhamento ao redor de P5 e P6 – Medidas em cm	108
Figura 3.50 – Relação tensão atuante e resistente nos apoios	110
Figura 3.51 – Comparação das áreas de aço das armaduras	110
Figura 3.52 – Variação das reações de apoio após a ruptura completa de P3	112
Figura 3.53 – Relações de tensões em P2 após ruptura parcial ou completa em P3	114
Figura 3.54 – Variação das reações dos apoios sem vigas após a ruptura completa de P5	115
Figura 3.55 – Variação das reações dos apoios com vigas após a ruptura completa de P5	116
Figura 3.56 – Relações de tensões em P6 após ruptura parcial ou completa em P5	117
Figura 3.57 – Variação das reações dos apoios sem vigas após a ruptura completa de P6	119
Figura 3.58 – Variação das reações dos apoios com vigas após a ruptura completa de P6	119
Figura 3.59 – Relações de tensões em P5 após ruptura parcial ou completa em P6	121
Figura 3.60 – Linhas de ruptura positiva e negativa após a ruptura por punção em P2	122
Figura 3.61 – Volume limitado pela laje deformada – cotas em cm	122

Figura 3.62 – Armadura positiva na direção X	123
Figura 3.63 – Armadura positiva na direção Y	124
Figura 3.64 – Armadura negativa na direção X	125
Figura 3.65 – Armadura negativa na direção Y	126
Figura 3.66 – Momentos de plastificação positivos na direção X – cotas em cm	127
Figura 3.67 – Momentos de plastificação positivos na direção Y – cotas em cm	127
Figura 3.68 – Momentos de plastificação negativos na direção X – cotas em cm	128
Figura 3.69 – Momentos de plastificação negativos na direção Y – cotas em cm	128
Figura 3.70 – Planta baixa da edificação – cotas em cm	130
Figura 3.71 – Alturas úteis das barras nas duas direções ortogonais	133
Figura 3.72 – Armadura de cisalhamento ao redor de P12 – Medidas em cm	135
Figura 3.73 – Armadura de cisalhamento ao redor de P13 – Medidas em cm	135
Figura 3.74 – Perímetro crítico desconsiderado	137
Figura 3.75 – Relação tensão atuante e resistente nas ligações laje-pilar	137
Figura 3.76 – Comparação das áreas de aço das armaduras	138
Figura 3.77 – Variação das reações de apoio após o puncionamento de P4	140
Figura 3.78 – Variação das reações nos apoios após ruptura em P12	141
Figura 3.79 – Relações de tensão em P13 com ou sem resistência residual em P12	143
Figura 3.80 – Variação das reações de apoio após a ruptura em P13	144
Figura 3.81 – Relação de tensões em P12 com ou sem resistência residual em P13	145
Figura 3.82 – Linhas de ruptura após a ruptura por punção em P13 – cotas em cm	147
Figura 3.83 – Volume limitado pela laje deformada – cotas em cm	147
Figura 3.84 – Armadura positiva na direção X	148
Figura 3.85 – Armadura positiva na direção Y	149
Figura 3.86 – Armadura negativa na direção X	150
Figura 3.87 – Armadura negativa na direção Y	151
Figura 3.88 – Momentos de plastificação positivos na direção X – cotas em cm	152
Figura 3.89 – Momentos de plastificação positivos na direção Y – cotas em cm	152
Figura 3.90 – Momentos de plastificação negativos na direção X – cotas em cm	153
Figura 3.91 – Momentos de plastificação negativos na direção Y – cotas em cm	153

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resistências das lajes conforme taxa de armadura – (WENG <i>et al</i> , 2020)	14
Tabela 2.2 – Ligação B_{16} conforme EUROCODE – (JAROSLAV <i>et al</i> , 2021)	17
Tabela 2.3 – Ligação C_{14} conforme EUROCODE – (JAROSLAV <i>et al</i> , 2021)	17
Tabela 2.4 – Ligação B_{16} conforme TFCC – (JAROSLAV <i>et al</i> , 2021)	19
Tabela 2.5 – Valores de K – (NBR 6118, 2014)	36
Tabela 3.1 – Cargas verticais	52
Tabela 3.2 – Reações de apoio da estrutura íntegra	53
Tabela 3.3 – Cargas e dimensões para verificação das ligações laje-pilar	54
Tabela 3.4 – Altura efetiva e taxa de armadura na ligação laje-pilar	55
Tabela 3.5 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme NBR 6118	55
Tabela 3.6 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme EUROCODE	55
Tabela 3.7 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme ACI	56
Tabela 3.8 – Parcela de punção resistida pela armadura de cisalhamento e concreto	57
Tabela 3.9 – Tensões de cisalhamento nos perímetros críticos.....	58
Tabela 3.10 – Áreas de aço das armaduras contra colapso progressivo	59
Tabela 3.11 – Reações de apoio após a ruptura completa de P1	61
Tabela 3.12 – Tensões de cisalhamento nos perímetros críticos	63
Tabela 3.13 – Reações de apoio após a ruptura completa de P2	64
Tabela 3.14 – Tensões de cisalhamento em P1 após ruptura completa ou parcial em P2	65
Tabela 3.15 – Reações de apoio após a ruptura completa de P6	66
Tabela 3.16 – Tensões de cisalhamento em P7 após ruptura completa ou parcial em P6	68
Tabela 3.17 – Carregamento utilizado	78
Tabela 3.18 – Reações de apoio da estrutura íntegra	80
Tabela 3.19 – Cargas e dimensões para verificação das ligações laje-pilar	80
Tabela 3.20 – Altura efetiva e taxa de armadura na ligação laje-pilar	81
Tabela 3.21 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme NBR 6118	82
Tabela 3.22 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme EUROCODE	82
Tabela 3.23 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme ACI	82
Tabela 3.24 – Parcela de punção resistida pela armadura de cisalhamento e concreto	84
Tabela 3.25 – Tensões de cisalhamento nos apoios	85

Tabela 3.26 – Área de aço das armaduras contra o colapso progressivo.....	86
Tabela 3.27 – Esforços na estrutura sem o apoio P23	88
Tabela 3.28 – Tensões de cisalhamento em P27 (continua)	89
Tabela 3.28 – Tensões de cisalhamento em P27 (conclusão)	90
Tabela 3.29 – Esforços na estrutura com uma ruptura por punção de P27	91
Tabela 3.30 – Tensões de cisalhamento em P23 (continua)	92
Tabela 3.30 – Tensões de cisalhamento em P23 (conclusão)	93
Tabela 3.31 – Esforços na estrutura com uma ruptura por punção de P16	94
Tabela 3.32 – Tensões de cisalhamento em P11 após ruptura em P16	96
Tabela 3.33 – Carregamento utilizado	104
Tabela 3.34 – Esforços na estrutura íntegra do terceiro exemplo	105
Tabela 3.35 – Cargas e dimensões para verificação das ligações laje-pilar	105
Tabela 3.36 – Altura efetiva e taxa de armadura na ligação laje-pilar	106
Tabela 3.37 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme NBR 6118	106
Tabela 3.38 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme EUROCODE	106
Tabela 3.39 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme ACI	107
Tabela 3.40 – Parcela de resistência da armadura de cisalhamento e concreto	108
Tabela 3.41 – Tensões cisalhantes dos pilares da estrutura íntegra do terceiro exemplo	109
Tabela 3.42 – Áreas de aço das armaduras contra colapso progressivo	110
Tabela 3.43 – Reações de apoio após a ruptura completa de P3	112
Tabela 3.44 – Tensões em P2 com ruptura em P3 (continua).....	113
Tabela 3.44 – Tensões em P2 com ruptura em P3 (conclusão)	114
Tabela 3.45 – Esforços da estrutura do terceiro exemplo sem a ligação P5	115
Tabela 3.46 – Tensões em P6 com a ruptura em P5 (continua)	116
Tabela 3.46 – Tensões em P6 com a ruptura em P5 (conclusão)	117
Tabela 3.47 – Reações e momentos na estrutura sem P6	118
Tabela 3.48 – Tensões em P5 com a ruptura total ou parcial em P6	120
Tabela 3.49 – Carregamento utilizado	131
Tabela 3.50 – Reações de apoio da estrutura íntegra	132
Tabela 3.51 – Cargas e dimensões para verificação das ligações laje-pilar	133
Tabela 3.52 – Altura efetiva e taxa de armadura na ligação laje-pilar	133
Tabela 3.53 – Dados para os cálculos das tensões cisalhantes conforme NBR 6118	134

Tabela 3.54 – Dados para os cálculos das tensões cisalhantes conforme EUROCODE	134
Tabela 3.55 – Dados para os cálculos das tensões cisalhantes conforme ACI	134
Tabela 3.56 – Parcela de resistência da armadura de cisalhamento e concreto	135
Tabela 3.57 – Tensões de cisalhamento nos perímetros críticos	136
Tabela 3.58 – Área de aço das armaduras contra o colapso progressivo	138
Tabela 3.59 – Reações de apoio após o puncionamento de P4	139
Tabela 3.60 – Reações de apoio após o puncionamento de P12	141
Tabela 3.61 – Tensões de cisalhamento em P13 após ruptura em P12	142
Tabela 3.62 – Reações de apoio após o puncionamento de P13	143
Tabela 3.63 – Tensões de cisalhamento em P12 após a ruptura em P13.....	145

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s	Área de aço das armaduras contra o colapso progressivo
$A_{s,ccp}$	Área de aço das armaduras contra o colapso progressivo (NBR 6118:2014)
A_{sw}	Área de aço das armaduras de cisalhamento (NBR 6118:2014 e EUROCODE 2:2004)
A_v	Área de aço das armaduras de cisalhamento (ACI 318:2019)
b	Largura da laje
b_o	Perímetro crítico afastado $d/2$ da face do pilar (ACI 318:2019)
b_{out}	Perímetro crítico afastado $d/2$ da última camada de armadura de cisalhamento (ACI 318:2019)
b_1 e b_2	Dimensão da seção crítica na direção do momento e dimensão da seção crítica na direção perpendicular do momento (ACI 318:2019)
B_{16}	Ligação sem armadura de cisalhamento (JAROSLAV et al, 2021)
C	Contorno do perímetro do pilar (NBR 6118:2014)
C'	Contorno do perímetro considerando $2d$ afastado da face do pilar (NBR 6118:2014)
C''	Contorno do perímetro considerando $2d$ afastado da última camada de armadura de cisalhamento (NBR 6118:2014)
C_{AB}	Excentricidade do perímetro crítico (ACI 318:2019)
C_{ob}	Cobrimento da laje
C_1 e C_2	Dimensão do pilar paralela à excentricidade da força e dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força (NBR 6118:2014 e EUROCODE 2:2004)
C_{14}	Ligação com armadura de cisalhamento (JAROSLAV et al, 2021)
d	Altura útil da laje
D_1 e D_2	Dimensões dos pilares
f'_c	Resistência característica à compressão do concreto (ACI 318:2019)
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto (NBR 6118:2014 e EUROCODE 2:2004)
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto (NBR 6118:2014 e EUROCODE 2:2004)
F_{sd}	Reação do pilar com coeficiente de majoração (NBR 6118:2014)

$(ft/fy)_k$	Parâmetro que depende da tensão resistente e classe de ductilidade da armadura (CEB:2010)
f_{yd}	Tensão de escoamento de cálculo das armaduras contra o colapso progressivo (NBR 6118:2014, CEB:2010 e GSA:2013)
f_{yds}	Tensão de escoamento de cálculo das armaduras de cisalhamento (JAROSLAV et al, 2021)
f_{yt}	Tensão de escoamento de cálculo das armaduras de cisalhamento (ACI 318:2019)
f_{ywd}	Tensão de escoamento de cálculo das armaduras de cisalhamento (NBR 6118:2014)
$f_{ywd,ef}$	Tensão de escoamento de cálculo das armaduras de cisalhamento (EUROCODE 2:2004)
h	Espessura da laje
J ou δ	Deslocamento virtual unitário
J_c	Propriedade geométrica da seção crítica assumida
k	Size effect (EUROCODE 2:2004)
K	Coefficiente que indica a porcentagem de momento fletor transmitida por cisalhamento ao apoio (NBR 6118:2014 e EUROCODE 2:2004)
K_1 e K_2	Coefficiente que indica a porcentagem de cada momento fletor transmitida por cisalhamento ao apoio (NBR 6118:2014)
l_i	Trecho da armadura cortada pela linha de ruptura
M_b	Momento fletor atuante na menor direção do pilar
M_{Ed}	Momento fletor solicitante em qualquer direção (EUROCODE 2:2004)
M_h	Momento fletor atuante na maior direção do pilar
m_i	Momento fletor resistente por unidade de comprimento
M_{SC}	Momento fletor solicitante em qualquer direção (ACI 318:2019)
M_{Sdx}	Momento fletor atuando na direção horizontal do apoio (NBR 6118:2014)
M_{Sdy}	Momento fletor atuando na direção vertical do apoio (NBR 6118:2014)
N_k	Carga característica aplicada na ligação laje-pilar
q	Carga de ruptura por flexão da laje
s	Espaçamento entre as camadas das armaduras de cisalhamento (ACI 318:2019)

s_r	Espaçamento entre as camadas das armaduras de cisalhamento (NBR 6118:2014 e EUROCODE 2:2004)
$s_1 e s_2$	Espaçamento das armaduras de flexão na laje
u_{out}	Perímetro crítico em uma região externa as armaduras de cisalhamento (EUROCODE 2:2004).
u_0	Perímetro crítico definido no perímetro do pilar (EUROCODE 2:2004)
u_1	Perímetro crítico considerando $2d$ afastado da face do apoio (EUROCODE 2:2004).
V	Reação da ligação laje-pilar (ACI 318:2019)
v'	Fator de redução da resistência do concreto (EUROCODE 2:2004)
v_c	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo na verificação da ruptura por tração diagonal do concreto sem armadura de cisalhamento (ACI 318:2019)
v_{cout}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo na verificação da ruptura na região externa às armaduras de cisalhamento (ACI 318:2019)
V_E/K_e	Tensão cisalhante solicitante (TFCC:2010)
v_{Ed}	Tensão solicitante de punção (EUROCODE 2:2004)
V_{Ed}	Reação do apoio com fator de majoração (EUROCODE 2:2004)
v_n	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo na verificação da ruptura por tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento (ACI 318:2019)
V_{Rd}	Tensão resistente (JAROSLAV et al, 2021)
$V_{Rd,c}$	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo na verificação da ruptura por tração diagonal do concreto sem armadura de cisalhamento (EUROCODE 2:2004)
$V_{Rd,cs}$	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo na verificação da ruptura por tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento (EUROCODE 2:2004)
$V_{Rd,max}$	Tensão cisalhante resistente na verificação do esmagamento do concreto (EUROCODE 2:2004)
V_s	Volume da laje deslocada ao aplicar um deslocamento virtual unitário
V_{Sd}	Reação do apoio com fator de majoração (CEB:2010)
$V_{u,AB}$	Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo (ACI 318:2019)

W	Módulo de resistência plástica para cada momento (EUROCODE:2004)
W_{int} e W_{ext}	Trabalho interno e externo conforme o Método das Linhas de Ruptura
W_{p1} e W_{p2}	Módulo de resistência plástica para cada momento fletor (NBR 6118:2014)
α_s	Fator para cada tipo de pilar (interno, canto ou borda)
α_{ult}	Ângulo que a armadura contra o colapso progressivo apresenta em relação ao plano da laje no instante da ruptura
α_v	Fator de redução da resistência à compressão do concreto
β	Relação entre a maior e menor dimensão do pilar
γ_c	Coeficiente de minoração de resistência do concreto (JAROSLAV et al, 2021)
γ_s	Coeficiente de minoração de resistência da armadura (JAROSLAV et al, 2021)
γ_v	Parcela de momento fletor transferida por cisalhamento considerando b_o (ACI 318:2019)
θ_i	Rotação da laje ao impor um deslocamento virtual unitário
λ_s	Efeito tamanho (ACI 318:2019)
ρ	Taxa de armadura negativa de flexão
τ_{Rd1}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo na verificação da ruptura por tração diagonal do concreto sem armadura de cisalhamento (NBR 6118:2014)
τ_{Rd1}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo na verificação da ruptura na região externa às armaduras de cisalhamento (NBR 6118:2014)
τ_{Rd2}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo na verificação da ruptura por compressão diagonal do concreto (NBR 6118:2014)
τ_{Rd3}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo na verificação da ruptura por tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento (NBR 6118:2014)
τ_{sd}	Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo (NBR 6118:2014)
\emptyset	Diâmetro da armadura

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para a escolha adequada de um sistema estrutural, deve-se considerar a finalidade da edificação, tamanhos do vãos conforme o projeto arquitetônico, disponibilidade de materiais e mão de obra qualificada, despesas com a execução, agilidade do processo construtivo e as cargas de uso e ocupação da estrutura.

Em pavimentos com grandes vãos, entre 7 m e 15 m, as lajes maciças que se apoiam em pilares apresentam grandes espessuras com o objetivo de atender as condições de utilização (limitação de flechas). Nesse caso, torna-se interessante usar um sistema estrutural que consiga garantir maior inércia e menor peso próprio, como as lajes lisas nervuradas. A Figura 1.1 mostra os dois tipos de lajes que se apoiam diretamente nos pilares.

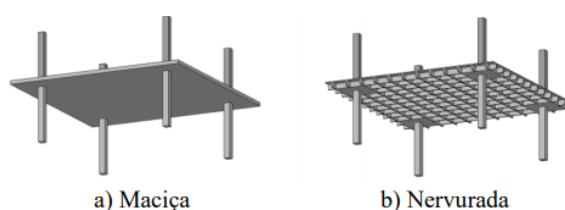


Figura 1.1 – Lajes lisas (SANTOS, 2016)

No Brasil e cenário internacional, a adoção desse sistema estrutural é crescente em grandes edifícios comerciais ou residenciais devido as diversas vantagens apresentadas pela laje lisa, listadas no parágrafo imediatamente abaixo.

Para as lajes lisas, verifica-se um menor pé-direito requerido por andar, o que permite um número maior de pavimentos para a mesma altura da edificação. Pode-se observar também um processo simples de execução das fôrmas usadas durante a obra, resultando em menores custos com mão de obra e material, aumento da produtividade com redução do prazo de entrega da construção.

No entanto, esse sistema estrutural, apresenta desvantagens como menor rigidez do pórtico estrutural e maior instabilidade devido a carregamentos horizontais (vento), o que dificulta o emprego desse sistema em edifícios muito altos. Além disso, existe a possibilidade da ruptura por punção de forma frágil em uma ligação laje-pilar e a chance de propagação de novas rupturas na estrutura após um dano local.

Um rompimento localizado em uma ligação laje-pilar provoca uma redistribuição de esforços na edificação e sobrecargas em outros elementos estruturais que podem colapsar também. Dessa maneira, surge um efeito sequenciado conhecido como colapso progressivo, fenômeno que pode gerar uma ruptura em larga escala na estrutura.

1.2. MOTIVAÇÃO

Existe uma real probabilidade da ocorrência do colapso progressivo nas estruturas em lajes lisas de concreto armado, como será mostrado na revisão bibliográfica presente no segundo capítulo desse trabalho.

O colapso progressivo ainda é um fenômeno não totalmente explicado, torna-se necessário mais estudos nessa linha de pesquisa e o comportamento pós punção é importante de ser analisado devido as consequências trágicas de um colapso da estrutura.

1.3. OBJETIVOS

O objetivo desse estudo é verificar numericamente o comportamento pós punção de estruturas em laje lisas de concreto armado considerando a ruptura parcial ou total da ligação laje-pilar.

Busca-se avaliar também a redistribuição de esforços e a possibilidade de colapso progressivo no pavimento após o rompimento por punção de uma ligação laje-pilar, admitindo o Método das Linhas de Ruptura e a relação tensão solicitante e resistente de cisalhamento nos apoios.

1.4. METODOLOGIA

O colapso progressivo e o comportamento pós punção de lajes lisas em concreto armado foram estudados por meio da análise de quatro estruturas ou exemplos situados na região metropolitana de Belo Horizonte ou Brasília, considerando a ruptura parcial ou total de uma ligação laje-pilar.

Os estudos foram realizados, sem considerar a estabilidade global das estruturas, usando o software para projetos estruturais em concreto armado (Eberick), programa computacional de análise estrutural via Método dos Elementos Finitos (SAP2000) e o Método das Linhas de Ruptura.

Um projeto estrutural de uma edificação em concreto armado disponibilizado em uma nota de aula foi o primeiro exemplo usado no presente trabalho. Além disso, no segundo exemplo, foi empregado um projeto de uma estrutura (garagem) já dimensionada e executada em Belo Horizonte.

Duas edificações previamente estudadas conforme Bezerra (2001) e Martins (2003) foram analisadas também, considerando o uso de um programa computacional diferente. No presente estudo, adotou-se o software Eberick, de versão recente.

Conforme o projeto adotado, registraram-se as cargas transferidas para cada apoio da edificação. Em sequência, um pilar foi removido no programa computacional, simulando uma ruptura por punção e houve uma redistribuição de esforços na estrutura.

Após a ruptura por punção da laje, os esforços encontrados foram comparados com as solicitações obtidas de acordo com a estrutura íntegra, verificando-se assim o acréscimo ou diminuição das reações nas ligações.

Por fim, analisou caso houvesse o surgimento de novas rupturas nas ligações mais sobrecarregadas por meio de uma nova verificação ao funcionamento considerando as tensões solicitantes e resistentes de cisalhamento. Algumas ligações laje-pilar tiveram uma resistência residual não nula pois verifica-se que as armaduras contra o colapso progressivo permitem aumentar a capacidade pós-puncionamento.

O método das linhas de ruptura também foi empregado para analisar a possibilidade de colapso progressivo na estrutura após a ruptura de uma ligação laje-pilar. Verificou-se a resistência de flexão da laje na região que foi retirado um apoio usando o princípio dos trabalhos virtuais.

O cálculo das tensões solicitantes e resistentes de cisalhamento nas ligações laje-pilar foi feito conforme as recomendações das prescrições normativas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2019. Já as armaduras contra o colapso progressivo foram dimensionadas e comparadas adotando as recomendações da NBR 6118:2014, GSA:2013, CEB:2010.

1.5. APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

A dissertação de mestrado foi desenvolvida em quatro capítulos e apresenta uma referência bibliográfica. No primeiro capítulo, são mostradas as justificativas para o estudo do colapso progressivo e a metodologia utilizada na pesquisa.

No segundo capítulo, encontra-se uma revisão bibliográfica sobre o fenômeno conhecido como colapso progressivo, comportamento pós puncionamento das lajes lisas e três casos de acidentes, no cenário nacional ou internacional, devido uma ruptura localizada.

Ainda no segundo capítulo, são apresentadas três pesquisas realizadas na Universidade de Brasília e uma pesquisa internacional que abordam o comportamento pós puncionamento de edificações em concreto armado.

Continuando no segundo capítulo, encontram-se as especificações normativas para o cálculo da resistência das lajes ao puncionamento, conforme as normas NBR 6118:2014, ACI 318:2019 e EUROCODE 2:2004. Ao final desse capítulo, considerações sobre o Método das Linhas de Ruptura e recomendações para fase pós puncionamento também foram apresentados.

No terceiro capítulo, os comportamentos de quatro estruturas localizadas em Belo Horizonte ou Brasília foram avaliados considerando uma ruptura por punção localizada e a presença ou ausência de armadura contra o colapso progressivo nas ligações laje-pilar. Nessa análise, verificou-se a carga de colapso da laje pelo Método das Linhas de Ruptura e foram usados os softwares Eberick e SAP2000.

No terceiro capítulo ainda, as áreas de aço das armaduras de prevenção à novos danos ou rupturas foram determinadas e comparadas conforme as normas NBR 6118:2014, GSA:2013 e CEB:2010.

No quarto e último capítulo, foram apresentadas as conclusões gerais e específicas das quatro estruturas analisadas. Em seguida, é mostrado ao leitor as referências bibliográficas da pesquisa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CARACTERIZAÇÃO DO COLAPSO PROGRESSIVO

O colapso progressivo é uma propagação de danos que ocorreram em um elemento estrutural devido a uma reforma irregular, incêndio, colisão de veículos, material de qualidade inferior, erros de projeto e/ou execução.

O colapso progressivo pode gerar uma destruição desproporcional à magnitude da ruptura inicial (GSA, 2013), ou seja, alguns danos podem afetar pilares situados em outros vãos ou pavimentos e causar a ruína parcial ou total da estrutura.

Quando uma ligação laje-pilar se rompe, pode haver uma sobrecarga nos apoios vizinhos e podem surgir novas rupturas em uma reação em cadeia. Dessa maneira, a estrutura pode entrar em ruína com a propagação de um dano local.

Essa sobrecarga não prevista pode causar a falha de ligações inclusive com todo o processo de dimensionamento de uma estrutura. Mesmo com a majoração dos esforços e minoração das resistências, existe o risco de propagação de danos.

O colapso progressivo acontece em qualquer tipo de edificação. As lajes lisas têm maior possibilidade de propagação de danos pois existe menor capacidade de redistribuição de esforços.

Nesse sistema estrutural, o colapso progressivo é suscetível à ruptura parcial ou total das ligações laje-pilar e a presença de armadura de cisalhamento na ligação (BEZERRA, 2001). O aumento da seção transversal de um pilar permite elevar a resistência de punção e receber maiores carregamentos adicionais após uma ruptura. Consequentemente, existe menor possibilidade de colapso progressivo.

A perda de estabilidade causada pelo colapso progressivo pode trazer consequências sérias que afetam a sociedade. Inúmeras vidas podem ser perdidas e danos econômicos trágicos tem a chance de acontecer com a ruptura de uma ponte, hospital, shopping, edifícios grandes comerciais e/ou residenciais.

Diante desses fatores, fica evidente a importância de uma estrutura que resista ao colapso progressivo. Tal resistência pode ser assegurada pelo uso de uma armadura contra o colapso progressivo na região dos apoios (LONGO, 2016).

Um projeto estrutural com armaduras de prevenção à propagação de danos permite um tempo necessário para a evacuação dos usuários da edificação e atuação de bombeiros, policiais e médicos.

As barras de aço contra o colapso progressivo são importantes para resguardar vidas em casos de acidentes, mesmo que as armaduras inferiores aumentem o custo da estrutura e só tenham função estrutural se houver algum tipo dano na edificação.

A edificação que apresenta redundância junto com uma existência adequada de ductilidade e continuidade tem mais chance de prevenir os danos trágicos provocados pelo colapso progressivo (MELO, 1990).

A redundância é importante para gerar caminhos alternativos para um carregamento ao se ter uma ligação laje-pilar danificada na edificação. Para estruturas com baixo nível de continuidade, as perdas dos apoios podem gerar o colapso progressivo pois não ocorre uma satisfatória redistribuição das solicitações. Toda estrutura deve ser hiperestática para combater o colapso progressivo após um dano local, pois uma viga bi apoiada pode se tornar hipostática quando acontecer a ruptura de uma ligação laje-pilar.

A ductilidade está relacionada com a capacidade do elemento estrutural em apresentar grandes deformações antes de romper. Para garantir essa propriedade, os pilares citados são importantes no combate ao colapso progressivo (LARANJEIRAS, 2010). Esses pilares apresentam maiores confinamentos, o que leva a um melhor desempenho no gráfico tensão versus deformação do material concreto.

2.2. TIPOS DE COLAPSO PROGRESSIVO

Existem quatro tipos de colapsos progressivos presentes na literatura científica, denominados dominó, seção, instabilidade e misto. Também se subdivide o colapso dominó em pancake e zipper.

Em relação ao colapso tipo dominó, a falência de um elemento estrutural provoca a propagação de novas rupturas de forma sequencial e gradual em lajes, vigas e/ou pilares. O surgimento de novos danos acontece em uma reação em cadeia. (STAROSSEK, 2007; DIMAS, 2014).

Em 1973, um exemplo do colapso dominó aconteceu em um edifício em concreto armado na fase de construção devido remoção de escoramento conforme a Figura 2.1.



Figura 2.1 – Exemplo do colapso tipo dominó (LARANJEIRAS, 2010)

No grupo colapso por seção, o incremento de carga em algumas seções de elementos estruturais pode gerar rupturas parciais ou totais devido um dano localizado na estrutura (STAROSSEK, 2007).

As características de colapso e as formas de propagação dos danos podem ser parecidas entre o colapso por seção e o colapso tipo dominó. No entanto, torna-se mais apropriado tratar do colapso por seção como resultado de uma ruptura da seção transversal enquanto o colapso dominó considera a ruína do próprio elemento.

Pequenas imperfeições na edificação podem originar falhas de vários elementos estruturais de forma brusca e o colapso total da construção. Esse tipo de ruptura com propagação de danos é denominado colapso por instabilidade (STAROSSEK, 2007).

Classificar um colapso progressivo em um determinado grupo é uma tarefa difícil. Pode surgir um caso de acidente que tenha um ou mais modo de ruptura associados a diferentes grupos de colapso e essa situação pode ser classificada como colapso misto.

Conforme a classificação do colapso progressivo, o engenheiro pode ter uma maior noção de como a estrutura vai reagir após um dano local e medidas de prevenção podem ser adotadas contra eventuais casualidades.

2.3. ESTUDO DA NÃO LINEARIDADE DO COLAPSO PROGRESSIVO

O colapso progressivo é um fenômeno não linear em virtude das excessivas deformações, cargas e deslocamentos que uma estrutura apresenta após um dano local e uma edificação íntegra tem um comportamento estrutural diferente pois nesse caso o estado limite de serviço é atendido.

O colapso progressivo acontece após uma ruptura de uma ligação laje-pilar, e o estudo desse fenômeno pode ser realizado considerando uma análise não linear ou uma configuração deformada da estrutura e grandes tensões aplicadas no material levando em conta uma zona plástica no diagrama de tensões e deformações. Conforme Proença (2018), deformações permanentes podem ocorrer ao considerar um comportamento não linear da edificação.

Segundo Dimas (2014), uma análise não linear leva a uma quantidade maior de armadura contra o colapso progressivo, garantindo dessa forma uma maior resistência residual de uma ligação laje-pilar danificada e existe menor probabilidade de propagação de novos danos após uma ruptura por punção.

2.4. CASOS DE ACIDENTE COM O COLAPSO PROGRESSIVO DA ESTRUTURA

2.4.1. Acidente no edifício Ronan Point (SCOTT, 1976; STROUD, 1987; MELO, 1990; BEZERRA, 2001)

O edifício Ronan Point, localizado em Londres, apresentava 22 andares e a ruptura parcial dessa estrutura devido ao colapso progressivo ficou muito conhecida. A causa do acidente foi uma explosão de gás doméstico que removeu painéis de concreto pré-moldado no décimo oitavo pavimento.

Quando ocorreu a explosão em 1968, as lajes e paredes do décimo nono pavimento foram removidas e seus escombros caíram nos pavimentos inferiores que não resistiram a carga de colapso, e os danos se propagaram.

O colapso progressivo aconteceu no canto esquerdo da estrutura e quase todos os andares do edifício foram danificados conforme a Figura 2.2. Apesar do edifício inteiro não colapsar, os danos causados foram desproporcionais ao evento inicial.

Conforme o relatório de investigação do acidente, a explosão que ocorreu foi de baixa intensidade e a estrutura poderia resistir ao impacto provocado. O projeto estrutural não indicava qualquer caminho alternativo de carga e as lajes do décimo nono pavimento se apoiavam apenas nos painéis pré-moldados que foram arrancados da estrutura durante o incidente.

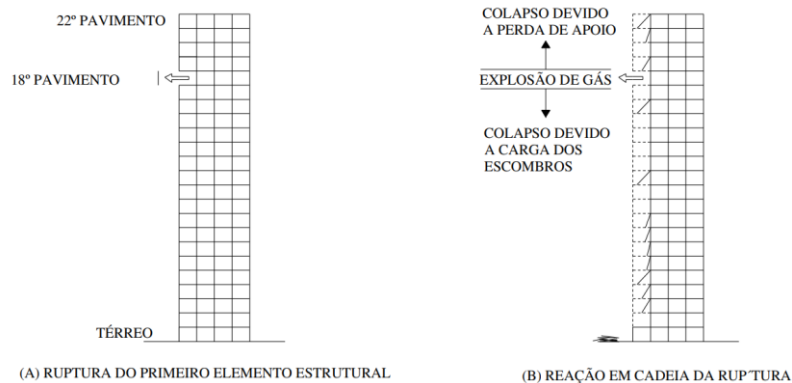


Figura 2.2 – Esquema do colapso do edifício Ronan Point (MELO, 1990)

Conclui-se que a edificação não apresentava uma satisfatória integridade estrutural para permitir uma adequada redistribuição de cargas no caso de um dano local. O acidente poderia ter sido evitado com a criação de uma estrutura mais redundante.

2.4.2. Colapso Progressivo no Harbour Cay Condominium (H.S. LEW, N.J. CARINO, AND S.G. FATTAL, 1982; KUKORLO, 2009)

Harbour Cay Condominium era uma estrutura em concreto armado constituída por 5 pavimentos e localizada na Flórida, EUA. O edifício apresentava aproximadamente dezoito metros de largura, setenta e quatro metros de comprimento e pavimentos com pé direito de 2600 mm.

A construção era formada por lajes lisas, com 200 mm de espessura, apoiadas em pilares com seção transversal de 254 mm x 457 mm ou 254 mm x 305 mm. Não havia vigas na estrutura. A resistência característica à compressão do concreto foi definida como 28 MPa no projeto estrutural. Observa-se que existia uma torre de elevador na extremidade leste e escadas localizadas nas extremidades norte e sul de acordo com a Figura 2.3.

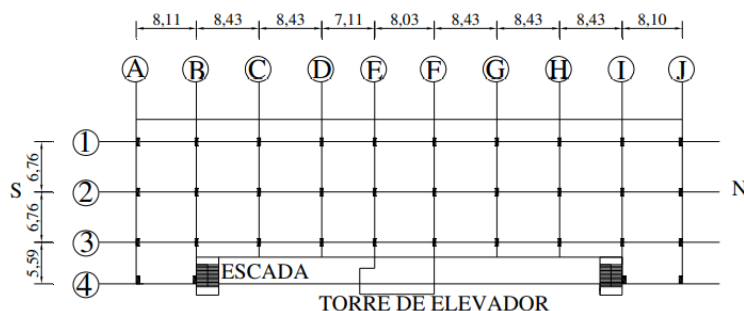


Figura 2.3 – Planta baixa do pavimento tipo e cobertura (LEW *et al*, 1982)

Conforme a perícia apresentada, erros de projeto e execução causaram a ruptura da estrutura em 1981, pois a resistência à punção da laje na região ao redor do pilar foi menor que as tensões solicitantes.

No projeto não foi considerado o dimensionamento da capacidade ao cisalhamento, mesmo que a ruptura por punção é o modo de falha mais comum em lajes lisas. Além disso, as lajes não apresentavam uma espessura suficiente para resistir aos carregamentos impostos e os critérios exigidos pela norma norte americana (ACI) não foram seguidos.

Em relação aos erros de execução da estrutura, a perícia constatou que as armaduras superiores de flexão estavam na posição incorreta nas ligações laje-pilar. Consequentemente, ocorreu uma perda de resistência ao puncionamento com a diminuição da altura útil da laje. Verifica-se também que as armaduras contra o colapso progressivo foram posicionadas incorretamente em várias ligações.

O colapso progressivo aconteceu quando quase toda a estrutura já estava construída, durante a concretagem da cobertura. A laje central do quinto andar não resistiu as solicitações e derrubou todos os pisos inferiores causando a ruptura da edificação em um efeito dominó.

Durante o acidente, alguns pilares foram muito danificados, e as lajes foram empilhadas umas sobre as outras como mostra a Figura 2.4. No momento da ruptura, a laje tinha muitas fissuras e flechas excessivas, da ordem de 45 mm e o colapso progressivo provocou a morte de 11 trabalhadores e ferimentos de outras 23 pessoas.



Figura 2.4 – Harbour Condominium após o colapso progressivo (KUKORLO, 2009)

Conclui-se que ao remover os escoramentos, as lajes lisas não tiveram capacidade resistente para suportar os esforços que a estrutura está submetida como peso próprio. Chega-se à conclusão de que os erros de dimensionamento e construção foram cruciais para o surgimento

do colapso progressivo, porém a obra deveria ter sido interditada para verificar as evidentes patologias da estrutura e dessa forma o acidente poderia ser evitado ou amenizado.

2.4.3. Ruína do Edifício Liberdade (G.A. COURI, S. FEIGELSON, 2013; LONGO, 2014)

O edifício Liberdade é uma estrutura localizada na cidade do Rio de Janeiro. O projeto inicial da edificação previa 15 pavimentos, porém antes do início da construção, o projeto foi adaptado para 20 andares.

Conforme as principais notícias publicadas na época, uma reforma indevida ou irregular causou o colapso progressivo em 2012. Várias outras hipóteses para o acidente foram desprezadas, como abertura de vãos de janela.

Durante uma reforma no nono pavimento, um responsável técnico utilizou um projeto do terceiro andar que não indicava todos os pilares no andar da reforma. Conseqüentemente, um dos pilares foi removido na estrutura por negligência.

Após a supressão de um pilar do nono pavimento, as cargas provenientes dos andares superiores foram para os pilares adjacentes ao removido e os apoios sobrecarregados não resistiram ao aumento das solicitações. Vale ressaltar que existiam 11 andares acima em relação ao nono pavimento, ou seja, mais da metade do prédio.

Conforme a Figura 2.5, em decorrência do desabamento dessa estrutura, 2 prédios vizinhos foram afetados e entram em ruptura também. O resultado desse evento é drástico pois 22 pessoas morreram.



Figura 2.5 – Edifício Liberdade no instante do colapso (COURI *et al*, 2013)

Conclui-se que para evitar acidentes desse tipo, em toda obra deve haver um responsável técnico capacitado e as reformas devem ser realizadas usando o projeto estrutural do respectivo pavimento que vai ser reformado.

2.5. COMPORTAMENTO DOS EDIFÍCIOS EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO COM A RUPTURA POR PUNÇÃO

Depois da retirada de um pilar, a carga procura um caminho alternativo para chegar até a fundação. Dessa forma, acontece o aumento das solicitações nos pilares adjacentes ao removido e as ligações laje-pilar podem não suportar a sobrecarga e novos danos podem se propagar na estrutura.

Empregando o Método dos Elementos Finitos (MEF), a metodologia de remover um apoio para analisar o comportamento pós punção de uma estrutura começou com Melo (1990) em uma laje lisa.

De acordo com Melo (1990), uma estrutura com 16 pilares foi estudada via MEF e ensaiada em laboratório de acordo com a Figura 2.6. Essa edificação é formada por um pavimento sem aberturas, com espessura de 10 cm e pilares com seção transversal quadrada com lado de 15,2 cm. Verifica-se que existem nove painéis quadrados com lado de 563,9 cm.

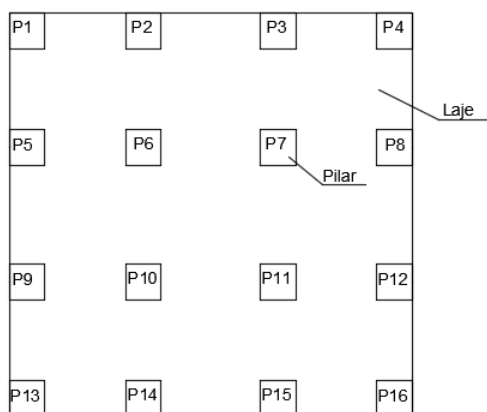


Figura 2.6 – Planta da estrutura (MELO, 1990)

Com a perda de um apoio por punção, a laje ou pavimento pode não apresentar satisfatória resistência para combater esforços de flexão na região da ruptura, gerando o colapso progressivo da estrutura.

De acordo com Dumaresq (2008), as reações verticais tendem a diminuir nos pilares localizados numa segunda linha de pilares ao redor da ligação em ruptura. Não há chances de sobrecarga significativa em ligações laje-pilar muito distantes da ligação que entrou em ruína.

2.6. ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DAS LAJES LISAS NA ETAPA PÓS PUNÇIONAMENTO E EFICIÊNCIA DAS ARMADURAS CONTRA O COLAPSO PROGRESSIVO

Conforme Wight e Macgregor (2011), o modo de falha mais comum em lajes lisas é a ruptura por punção, que acontece de forma frágil. A ligação laje-pilar é considerada fraca e está sujeita à grandes tensões.

Algumas medidas foram analisadas para verificar o aumento da resistência na fase pós punçionamento com o objetivo de impedir a probabilidade de colapso progressivo na estrutura em concreto armado.

Aumentar a espessura da laje não ajuda de forma significativa para a resistência residual da ligação com a ruptura de uma ligação (WENG *et al*, 2020). Claro que as lajes mais grossas incrementam a capacidade inicial de punção, melhorando a redistribuição de esforços.

Uma parcela do esforço cortante pode ser suportada pelo efeito pino das armaduras. As barras longitudinais com certa resistência ao dobramento conseguem segurar a ligação danificada ou rompida.

O efeito pino acontece quando as fissuras no concreto começam a surgir, devido a tração diagonal, e nesse momento as armaduras longitudinais permitem um certa resistência da ligação laje-pilar (MELGES, 2001).

As armaduras superiores de flexão nas ligações laje-pilar contribuem pouco para a resistência residual pois entram em escoamento e são arrancadas facilmente após a ruptura de um apoio ou ligação.

As armaduras inferiores bem ancoradas e envolvidas pelo concreto podem ajudar de forma eficaz no comportamento pós punçionamento. Essas armaduras inferiores nas ligações seguram a estrutura danificada e são denominadas armaduras contra o colapso progressivo como mostra a Figura 2.7.

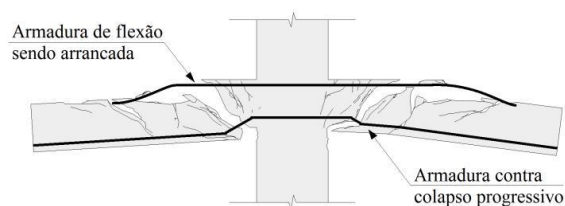


Figura 2.7 – Armadura superior e inferior na ligação laje-pilar (SANTOS, 2016)

Conforme os resultados obtidos por Weng *et al* (2020), a Tabela 2.1 mostra as resistências das lajes lisas conforme a taxa de armadura contra o colapso progressivo nas ligações laje-pilar. Todas as lajes analisadas apresentam as mesmas geometrias e taxa de armadura de flexão.

Tabela 2.1 – Resistências das lajes conforme taxa de armadura por WENG *et al* (2020)

Taxa de armadura (%)	Resistência inicial de punção (kN)	Resistência pós punção (kN)
Nenhuma	147,90	82,30
0,31	154,60	123,90
0,63	171,70	179,80
0,94	179,50	209,20
1,26	191,70	224,10
1,57	196,90	240,30
1,88	209,40	254,60

Percebe-se um aumento expressivo na resistência pós punção da ligação laje-pilar danificada com a utilização da armadura contra o colapso. Dessa forma, existem menores transferências de esforços para o restante da estrutura e a probabilidade de incidência do colapso progressivo é menor. Observa-se também que não há acréscimo significativo da resistência inicial de punção considerando a taxa de armadura inferior na ligação.

2.7. FORMAS ALTERNATIVAS DE EVITAR O COLAPSO PROGRESSIVO

Para combater o colapso progressivo em lajes lisas ou maciças convencionais de concreto armado, pode-se tomar algumas decisões no projeto estrutural sem o emprego de armaduras em elementos estruturais. Ao considerar restrições de translação e rotação ao redor das lajes, verifica-se um aumento da resistência de punção e esse acréscimo pode chegar a 12% (WENG *et al*, 2020). Dessa forma, existe uma maior capacidade em redistribuir esforços na estrutura para evitar o colapso progressivo.

Conforme Laranjeiras (2010), menores espaçamentos entre os pilares nas lajes ou vigas ajudam na redistribuição e transferência de cargas depois da perda de um elemento estrutural. Verifica-se que o nível de continuidade da edificação é maior, garantindo uma melhor integridade à estrutura.

Pilares parede e arranjos simétricos da estrutura auxiliam também na redistribuição de solicitações. Esses tipos de pilares apresentam grandes áreas das seções transversais e muita rigidez para receber esforços, portanto, ocorre um aumento na estabilidade da edificação e a criação de mais caminhos alternativos de carregamento. Nas estruturas, deve-se também evitar descontinuidades como as lajes ou vigas de transição pois uma sobrecarga não prevista na edificação pode gerar uma ruptura com grandes tensões.

Devido às limitações do projeto arquitetônico, nem todas as medidas citadas podem ser adotadas. Percebe-se também que algumas intervenções no projeto estrutural podem aumentar muito o custo da edificação.

Cada caso de construção deve ser estudado pelo projetista estrutural para a escolha das melhores decisões de prevenção ao colapso progressivo conforme todas as medidas disponíveis. Claro que várias medidas descritas podem ser usadas de forma simultânea para garantir a estrutura condições de resistir ao colapso progressivo com ductilidade, continuidade e redundância.

2.8. ANÁLISE DINÂMICA DO COLAPSO PROGRESSIVO EM LAJES LISAS

Os códigos normativos do Brasil, Estados Unidos da América e Europa são utilizados somente para evitar a ruptura por punção em uma análise estática. Porém também pode acontecer um cenário com um colapso cisalhante envolvendo cargas dinâmicas (laje caindo sobre laje) devido a um evento extremo como uma explosão de gás ou fortes terremotos.

Na literatura científica, existem um número limitado de estudos sobre uma análise dinâmica considerando a ruína por punção na ligação laje-pilar. Verifica-se também que alguns desses estudos não considera o comportamento real e complexo da estrutura pois desprezam a contribuição das armaduras na resistência à punção (YANKELEVSKY *et al*, 2020).

Chega-se à conclusão de que é necessário desenvolver mais pesquisas experimentais e numéricas que investigam a ruptura da ligação laje-pilar considerando esforços dinâmicos.

Conclui-se que a probabilidade de colapso progressivo é maior se os modelos teóricos de análise estática forem empregados em uma análise dinâmica relacionada ao dimensionamento de lajes lisas para resistir ao impacto causado pela queda de um pavimento superior.

2.9. PESQUISA REALIZADA NO EXTERIOR E PESQUISAS REALIZADAS NO BRASIL

2.9.1. Análise do Colapso Progressivo em uma estrutura devido ao puncionamento (JAROSLAV *et al*, 2021)

Jaroslav, Aleksandar e Viktor (2021) avaliaram o colapso progressivo em uma estrutura considerando uma ruptura por punção em uma ligação laje-pilar por meio de modelos matemáticos teóricos.

Na laje de cobertura da estrutura, foi prevista uma camada de grama que provocou o colapso progressivo considerando um clima úmido. Com as chuvas, o peso específico do solo aumentou muito e ocorreu uma sobrecarga na edificação, pois não se considerou no projeto estrutural uma camada de solo saturado. Dessa forma como mostra a Figura 2.8, a edificação entrou em colapso por apresentar um aumento de 50% na carga original de projeto.



Figura 2.8 – Laje da cobertura colapsada (JAROSLAV *et al*, 2021)

As normas Teoria das Fissuras Críticas de Cisalhamento (TFCC) e EUROCODE 2:2004 foram empregadas para determinar a capacidade de punção de duas ligações e foi utilizado um software SOFiSTiK para calcular as tensões solicitantes cisalhantes admitindo o método dos elementos finitos. A partir dos resultados obtidos pelos códigos normativos e programa computacional, a razão das tensões atuantes e resistentes de punção mostram o nível de sobrecarga nas lajes.

A estrutura apresentava cinco andares formados por uma laje com 20 cm de espessura e pilares com seção transversal de 40 cm x 50 cm. A resistência característica à compressão do concreto é 25 MPa e a tensão de escoamento das armaduras corresponde à 500 MPa. Em uma das ligações analisadas, foi previsto o uso de armadura de cisalhamento tipo stud com 10 mm de diâmetro e 9,43 cm² de área de aço por camada ao redor do apoio.

No cálculo das tensões resistentes conforme a norma EUROCODE 2:2004, quatro casos são analisados. Na primeira situação, considera-se as tensões com fator de segurança de norma para o concreto (γ_c) e armadura (γ_s). Verifica-se também que a resistência à compressão do concreto (f_{ck}) foi determinada conforme especificado pelo projetista.

No segundo caso, as tensões resistentes foram determinadas considerando um fator de segurança com valor de um e f_{ck} de acordo com a especificação de projeto. No terceiro estudo, também não foi adotado o fator de segurança da norma e o f_{ck} foi estipulado conforme ensaio realizado em corpo de prova. E por fim, as mesmas condições do terceiro caso foram mantidas na quarta análise, com exceção da limitação do efeito tamanho (k).

A Tabela 2.2 mostra as tensões cisalhantes solicitantes (v_{Ed}) no instante da ruptura e as tensões resistentes de punção (V_{Rd}) de uma ligação sem armadura de cisalhamento (B_{16}). Em sequência, podem-se ver as relações de tensões para uma ligação com armadura de cisalhamento (C_{14}) na Tabela 2.3.

Tabela 2.2 – Ligação B_{16} conforme EUROCODE (JAROSLAV et al, 2021)

Caso	v_{Ed} (MN)	f_{ck} (MPa)	γ_c	k	V_{Rd} (MN)	v_{Ed}/V_{Rd}
N1	1,245	25	1,50	2,00	0,433	2,875
N2	1,245	25	1,00	2,00	0,649	1,917
N3	1,245	38	1,00	2,00	0,747	1,667
N4	1,245	38	1,00	2,16	0,804	1,548

Tabela 2.3 – Ligação C_{14} conforme EUROCODE (JAROSLAV et al, 2021)

Caso	v_{Ed} (MN)	f_{ck} (MPa)	γ_c	k	V_{Rd} (MN)	v_{Ed}/V_{Rd}
N1	1,255	25	1,50	2,00	0,867	1,448
N2	1,255	25	1,00	2,00	1,029	1,220
N3	1,255	38	1,00	2,00	1,102	1,139
N4	1,255	38	1,00	2,16	1,145	1,096

Conforme a Tabela 2.2 e a Tabela 2.3, pode-se verificar que o primeiro caso analisado apresenta a maior razão das tensões atuantes e resistentes por minorar a capacidade da ligação conforme o fator de segurança de norma.

De acordo com a Tabela 2.2 e a Tabela 2.3, pode-se observar que a limitação do efeito tamanho pela norma EUROCODE 2:2004 no terceiro caso provocou um aumento na relação de tensões presentes em uma ligação laje-pilar em comparação com o quarto caso.

Considerando a Tabela 2.3, pode-se verificar uma redução brusca nas relações de tensão atuante e tensão resistente devido ao aumento na capacidade da ligação ao empregar armadura de cisalhamento.

A abertura de fissuras na laje está restrita ao redor do apoio e nessa região ocorre a formação de tensões de compressão que aumentam a rigidez de flexão e diminuem a rotação da laje. Dessa forma, a resistência ao punçamento é maior.

Caso fosse considerado o efeito favorável das tensões de compressão na metodologia de cálculo proposta pela norma EUROCODE, a razão da carga de ruptura e capacidade de punção apresenta um valor menor.

Conclui-se que existe grande chance de colapso progressivo na estrutura conforme EUROCODE 2:2004, pois existem altos níveis de sobrecarga nas ligações laje-pilar existentes na edificação.

As tensões resistentes de punção também foram calculadas conforme a norma TFCC que leva em consideração no cálculo a deformação longitudinal das armaduras e diâmetro dos agregados. Segundo o documento normativo, a ruptura da laje acontece devido a formação de uma fissura próxima ao apoio e a resistência à punção diminui com a abertura da fissura associada a rotação da laje.

De forma análoga a análise realizada anteriormente, os três primeiros casos verificados pela norma EUROCODE serão também estudados considerando a norma TFCC (Teoria da Fissura Crítica por Cisalhamento).

A Tabela 2.4 apresenta as razões das tensões atuantes e tensões da capacidade última de uma ligação laje-pilar sem armadura de cisalhamento. Dessa forma, verifica-se o comportamento da estrutura.

Tabela 2.4 – Ligação B_{16} conforme TFCC (JAROSLAV et al, 2021)

Caso	V_E/K_e (MN)	f_{ck} (MPa)	γ_c	γ_s	f_{yds} (MPa)	V_{Rd} (MN)	$V_E/(K_e \cdot V_{Rd})$
N1	1,195	25	1,5	1,15	435	0,377	3,169
N2	1,195	25	1,0	1,00	500	0,522	2,289
N3	1,195	38	1,0	1,00	500	0,607	1,968

Conforme a Tabela 2.4, o terceiro caso foi estudado considerando as propriedades verdadeiras dos materiais como a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}). Em comparação com a segunda situação, aconteceu uma redução na razão de tensões na terceira análise, pois o f_{ck} estipulado em laboratório foi maior que o f_{ck} definido em projeto.

Pode-se observar que a norma TFCC apresenta as maiores relações de tensões, e a probabilidade de colapso progressivo na estrutura é muito maior. Conforme o acréscimo de carga na ligação B_{16} , as normas TFCC e EUROCODE indicam a propagação de rupturas pois a tensão solicitante ultrapassa a tensão resistente de forma significativa.

A estrutura conseguiu resistir a um elevado nível de sobrecarga na laje por 8 meses antes de se romper. Observa-se que foi cometido um erro no projeto estrutural em relação ao dimensionamento da carga aplicada na cobertura, e provavelmente a excelente qualidade da execução permitiu a edificação suportar grandes carregamentos adicionais em tanto tempo.

Após 8 meses de sobrecarga na laje da cobertura, ocorreu o colapso progressivo da estrutura. Pode-se observar que durante vários meses, nenhum usuário da edificação percebeu algum tipo de patologia no concreto armado, pois esse tipo laje rompe de forma brusca com poucos avisos.

2.9.2. Comportamento pós-puncionamento de lajes cogumelo de concreto armado (BEZERRA, 2001)

Bezerra (2001), em sua dissertação de mestrado, avaliou a possibilidade de novos danos e o comportamento de uma construção considerando uma ruptura total ou parcial em uma ligação laje-pilar.

Bezerra (2001) investigou três exemplos de estruturas em concreto armado existentes em Brasília e o estudo para averiguar a chance de colapso progressivo foi realizado por meio do método dos elementos finitos (MEF) usando o software de análise estrutural SAP2000 e o método das linhas de ruptura também foi empregado nessa pesquisa. As Figuras 2.9, 2.10 e 2.11

mostram, respectivamente, as plantas baixas da primeira edificação, segunda construção e terceira estrutura.

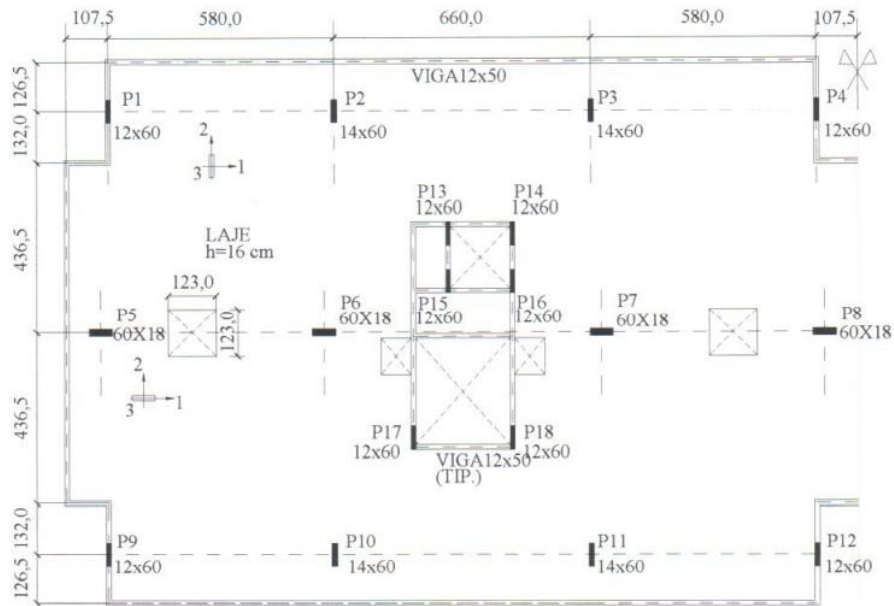


Figura 2.9 – Planta baixa do primeiro exemplo (BEZERRA, 2001) – cotas em cm

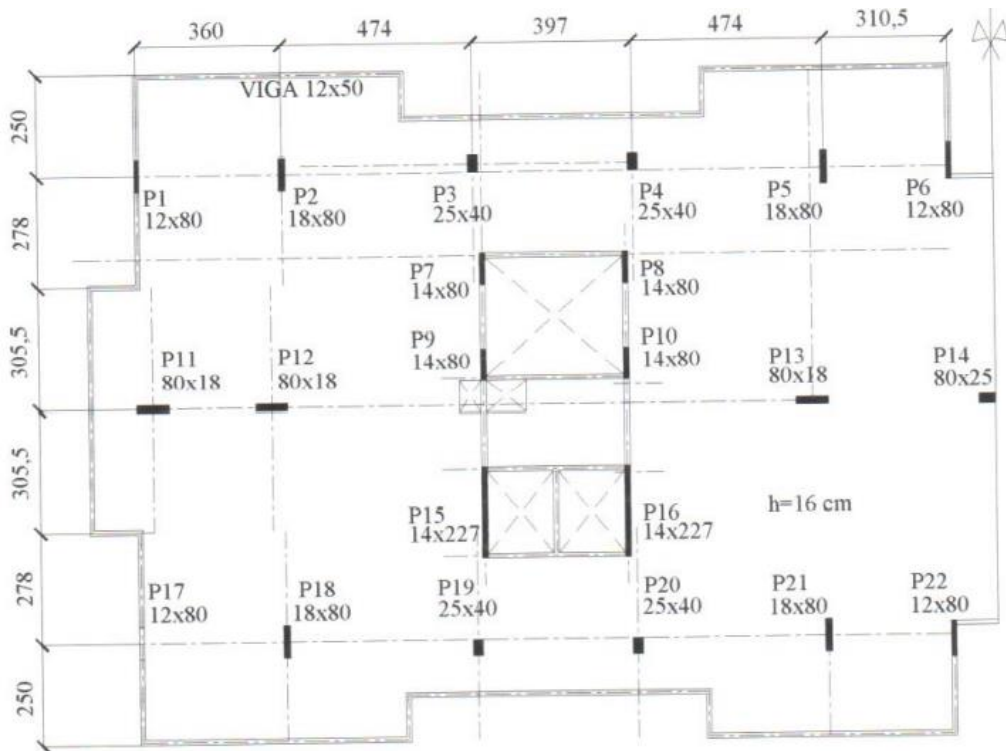


Figura 2.10 – Planta baixa do segundo exemplo (BEZERRA, 2001) – cotas em cm

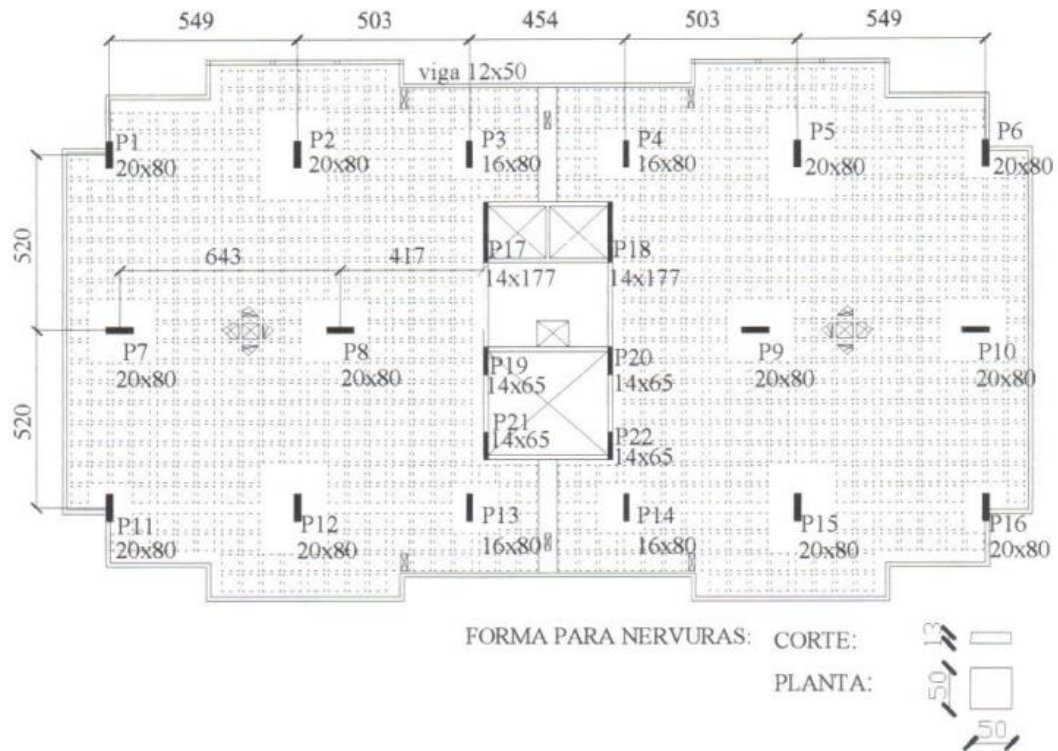


Figura 2.11 – Planta baixa do terceiro exemplo (BEZERRA, 2001) – cotas em cm

A modelagem no programa computacional considerou os pilares e as vigas de fechamento como elementos FRAMES e as lajes foram lançadas como elementos SHELL THIN no pórtico estrutural.

Foram alcançados os resultados das tensões resistentes e solicitantes à punção por meio do cálculo realizado usando os códigos normativos NB1:78, NB1:2000, CEB:90 e ACI:95. Também normas usadas no Brasil, Canadá, Europa e um método proposto por Melo (1990) foram utilizados para o cálculo da área de aço das armaduras de combate ao colapso progressivo.

A – Verificação ao puncionamento

Conforme o projeto desenvolvido na primeira edificação analisada por Bezerra (2001), a NB1:78 indica que é necessário o emprego de armadura de cisalhamento na ligação laje-pilar P2 conforme a Figura 2.12.

Observa-se que a resistência foi maior que a solicitação nos pilares P5 e P6 presentes na estrutura íntegra. A princípio não existe nenhum tipo de dano na edificação considerando esses apoios.

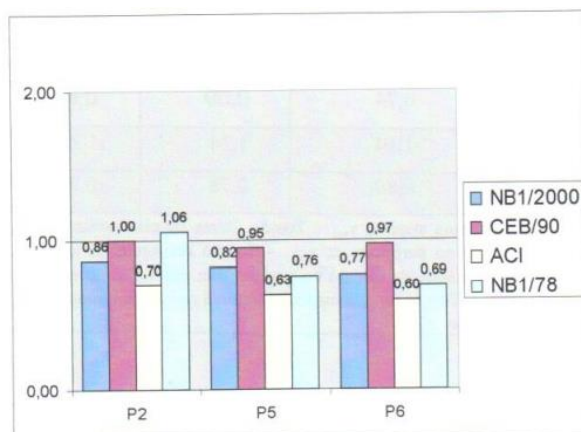


Figura 2.12 – Relações de tensões nas ligações laje-pilar (BEZERRA, 2001)

B – Cálculo da armadura contra o colapso progressivo

As áreas de aço das barras de prevenção ao colapso progressivo foram comparadas, e se verificou que o modelo teórico mais conservador foi a metodologia sugerida por Melo (1990) em todos os casos como mostra a Figura 2.13.

Em duas edificações examinadas, a armadura calculada pela norma canadense apresentou grande divergência em relação as outras normas e o método proposto, pois as reações de apoio não foram consideradas por esse documento normativo.

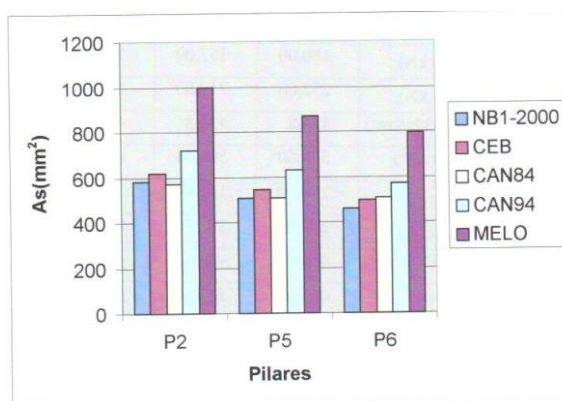


Figura 2.13 – Áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo (BEZERRA, 2001)

C – Comportamento pós punção

De uma maneira geral, as linhas de ruptura positivas foram traçadas no pavimento considerando as regiões com os maiores momentos e a ruptura total de uma ligação laje-pilar. Já as linhas de ruptura negativas ficaram definidas admitindo as regiões mais rígidas, passando por alguns apoios presentes no pavimento.

Existe grande probabilidade da incidência de colapso progressivo no primeiro exemplo estudado, pois se verifica que a carga de colapso é menor que a carga prevista para atuar na laje conforme o método das linhas de ruptura.

No segundo exemplo estudado, provavelmente vai ocorrer a propagação de danos nas ligações laje-pilar P3 e P4 se houver a ruptura localizada em P2 e P3 respectivamente como ilustra a Figura 2.14.

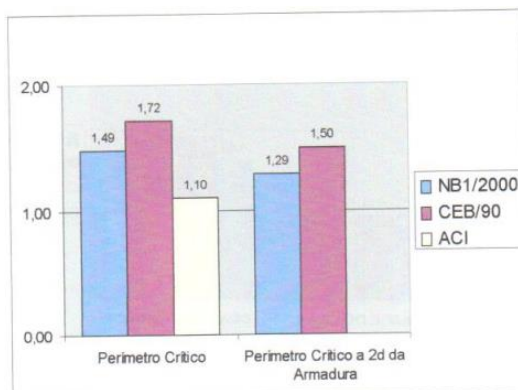


Figura 2.14 – Relação de tensões em P3 com ruptura parcial de P2 (BEZERRA, 2001)

De acordo com a Figura 2.13, observa-se que a armadura contra o colapso progressivo foi ineficaz em diminuir as relações de tensões em um certo nível que garanta a estabilidade da estrutura.

O último edifício analisado tem grande suscetibilidade ao colapso progressivo, pois a maioria das ligações laje-pilar não resistem a sobrecarga ao remover os pilares P2, P3 e P8 conforme todas as normas utilizadas. As ligações laje-pilar que tiveram elevação de reação não apresentam resistência satisfatória à punção.

2.9.3. Colapso Progressivo em edifícios em laje cogumelo de concreto armado (MARTINS, 2003)

Martins (2003), em sua dissertação de mestrado realizada na Universidade de Brasília, analisou o comportamento de uma estrutura em laje lisa após a ruptura de uma ligação laje-pilar e a possibilidade de colapso progressivo.

Martins (2003) estudou três edificações localizadas em Brasília e as análises foram realizadas empregando o software de análise estrutural SAP2000 e o programa computacional de projetos estruturais TQS. As Figuras 2.15, 2.16 e 2.17 ilustram as plantas baixas da primeira, segunda e terceira estrutura, respectivamente.

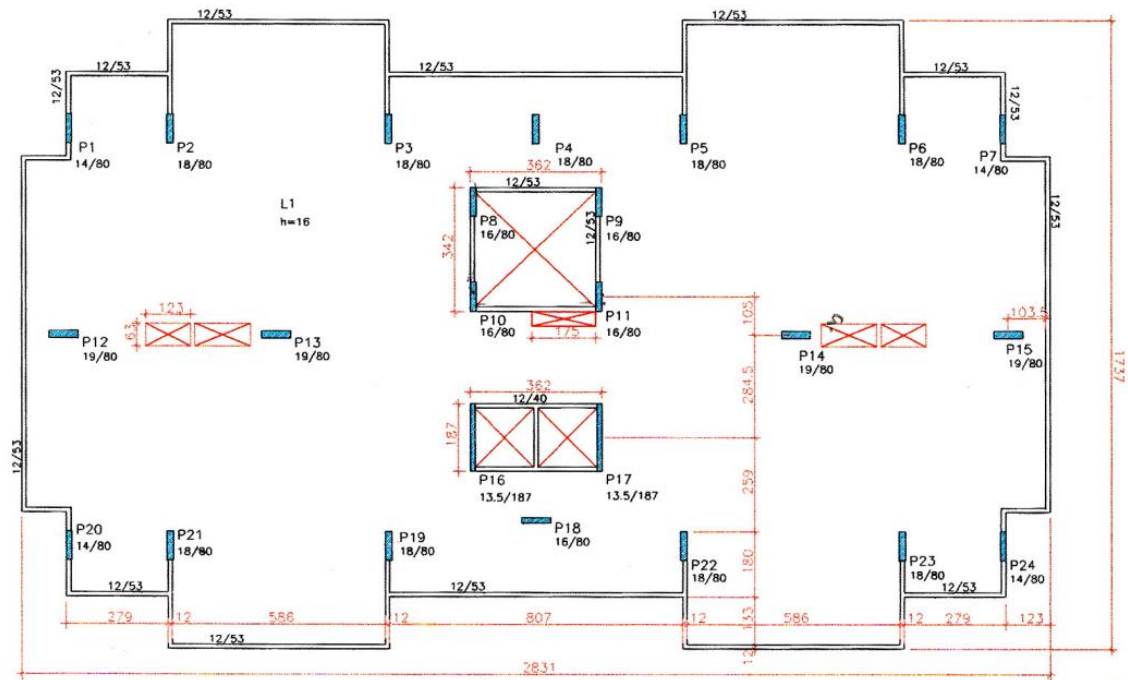


Figura 2.15 – Planta baixa do primeiro exemplo (MARTINS, 2003) – cotas em cm

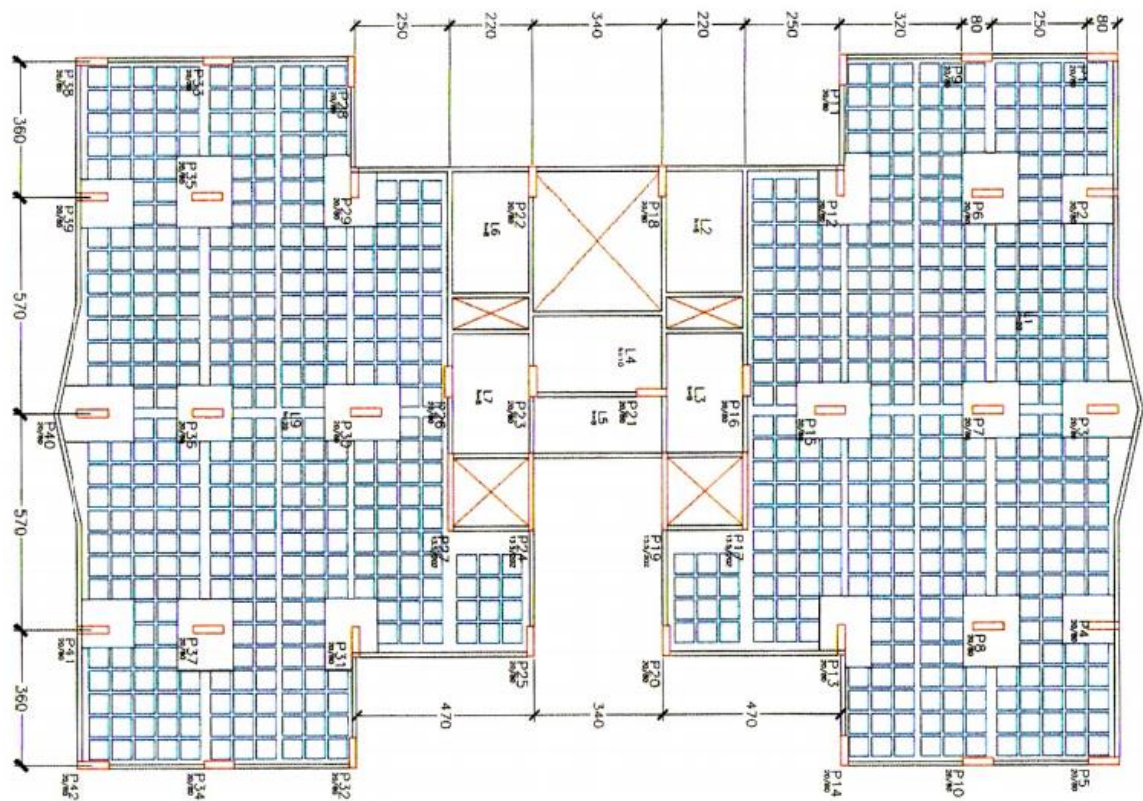


Figura 2.16 – Planta baixa do segundo exemplo (MARTINS, 2003) – cotas em cm

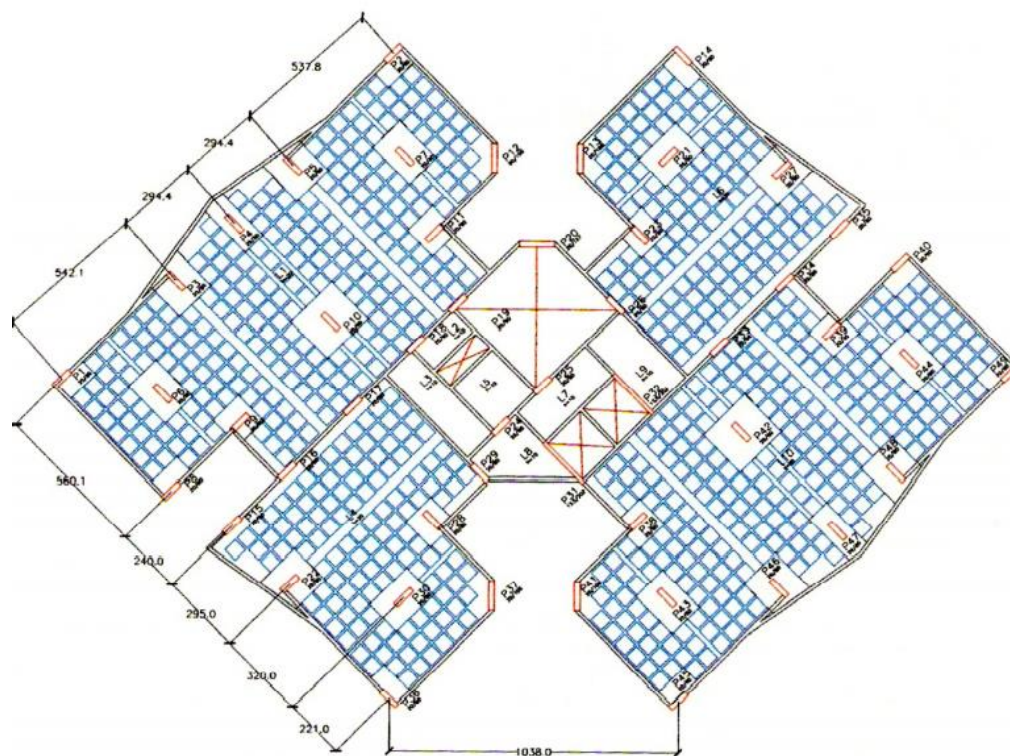


Figura 2.17 – Planta baixa do terceiro exemplo (MARTINS, 2003) – cotas em cm

Com o objetivo de verificar a capacidade à flexão de uma laje cogumelo em concreto armado, o método das linhas de ruptura ou charneiras plásticas foi empregado somente na primeira estrutura analisada.

A Analogia de Grelha foi usado pelo software TQS em seus cálculos, enquanto o método dos elementos finitos (MEF) foi adotado pelo programa computacional SAP2000, considerando os resultados obtidos.

As tensões resistentes e solicitantes de punção foram calculadas conforme os documentos normativos NB1:78, Projeto de revisão da NB1:78, CEB:90 e ACI:95. Já as áreas de aço das armaduras de prevenção ao colapso progressivo foram obtidas usando o cálculo proposto por Melo (1990) e as normas CEB:90, CAN:84 e projeto de revisão NB1:78.

A – Verificação ao puncionamento

As análises realizadas pelos programas computacionais SAP2000 e TQS apresentam resultados que não divergiram muito na maioria dos casos. Os esforços encontrados nas ligações do primeiro e segundo exemplo foram maiores no TQS.

Observa-se que pode ser necessário usar armaduras de cisalhamento nas ligações laje-pilar da estrutura com o objetivo de melhorar a resistência à punção. Conforme a Figura 2.18, conclui-se que o pilar P13 localizado na primeira estrutura precisa elevar a capacidade ao cisalhamento considerando os esforços obtidos pela estrutura lançada no SAP2000.

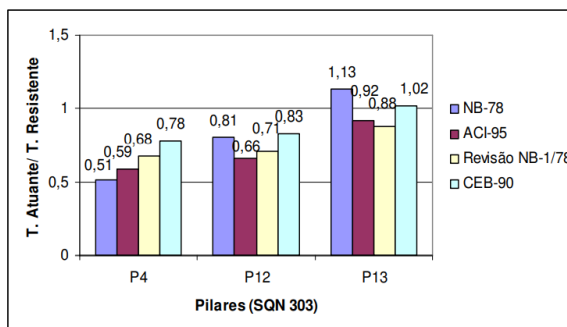


Figura 2.18 – Relação tensão atuante e resistente (MARTINS, 2003)

No segundo e terceiro exemplo, observa-se que não há necessidade da utilização de armaduras de cisalhamento nas ligações laje-pilar pois a tensão solicitante não ultrapassou a tensão resistente na verificação à punção.

B – Cálculo da armadura contra o colapso progressivo

Foi realizado uma comparação das áreas de aço calculadas conforme um método proposto e três documentos normativos. A partir do resultados obtidos, observa-se que a metodologia de Melo (1990) é mais conservadora em todos os exemplos analisados, devido a maior quantidade de armadura calculada.

Para os pilares P3, P6, P7 e P15 localizados na segunda edificação estudada, a Figura 2.19 mostra as áreas de aço dimensionadas de acordo com o SAP2000. Para se ter uma ideia, verifica-se que na ligação P6, a área das armaduras obtidas pelo método de Melo (1990) é maior em 80% considerando a norma NB1:78.

As áreas de aço obtidas foram maiores na modelagem computacional do SAP2000 empregando o método dos elementos finitos em comparação com o software TQS na terceira estrutura ou edificação.

Dois programas computacionais (SAP2000 e TQS) podem apresentar resultados diferentes devido aos esforços transferidos pela laje para os pilares ou apoios presentes na estrutura ou construção em análise.

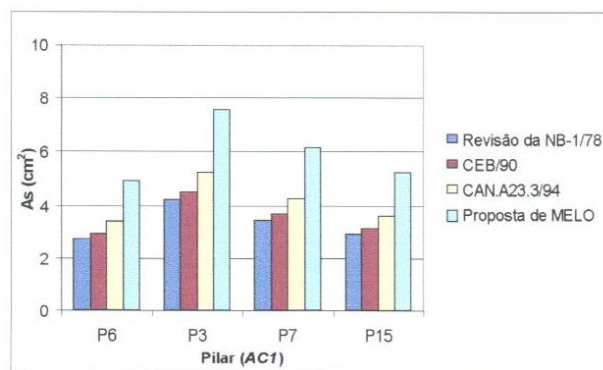


Figura 2.19 –Áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo (MARTINS, 2003)

C – Comportamento pós puncionamento

Na primeira estrutura analisada, observou-se uma grande tendência de propagação de novos danos nos apoios após a ruptura de uma ligação laje-pilar, pois não haveria uma redistribuição de esforços na edificação com uma resistência satisfatória ao puncionamento.

O método das linhas de ruptura também indicava grande probabilidade de colapso progressivo no primeiro exemplo considerando uma resistência residual nula da ligação P13 rompida.

No segundo exemplo, verifica-se que após a ruptura da ligação laje-pilar P7, haveria a possibilidade de colapso progressivo devido a propagação de ruptura por punção nas ligações P3 e P15.

Já na terceira edificação estudada, concluiu-se pelas normas apresentadas que não haveria grande chance de colapso progressivo conforme os resultados obtidos pelos softwares SAP2000 e TQS. A situação mais crítica, que corresponde aos pilares mais sobrecarregados, não indicava a possibilidade de propagação de novos danos.

Observa-se que em todos os casos após a ruptura por punção de uma ligação laje-pilar, a sobrecarga nos pilares vizinhos conectados por vigas foi muito elevada, sendo necessário a verificação da flexo-compressão nesses apoios em outro estudo.

2.9.4. Análise de pós-puncionamento em lajes lisas de edifícios em concreto armado (DUMARESQ, 2008)

Dumaresq (2008), em sua dissertação de mestrado, avaliou o colapso progressivo e o comportamento pós puncionamento de lajes lisas com a ruptura total ou parcial de uma ligação laje-pilar.

Três exemplos de estruturas em concreto armado existentes no Distrito Federal foram investigados, e as análises foram realizadas por meio do uso do software comercial TQS e o método das linhas de ruptura. As plantas baixas da primeira, segunda e terceira edificação ou estrutura são ilustradas nas Figuras 2.20, 2.21 e 2.22, respectivamente.

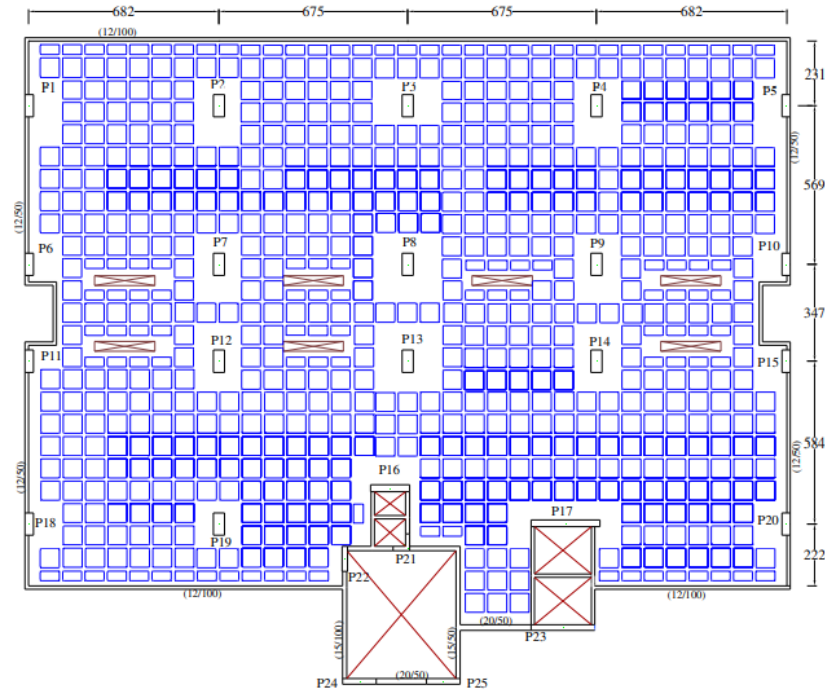


Figura 2.20 – Planta baixa do pavimento tipo do primeiro exemplo analisado (DUMARESQ, 2008) – cotas em cm

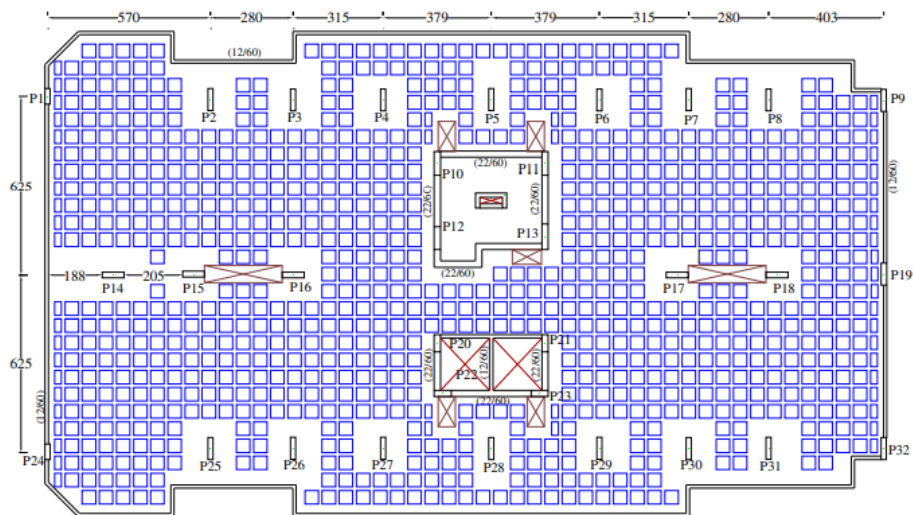


Figura 2.21 – Planta baixa do pavimento tipo da segunda estrutura analisada (DUMARESQ, 2008) – cotas em cm

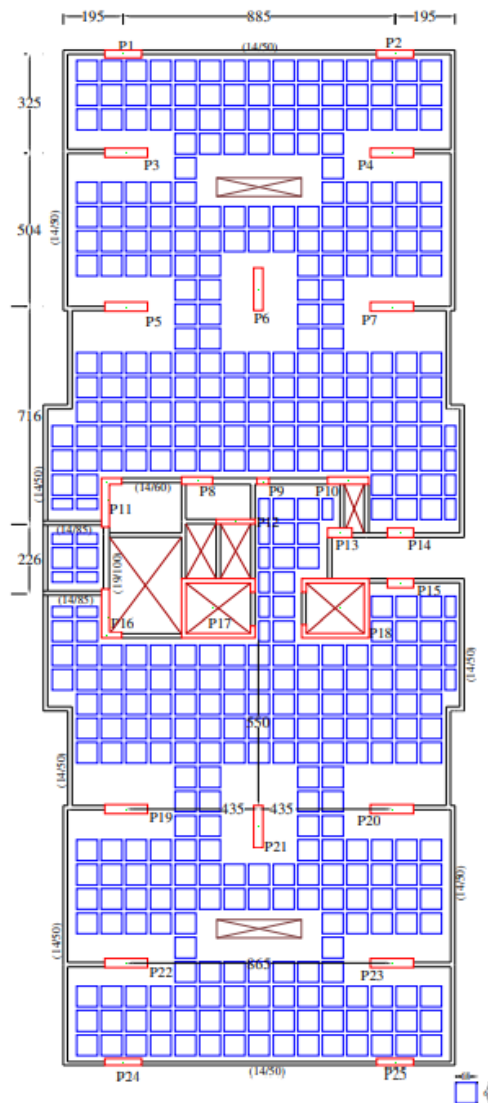


Figura 2.22 – Planta baixa do pavimento tipo da terceira edificação analisada (DUMARESQ, 2008) – cotas em cm

Não foi realizada a análise dos pilares de canto e borda devido à existência de vigas de fechamento, o que dificulta uma ruptura por punção. No estudo do comportamento pós puncionamento, algumas ligações laje-pilar tiveram uma resistência residual de 15% ou 50%.

Os projetos originais não indicavam a presença de armaduras contra o colapso progressivo nas ligações laje-pilar. Dessa forma, as armaduras inferiores de flexão devidamente ancoradas que vão combater a propagação de danos após a remoção de um pilar.

Os resultados das tensões resistentes e solicitantes à punção foram determinados conforme o dimensionamento realizado usando as normas NBR 6118:2003, EUROCODE 2:2002 e ACI 318:2005. Também as normas NBR 6118:2003, CEB:90 e um método proposto por Melo

(1990) foram utilizados para comparar as áreas de aço das armaduras de combate ao colapso progressivo.

A – Verificação ao puncionamento

Para as três edificações íntegras, as normas usadas indicam que não há necessidade do emprego de armadura de cisalhamento na ligação laje-pilar, pois todas as ligações analisadas apresentavam resistência satisfatória ao puncionamento. Com o objetivo de mostrar essa verificação ao puncionamento em valores percentuais, a Figura 2.23 mostra a relação tensão atuante e resistente referente a primeira estrutura analisada.

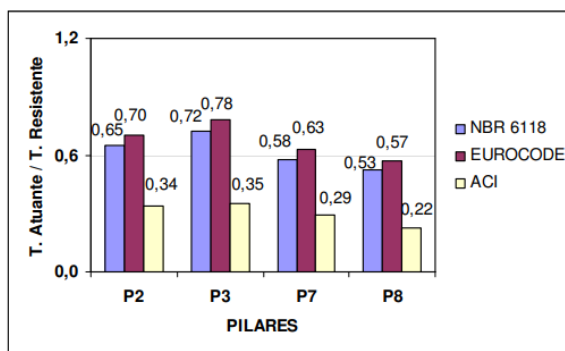


Figura 2.23 – Relação tensão atuante e resistente (DUMARESQ, 2008)

B – Cálculo das armaduras contra o colapso progressivo

A Figura 2.24 mostra a comparação das áreas de aço calculadas e a maior quantidade de armadura foi obtida pela metodologia sugerida por Melo (1990) nas três edificações em estudo. Nota-se que para os pilares P2 e P3 localizados no primeiro exemplo, o modelo proposto por Melo (1990) tem uma área de aço maior em 73% em relação aos resultados obtidos pela norma NBR 6118.

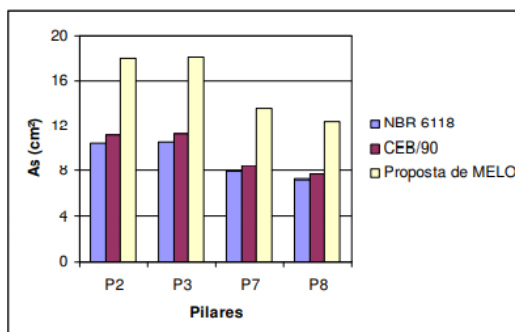


Figura 2.24 – Áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo (DUMARESQ, 2008)

Verifica-se que as armaduras positivas das lajes combatem o colapso progressivo, porém essas armaduras, na primeira e segunda edificação, não atendem aos requisitos mínimos dos documentos normativos e a metodologia de Melo (1990).

C – Comportamento pós puncionamento

Após a ruptura parcial ou completa de uma ligação laje-pilar, ocorre o aumento das reações em alguns pilares e geralmente, a maior sobrecarga é encontrada nos apoios adjacentes ao pilar danificado e as ligações mais distantes praticamente não são afetadas. Algumas ligações podem não resistir a sobrecarga e os outros danos podem se propagar na estrutura, depois da ruptura parcial por punção em um pilar.

Conforme a pesquisa realizada por Dumaresq (2008), as armaduras contra o colapso progressivo permitem uma resistência residual de 50% nas ligações laje-pilar, e verifica-se uma melhor eficiência no comportamento pós puncionamento.

De acordo com o estudo proposto por Dumaresq (2008), algumas das principais conclusões obtidas foram:

- Ao aumentar a resistência residual da ligação rompida, acontece uma diminuição da sobrecarga nos outros apoios da edificação. Verifica-se uma menor quantidade de esforço transferido para o restante da estrutura e existem menores chances de colapso progressivo.
- No primeiro edifício, constatou-se que a ligação P3 não suportaria a sobrecarga e existe a possibilidade de novas rupturas quando ocorrer a perda de capacidade à punção em P2 conforme a norma NBR 6118 e EUROCODE.
- No segundo exemplo, observa-se que vão acontecer novas rupturas nos apoios P3 e P15 caso exista o rompimento das ligações P2 e P14, respectivamente, de acordo com as três normas estudadas. Dessa forma, existe uma grande possibilidade de colapso progressivo na segunda estrutura analisada.
- No terceiro caso, a estrutura não é suscetível a ocorrência de colapso progressivo, pois as ligações com as maiores sobrecargas não se romperam.
- Observou-se a necessidade de se verificar os pilares de canto e borda conectados por vigas, devido ao grande acréscimo de carga nesses apoios. Em outro estudo, seria necessário analisar a flambagem e flexo-compressão.

- Conforme os resultados obtidos, usando o método das linhas de ruptura para as três edificações estudadas, a carga de colapso é maior que a carga prevista para atuar na laje. Verifica-se que não existe a chance de ruptura por flexão do pavimento e colapso progressivo admitindo nenhuma resistência residual das ligações rompidas.

2.9.5. Análise comparativa das pesquisas numéricas sobre o comportamento pós punção realizadas na universidade de Brasília conforme Bezerra (2001), Martins (2003) e Dumaresq (2008).

As principais semelhanças entre os trabalhos realizados por Bezerra (2001), Martins (2003) e Dumaresq (2008) estão listadas a seguir:

- Análise do colapso progressivo com a ruptura parcial ou total de uma ligação laje-pilar.
- Estudo do comportamento pós punção em laje lisa de concreto armado considerando o método das linhas de ruptura e as tensões resistentes e solicitantes de punção.
- Utilização de softwares como SAP2000 ou TQS.
- Estudo de punção por normas, por exemplo EUROCODE, ACI e NBR.
- Consideração dos caminhos alternativos de carga.
- Verificação das reações nos pilares antes e após a remoção de um apoio.
- Ruptura parcial da ligação laje-pilar, considerando o uso de armadura contra o colapso progressivo localizadas nos bordos inferiores dos apoios e ancoradas nas lajes.

Já as diferenças entre os trabalhos realizados pelos três pesquisadores de mestrado são citadas a seguir:

- Utilização de lajes maciças ou nervuradas que se apoiam em pilares.
- Presença ou ausência de armadura de cisalhamento nas ligações laje-pilar.
- Possibilidade ou não de ruptura por flexão considerando o método das linhas de ruptura.
- Uso de metodologia de cálculo diferente em cada software, MEF para o SAP2000 e Analogia de Grelha para o TQS.
- Traçados diferente das linhas de ruptura pelo método das charneiras plásticas
- Cargas atuantes diferentes em cada laje.
- Características distintas das estruturas estudadas.

2.10. PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

Neste tópico será realizado uma análise e apresentação das equações que determinam as solicitações e resistências à punção conforme os modelos normativos de projetos estruturais em concreto armado citados a seguir.

- NBR 6118:2014, *Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimentos*. Associação brasileira de normas técnicas.
- EUROCODE 2:2004, *Design of concrete structures*. European Committee for Standardization.
- ACI 318:2019 *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute.

As normas empregadas para o dimensionamento à punção em lajes lisas de concreto armado consideram um perímetro crítico. Conforme o CEB-FIB *Model Code* (2010), o perímetro crítico não tem significado físico, porém os modelos normativos teóricos conseguem determinar de forma bem aproximada as tensões cisalhantes nas ligações laje-pilar.

2.10.1. NBR 6118 (2014) – Projetos de estrutura de concreto

A NBR 6118:2014 estabelece que existem dois ou três perímetros críticos para a verificação do funcionamento na ligação laje-pilar considerando ou não a presença das armaduras de cisalhamento.

O primeiro perímetro crítico C corresponde ao contorno do pilar e é usado na verificação da compressão diagonal do concreto conforme a tensão de cisalhamento atuante. Considerando o segundo perímetro crítico C' distanciado $2.d$ da face do apoio, verifica-se a resistência à tração diagonal do concreto. Os perímetros críticos C e C' calculados pela NBR 6118:2014 são delimitados conforme a Figura 2.25.

Na verificação ao funcionamento, a tensão solicitante deve ser menor que a tensão resistente com o objetivo de evitar uma ruptura em uma ligação laje-pilar. Caso contrário, deve-se aumentar a capacidade de punção no apoio.

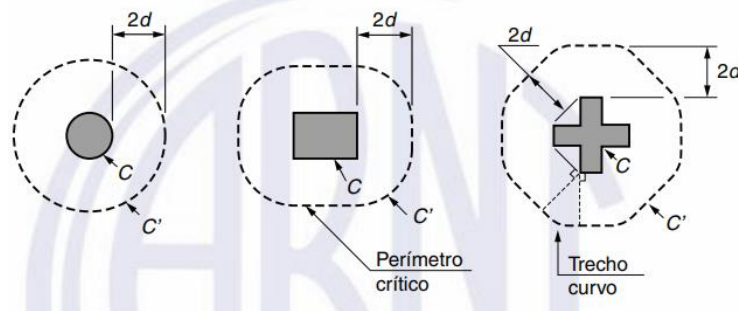


Figura 2.25 – Perímetros críticos no pilar interno (NBR 6118, 2014)

Caso a tensão resistente seja menor que a tensão solicitante no perímetro crítico C' , pode-se elevar a capacidade à punção com o uso da armadura de cisalhamento na ligação laje-pilar de acordo com a Figura 2.26.

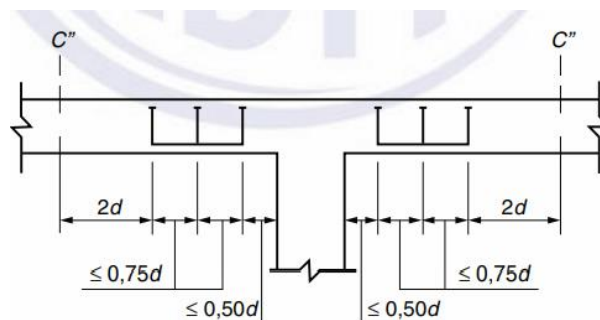


Figura 2.26 – Disposição das armaduras de cisalhamento (NBR 6118, 2014)

Podem existir diferentes tipos de armadura de cisalhamento fabricadas no mercado, como estribo, barra dobrada e conector tipo pino, também conhecido como stud. Para garantir a eficiência máxima, as armaduras devem estar ancoradas de forma satisfatória.

Se houver as armaduras de cisalhamento, existe um terceiro perímetro crítico C'' afastado $2.d$ da última camada das armaduras e nesse caso, verifica-se se o concreto consegue resistir depois da região das armaduras.

As verificações de puncionamento podem ser resumidas conforme a seguir:

Quando não existir armadura de cisalhamento na ligação laje-pilar, dois perímetros críticos devem ser analisados:

- Verificação do esmagamento do concreto, no contorno C ;
- Verificação da ruptura por tração diagonal do concreto, no contorno C' .

Quando for utilizado armadura de punção na ligação, três perímetros críticos devem ser examinados.

- Verificação do esmagamento do concreto, no contorno C ;
- Verificação da ruptura na região das armaduras, no contorno C' ;
- Verificação da ruptura do concreto fora da região das armaduras, no contorno C'' .

Sem a presença da armadura de cisalhamento na ligação laje-pilar, verifica-se que a ruptura por punção pode acontecer de forma brusca, existindo poucas deformações antes do rompimento.

Considerando as armaduras de cisalhamento, a ruptura por punção pode ocorrer de forma dúctil com o escoamento das barras de aço. Dessa forma, existem mais avisos de patologia no concreto armado.

2.10.1.1. Determinação das tensões solicitantes de punção

A tensão atuante para um pilar interno com carregamento simétrico é dada pela Equação 2.1:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} \quad \text{Equação 2.1}$$

onde:

u é o perímetro crítico conforme C , C' ou C'' ;

d é a altura útil da laje calculada pela média das alturas úteis nas duas direções ortogonais da laje;

F_{sd} é a força majorada transferida pela laje para a ligação laje-pilar.

Em pilares que recebem momentos fletores e carregamento vertical transferidos pela laje, deve-se considerar o efeito da excentricidade conforme a Equação 2.2.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{sdx}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot M_{sdy}}{W_{p2} \cdot d} \quad \text{Equação 2.2}$$

sendo:

M_{sdx} e M_{sdy} são os momentos fletores majorados que atuam na ligação laje-pilar em duas direções.

K é o coeficiente que indica a porcentagem de momento fletor transferido por cisalhamento na ligação de acordo com as dimensões C_1 e C_2 dos pilares, e esse coeficiente assume os valores da Tabela 2.5. Verifica-se que o momento lançado pela laje nos pilares tem uma parcela que vai ser transmitida por cisalhamento e a outra fração transferida por flexão.

Tabela 2.5 – Valores de K – (NBR 6118, 2014)

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,60	0,70	0,80

Onde:

C_1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força (M_{Sd}/F_{Sd});

C_2 é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força (M_{Sd}/F_{Sd}).

W_p é o módulo de resistência plástico do perímetro crítico, e pode ser determinado conforme:

- A geometria do pilar (retangular ou circular);
- O tipo específico do apoio (pilar de canto, borda ou interno);
- O perímetro crítico (primeiro, segundo ou terceiro contorno).

2.10.1.2. Determinação das tensões resistentes de punção

A - Verificação da compressão diagonal do concreto

Conforme a NBR 6118 (2014) na primeira superfície crítica, deve-se verificar o esmagamento do concreto considerando a tensão de cisalhamento no perímetro ou contorno do pilar. Segundo o item 19.5.3.1 da norma, a tensão resistente é determinada conforme a Equação 2.3 e a Equação 2.4:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad \text{Equação 2.3}$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{Equação 2.4}$$

Sendo:

f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto;

f_{ck} é a resistência à compressão característica do concreto;

α_V é um fator de redução da resistência à compressão do concreto devido o surgimento de fissuras de cisalhamento. O f_{ck} deve ser introduzido em megapascal.

B - Verificação da tração diagonal do concreto sem armadura de cisalhamento

Segundo a NBR 6118:2014 na segunda superfície crítica, deve-se verificar a ruptura por tração diagonal do concreto considerando uma tensão de cisalhamento afastado $2d$ da face do apoio.

Considerando o item 19.5.3.2 da norma, a capacidade da ligação laje-pilar pode ser calculada pelas Equações 2.5, 2.6 e 2.7, levando em conta o fator de segurança de minoração da resistência:

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad \text{Equação 2.5}$$

Sendo:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad \text{Equação 2.6}$$

$$d = \left(\frac{d_x + d_y}{2}\right) \quad \text{Equação 2.7}$$

Onde:

ρ é a taxa de armadura negativa na ligação laje-pilar nas duas direções ortogonais considerando uma distância $3d$ em relação a face de cada lado do pilar.

d_x e d_y são as alturas úteis nas duas direções ortogonais da laje, medidas em cm.

C - Verificação da tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento

Nessa verificação, a capacidade última da ligação é calculada considerando a parcela de carga resistente do concreto e armaduras de cisalhamento. A tensão resistente de cálculo pode ser calculada conforme a Equação 2.8.

$$\tau_{Rd3} = 0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{C' \cdot d} \quad \text{Equação 2.8}$$

onde:

s_r é o espaçamento radial entre as linhas das armaduras de cisalhamento;

A_{sw} é a área de aço das armaduras de punção em uma camada ao redor do apoio;

f_{ywd} é a tensão de escoamento de cálculo das armaduras de cisalhamento.

A NBR 6118:2014 limita os valores das tensão de escoamento das armaduras do aço CA-50 ou CA-60. Para os conectores tipo pino e estribos, a resistência de cálculo das armaduras de punção não pode ser superior a 300 MPa e 250 MPa respectivamente. A norma também permite aumentar esses valores para lajes com espessura maior que 15 cm.

Conforme a recomendação da norma NBR 6118:2014, os conectores tipo pino com extremidades alargadas devem ter três ou mais linhas de armaduras dispostas radialmente a partir do perímetro do pilar.

D - Verificação da ruptura na região externa às armaduras de cisalhamento

No terceiro perímetro crítico, observa-se se o concreto consegue resistir sozinho depois da última camada de armadura conforme a Equação 2.9. A mesma verificação foi realizada no segundo perímetro crítico sem armadura de punção.

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad \text{Equação 2.9}$$

2.10.2. EUROCODE 2 (2004) – Design of concrete structures

No dimensionamento à punção e verificação de cada superfície crítica de acordo com a norma EUROCODE 2:2004, foram usados alguns pressupostos já apresentados pela norma NBR 6118:2014.

Conforme o EUROCODE, o fenômeno de punção pode ser caracterizado como a aplicação de uma carga uma área relativamente pequena (seção ao redor do apoio), gerando grandes tensões em uma região da laje.

Usando a norma europeia, a análise da ruptura por compressão e tração diagonal do concreto apresenta os mesmos perímetros críticos citados anteriormente pela norma brasileira. Existe também um perímetro crítico u_1 afastado $2 \cdot d$ da face do pilar, de acordo com a Figura 2.27.

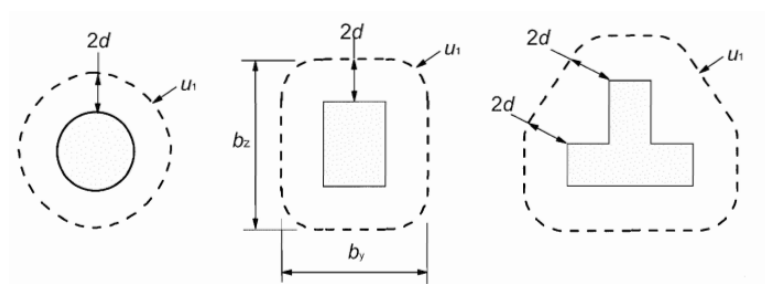


Figura 2.27 – Perímetro crítico em pilares internos (EUROCODE 2, 2004)

Conforme o EUROCODE, na terceira verificação da ruptura por punção das ligações laje-pilar, existe um terceiro perímetro crítico u_{out} afastado $1,5 \cdot d$ da última camada das armaduras de cisalhamento ao redor do apoio.

2.10.2.1. Determinação das tensões solicitantes de punção

Quando existir transferência de momento e carregamento vertical para a ligação laje-pilar, a tensão solicitante pode ser calculada conforme a Equação 2.10.

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u \cdot d} \cdot \left(1 + \frac{K \cdot M_{Ed} \cdot u}{V_{Ed} \cdot W} \right) \quad \text{Equação 2.10}$$

Onde:

V_{Ed} é reação majorada transferida pela laje para o apoio;

u é o comprimento do perímetro crítico considerado;

K é o fator que indica a porcentagem de momento fletor transmitida por cisalhamento na ligação laje-pilar e depende das dimensões do pilar;

M_{Ed} é o momento fletor majorado que atua na ligação laje-pilar;

W é o módulo de resistência plástico.

O fator K e o módulo de resistência plástico podem ser determinados considerando a mesma tabela e equações apresentadas pela NBR 6118:2014. Conclui-se que existe uma metodologia de cálculo semelhante entre a norma brasileira e europeia. Portanto, pode-se encontrar tensões solicitantes cisalhantes parecidas nas duas normas.

2.10.2.2. Determinação das tensões resistentes de punção

A - Verificação da compressão diagonal do concreto

Conforme a seção dedicada ao cálculo de lajes à punção, a tensão resistente na primeira superfície crítica é dada pela Equação 2.11 e Equação 2.12.

$$V_{Rd,max} = 0,3 \cdot v' \cdot f_{cd} \quad \text{Equação 2.11}$$

$$v' = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad \text{Equação 2.12}$$

B - Verificação da tração diagonal do concreto sem armadura de cisalhamento

Considerando a segunda superfície crítica, a resistência à punção em uma laje sem armadura de cisalhamento é obtida pela Equação 2.13.

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad \text{Equação 2.13}$$

Sendo:

$$k = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \quad \text{Equação 2.14}$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde:

$k \leq 2$ é o efeito tamanho considerando o d em mm;

$\rho \leq 0,02$ é a taxa de armadura de flexão negativa nas duas direções ortogonais segundo uma distância de $3d$ para cada lado da face do pilar;

Em relação a NBR 6118, observa-se um certo conservadorismo do EUROCODE devido ao maior fator de minoração da resistência e a limitação do efeito tamanho e taxa de armadura de flexão negativa.

C - Verificação da tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento

Quando a tensão solicitante de punção ultrapassar a resistência do concreto, verifica-se que a laje não está em equilíbrio estático. Torna-se necessário utilizar armaduras de cisalhamento nas ligações com o objetivo de aumentar a capacidade última.

A resistência à punção na região com armadura de cisalhamento é calculada conforme a Equação 2.16 e Equação 2.17.

$$V_{Rd,cs} = 0,09 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef}}{u_1 \cdot d} \quad \text{Equação 2.16}$$

$$f_{ywd,ef} = (250 + 2,5 \cdot d) < 435 \text{ MPa} \text{ com } d \text{ em cm} \quad \text{Equação 2.17}$$

onde:

s_r é o espaçamento radial entre as linhas das armaduras de cisalhamento ao redor da ligação;

A_{sw} é a área de aço das armaduras de cisalhamento em uma camada ao redor do apoio;

$f_{ywd,ef}$ é a tensão de escoamento de cálculo das armaduras de cisalhamento;

D - Verificação da ruptura na região externa às armaduras

A mesma verificação deve ser realizada conforme a equação 2.13.

2.10.3. ACI 318 (2019) – Building code requirements for structural concrete

O ACI também usa o conceito de perímetro crítico em suas equações empíricas, e um perímetro crítico (b_o) é determinado considerando uma distância de $0,5 \cdot d$ da face do pilar ou perímetro da área carregada conforme a Figura 2.28.

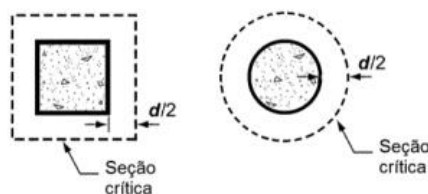


Figura 2.28 – Perímetro crítico afastado $d/2$ do apoio (SANTOS, 2016)

Conforme o ACI, as seções críticas de pilares quadrados ou retangulares são constituídas por quatro lados retos, sem a presença de um contorno circular como acontece nas normas NBR 6118 e EUROCODE.

No dimensionamento de qualquer seção de concreto submetida à uma tensão normal ou cisalhante, a resistência deve ser maior que a sollicitação. O mesmo princípio vale para o dimensionamento das ligações laje-pilar com o objetivo de manter a estrutura em equilíbrio.

2.10.3.1. Determinação das tensões solicitantes de punção

Considerando a transferência de carga vertical e momento nas duas direções da laje para o pilar, a tensão solicitante de punção pode ser calculada de acordo com a Equação 2.18 e 2.19.

$$V_{u,AB} = \frac{V}{b_o \cdot d} + \frac{\gamma_v \cdot M_{SC} \cdot C_{AB}}{J_c} \quad \text{Equação 2.18}$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \cdot \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad \text{Equação 2.19}$$

Onde:

V é a reação transferida pela laje para a ligação laje-pilar;

M_{SC} é o momento fletor que atua na ligação;

b_o é o perímetro crítico afastado $d/2$ da face do pilar,

γ_v é parcela de momento fletor transferida por cisalhamento na ligação;

C_{AB} é a excentricidade do perímetro crítico;

J_c é a propriedade geométrica da seção crítica assumida, análoga ao momento polar de inércia;

b_1 é a dimensão da seção crítica na direção do momento;

b_2 é a dimensão da seção crítica na direção perpendicular do momento.

2.10.3.2. Determinação das tensões resistentes de punção

A - Máxima resistência à punção das lajes

Considerando o primeiro perímetro crítico, a capacidade última da ligação laje-pilar pode ser determinada em função do tipo de armadura de cisalhamento empregada e conforme a Equação 2.20 e a Equação 2.21.

$$0,75 \cdot 0,50 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ para armadura do tipo estribo} \quad \text{Equação 2.20}$$

$$0,75 \cdot 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ para armadura do tipo stud} \quad \text{Equação 2.21}$$

Onde:

f'_c é a resistência à compressão do concreto.

B - Verificação da ruptura por tração diagonal do concreto sem armadura de cisalhamento

Quando não existe a presença de armadura de cisalhamento, torna-se necessário verificar as Equações 2.22, 2.23 e 2.24, considerando o primeiro perímetro crítico. O menor valor encontrado ou calculado corresponde a capacidade de punção da ligação laje-pilar e vale ressaltar ainda que o fator de segurança de norma é 0,75 para minorar a resistência.

$$v_c = 0,75 \cdot 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Equação 2.22}$$

$$v_c = 0,75 \cdot 0,083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Equação 2.23}$$

$$v_c = 0,75 \cdot 0,33 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Equação 2.24}$$

Onde:

v_c é uma parcela de resistência ao puncionamento;

β é a relação entre a maior e menor dimensão do pilar;

α_s é um fator que vale 40 para pilares interno, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto;

b_o é o perímetro crítico;

λ_s é o efeito tamanho dado pela expressão $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0,004 \cdot d}} \leq 1$, com d em milímetros.

Observa-se que o efeito tamanho vai influenciar no dimensionamento de punção somente para lajes com altura útil maior que 254 mm. Portanto, apenas lajes com dimensões maiores podem apresentar uma redução na capacidade última ao cisalhamento.

A geometria do pilar na região da ligação com a laje influencia na resistência última de punção. Em comparação com os apoios quadrados, verifica-se que os pilares retangulares apresentam menor desempenho devido à concentração de tensões na borda e a propagação precoce de fissuras.

A terceira parcela da capacidade última de punção depende apenas da resistência à compressão do concreto, sem influência de outros fatores como geometria do pilar e perímetro crítico da ligação.

C - Verificação da ruptura por tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento

Caso o concreto não tenha resistência suficiente, pode-se empregar armadura de cisalhamento ao redor do apoio. Nesta situação, existe a contribuição dos dois materiais no combate a punção na ligação laje-pilar.

Quando existir conectores tipo pino ou studs, a tensão resistente de projeto pode ser determinada considerando as Equações 2.25, 2.26, 2.27. O menor valor deve ser usado no dimensionamento.

$$v_n = 0,75 \cdot 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'_c} + 0,75 \cdot \frac{A_v \cdot f_{yt}}{s \cdot b_o} \quad \text{Equação 2.25}$$

$$v_n = 0,75 \cdot 0,083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'_c} + 0,75 \cdot \frac{A_v \cdot f_{yt}}{s \cdot b_o} \quad \text{Equação 2.26}$$

$$v_n = 0,75 \cdot 0,25 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'_c} + 0,75 \cdot \frac{A_v \cdot f_{yt}}{s \cdot b_o} \quad \text{Equação 2.27}$$

Onde:

A_v é a área de aço das armaduras de cisalhamento em uma camada ao redor da ligação laje-pilar,

s é o espaçamento entre as armaduras de cisalhamento,

f_{yt} é a tensão de escoamento de cálculo das armaduras, limitada no valor máximo de 420 MPa.

Na presença de uma armadura de cisalhamento tipo estribos nas ligações laje-pilar da estrutura, a tensão resistente de cálculo pode ser determinada ou calculada conforme apenas a Equação 2.28.

$$v_n = 0,75 \cdot 0,17 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'_c} + 0,75 \cdot \frac{A_v \cdot f_{yt}}{s \cdot b_o} \quad \text{Equação 2.28}$$

D - Verificação da ruptura na região externa às armaduras

Na verificação da ruptura na região externa às armaduras de punção, o concreto deve resistir as tensões cisalhantes atuantes em uma seção crítica localizada a uma distância $d/2$ depois da última camada de armadura. A resistência pode ser obtida para ligações com qualquer tipo de armadura de cisalhamento, em uma análise de projeto, conforme a Equação 2.29.

$$v_{cout} = 0,75 \cdot 0,17 \cdot \lambda_s \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Equação 2.29}$$

2.11. CONSIDERAÇÕES SOBRE A UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DAS LINHAS DE RUPTURA

O Método das Linhas de Ruptura ou Charneiras Plásticas é uma análise plástica que admite uma provável configuração de fissuras na laje para se obter uma carga de ruptura por flexão do pavimento.

O método funciona admitindo um deslocamento virtual unitário aplicado na laje, que provoca uma superfície deformada em uma configuração poliédrica e se considera que não há perda de energia na laje enquanto essa se deforma sob um determinado carregamento (JOHANSEN, 1962).

A carga de colapso pode ser calculada conforme o princípio dos trabalhos virtuais ao igualar a energia exigida pela carga (trabalho externo) com a energia exigida pela laje para se deformar (trabalho interno).

Para usar o método, é necessário haver o escoamento das barras de aço, considerando uma taxa de armadura suficientemente baixa com o objetivo de evitar uma ruptura brusca do concreto. Somente dessa forma, considera-se um comportamento plástico, fora do regime elástico linear.

Para aplicar o método, também é necessário considerar ou conhecer a geometria do pavimento, condições de contorno da laje, carregamento aplicado por área e disposição de armaduras positivas e negativas.

Nesse método, não se considera a ruptura por esforço cisalhante de punção, portanto, torna-se necessário verificar a resistência à punção das ligações laje-pilar. Observa-se que a teoria se aplica somente a capacidade à flexão da lajes e o momento fletor é considerado constante e igual ao momento máximo que a laje pode resistir.

Admitindo o traçado das linhas positivas e negativas de ruptura, o momento fletor de plastificação é determinado de acordo com um sistema de armaduras dispostas em uma ou duas direções.

Considerando as estruturas em concreto armado, os momentos fletores da laje em duas direções podem ser diferentes, pois provavelmente existem distintas taxas de armadura e altura úteis no pavimento.

Segundo Langendonck (1970), é preciso adotar a menor carga de ruína do conjunto de resultados obtidos pelo método das linhas de ruptura. Dessa forma, torna-se necessário a verificação de todos os mecanismos de colapso existentes com o objetivo de não superestimar a capacidade da laje.

Conforme os resultados obtidos pelo Método das Linhas de Ruptura, a segurança da estrutura somente é garantida considerando uma carga de colapso superior ou igual a carga atuante no pavimento estudado.

Considerando o princípio dos trabalhos virtuais, o trabalho interno é calculado multiplicando o momento de plastificação com a rotação e o trecho da armadura cortada pela linha de ruptura. A energia produzida pelos momentos fletores pode ser calculada conforme a Equação 2.30.

$$W_{int} = \sum m_i \cdot l_i \cdot \theta_i \quad \text{Equação 2.30}$$

Onde:

m_i – Momento fletor por unidade de comprimento;

l_i – Trecho da armadura cortada pela linha de ruptura;

θ_i – Rotação da laje ao impor um deslocamento virtual unitário.

Para se obter o trabalho externo, deve-se multiplicar a tensão de ruptura pelo volume da laje deslocada conforme a aplicação do deslocamento virtual unitário. A energia exigida pela carga pode ser obtida pela Equação 2.31.

$$W_{ext} = q * V_s \quad \text{Equação 2.31}$$

Sendo:

q – Carga de ruptura por flexão;

V_s – Volume deslocado ao aplicar um deslocamento virtual unitário.

Conforme Udilovich *et al* (2010), a maioria das normas de projetos estruturais permitem determinar as cargas de ruptura por flexão sem os fatores de minoração na verificação do colapso progressivo.

Se a energia interna ultrapassa a energia externa, a capacidade de flexão da laje pode ser muito eficiente (UDILOVICH *et al*, 2010). Para garantir essa condição, torna-se necessário adicionar uma quantidade de armaduras na laje que permita um elevado momento resistente.

2.12. RECOMENDAÇÕES PARA A FASE PÓS PUNÇIONAMENTO

Neste tópico são apresentadas as prescrições normativas relacionadas ao dimensionamento de armaduras contra o colapso progressivo na região inferior das ligações laje-pilar presentes na estrutura.

2.12.1. NBR 6118 (2014) – Projetos de estrutura de concreto

Conforme a Figura 2.29, as armaduras devem estar localizadas na região inferior dos apoios e ancoradas além do contorno C' ou C'' com o objetivo de assegurar uma ductilidade local e evitar o colapso progressivo da estrutura.

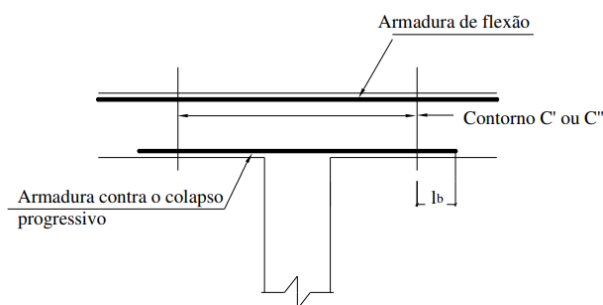


Figura 2.29 – Armadura contra o colapso progressivo (NBR 6118, 2014)

As áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo podem ser determinadas considerando a tensão de escoamento da armadura e a reação do apoio ou pilar conforme a Equação 2.32.

$$A_{s,ccp} \geq \frac{1,5 \cdot F_{sd}}{f_{yd}} \quad \text{Equação 2.32}$$

Onde:

$A_{s,ccp}$ é área de aço das armaduras contra o colapso progressivo,

f_{yd} é a tensão de escoamento das armaduras contra o colapso progressivo.

2.12.2. CEB FIB (2010) – Model code for concrete structures

Na etapa pós punção da estrutura, a resistência fornecida pela armaduras de flexão contra o colapso progressivo pode ser calculada conforme a Equação 2.33. As armaduras também estão na região inferior dos apoios.

$$A_s \geq \frac{V_{sd}}{f_{yd} \cdot (ft/fy)_k \cdot \text{sen} \alpha_{ult}} \quad \text{Equação 2.33}$$

Onde:

V_{sd} é a reação majorada atuando na ligação laje-pilar,

A_s é área de aço das armaduras contra o colapso progressivo,

$(ft/fy)_k$ é um parâmetro que considera a tensão resistente e ductilidade da armadura contra o colapso progressivo,

α_{ult} é o ângulo que a armadura apresenta em relação ao plano da laje no instante de ruptura.

2.12.3. GSA (2013) – Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance.

Para a proteção da estrutura contra o colapso progressivo na etapa pós punção, armaduras complementares podem ser posicionadas nos apoios e as áreas de aço dessas armaduras podem ser determinadas conforme a Equação 2.34.

$$A_s \geq \frac{(0,17 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd})}{f_{yd}} \quad \text{Equação 2.34}$$

Sendo:

b – largura da laje (100 cm).

3. EXEMPLOS

3.1. PRIMEIRO EXEMPLO

A análise da estrutura foi realizada conforme um projeto estrutural disponibilizado em duas notas de aulas usadas no curso da UFMG com autoria de Chaves (2011) e Silva (2015), e a maioria das características do projeto original foram mantidas nesse estudo.

O comportamento pós puncionamento de uma estrutura em concreto armado foi analisado usando um programa computacional de análise estrutural SAP2000 via método dos elementos finitos. Foi objeto de estudo também uma comparação das áreas de aço das armaduras de combate ao colapso progressivo conforme as principais normas presente no mundo ocidental.

Um edifício com três pavimentos em laje lisa bidirecional foi analisado com a retirada de uma ligação laje-pilar interna próximo ao canto (P1), uma ligação laje-pilar interna próximo à borda (P2) e uma ligação laje-pilar interna localizada no meio do vão da laje (P6).

A edificação em concreto armado apresenta um pé direito de 289 cm e doze pilares conforme a Figura 3.1. As lajes foram dimensionadas com 16 cm de espessura, e os pilares com seção transversal quadrada de 30 cm x 30 cm. A resistência característica à compressão do concreto é 30 MPa e o aço CA-50 foi adotado para as armaduras.

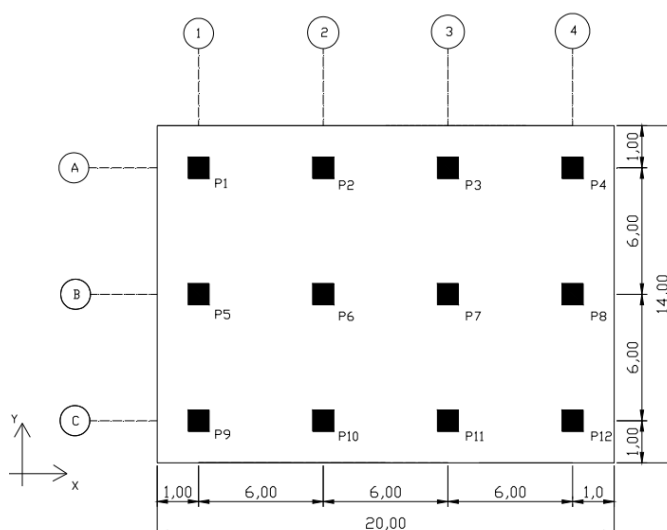


Figura 3.1 – Planta baixa da estrutura – Dimensões em m (CHAVES, 2011)

Conforme o projeto, existe um avanço da laje nas bordas do pavimento (overhang) para aumentar a rigidez da ligação e não se verifica a presença de vigas conectando os pilares ou aberturas na laje para passagem de tubulações elétricas e hidrossanitárias.

O projeto original não indicava a presença de armaduras contra o colapso progressivo nas ligações laje-pilar da edificação conforme o dimensionamento realizado pela norma brasileira NBR 6118.

As armaduras positivas e negativas de flexão no vão da laje foram dimensionadas com 8 mm de diâmetro e espaçamento variando entre 15 e 20 cm. As armaduras negativas de flexão na região dos pilares foram distribuídas também considerando um determinado diâmetro e espaçamento.

Nas ligações internas próximas ao canto, existem barras com 10 mm de diâmetro espaçadas a cada 10 cm e 10 mm de diâmetro espaçadas a cada 11 cm nas direções horizontais e verticais, respectivamente.

Nas ligações internas localizadas meio do pavimento, existem armaduras negativas com 12,5 mm de diâmetro espaçadas a cada 12 cm nas duas direções. Considerando as ligações internas próximas à borda, há barras de aço com 10 mm de diâmetro espaçadas a cada 10 cm e 12,5 mm de diâmetro espaçadas a cada 12 cm nas direções horizontais e verticais, respectivamente.

As cargas verticais adotadas no projeto estrutural foram extraídas da norma NBR 6120 conforme o tipo de edificação e não foi considerado forças horizontais provenientes da ação do vento.

A estrutura em concreto armado é uma edificação residencial, e segundo a NBR 6120 existem dois valores de sobrecargas que podem ser aplicados no pavimento. Pelo fato de não haver a presença de despensa, área de serviço e lavanderia na edificação, a norma permite usar somente um valor de sobrecarga no presente estudo.

Conforme o projeto estrutural presente nas notas de aulas, foram lançadas na laje da estrutura analisada, uma sobrecarga de 1,50 kN/m² e carga permanente de 8,08 kN/m². Além disso, uma carga de alvenaria com blocos de espessura igual a 0,25 m também foi aplicada em toda a periferia da laje conforme a Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Cargas verticais

Discriminação	Carga
Permanentes (distribuída):	(kN/m²)
Peso próprio da laje (h = 16,0 cm)	25,00 x 0,16 = 4
Revestimento	0,80
Alvenaria	1,00
Permanentes (distribuída linearmente)	(kN/m)
Alvenaria de contorno	9,39
Acidental:	(kN/m²)
Sobrecarga (edifício residencial)	1,50
Total(kN/m²)	7,30

Na Figura 3.2, é apresentado uma visão espacial da estrutura lançada no programa computacional com a discretização da laje.

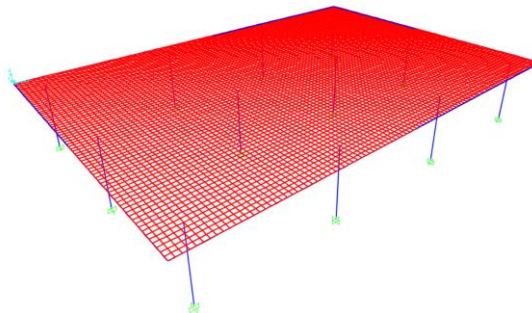


Figura 3.2 – Estrutura em três dimensões

A laje da estrutura foi inserida no software como uma placa tipo Shell-Thin e discretizadas em elementos com quatro nós e se considerou apenas a translação da laje perpendicular ao plano médio.

Na discretização da laje, foram usados elementos retangulares de dimensão 20 x 20 cm e os pilares foram lançados no pórtico estrutural como elementos de barra tipo frame ligados em um nó da placa.

As dimensões dos elementos da laje foram adotadas considerando uma discretização satisfatória que permite um resultado com boa aproximação sem exigir muito do processamento do computador.

A estrutura é lançada no software SAP2000 em três dimensões e a laje foi modelada no programa computacional levando em conta as forças atuantes no plano do pavimento e os esforços de flexão.

Foi realizada somente uma análise linear elástica da estrutura, portanto, não foi determinado o dimensionamento de armaduras nas ligações laje-pilar e o efeito de segunda ordem não foi considerado.

Considerando o uso do programa computacional SAP2000, vale ressaltar que a distribuição de esforços na estrutura não considerou uma análise plástica. No modelo de análise elástica adotado, verifica-se maiores carregamento nas ligações laje-pilar. Conseqüentemente, existe maior chance de colapso progressivo pois a ligação não suporta muita carga adicional após um dano localizado.

Inicialmente, processou-se a estrutura sem nenhum tipo de dano e registraram-se os esforços transferidos para cada apoio existente na edificação e um pilar foi removido no software para simular a ruptura da ligação laje-pilar e promover uma redistribuição de cargas na estrutura. Em seqüência, avaliou a possibilidade de colapso progressivo por meio de uma nova verificação ao puncionamento dos apoios mais sobrecarregados.

3.1.1. Verificação ao puncionamento

Conforme os resultados obtidos pelas normas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2019, verificou-se que, caso as ligações laje-pilar apresentem uma resistência satisfatória à punção, para combater as reações e momentos que atuam na estrutura íntegra de acordo com a Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Reações de apoio da estrutura íntegra

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	177,1	21,8	23,0	P7	290,5	0,0	4,2
P2	228,6	18,1	4,5	P8	239,3	0,0	20,5
P3	228,6	18,1	4,5	P9	177,1	21,8	23,0
P4	177,1	21,8	23,0	P10	228,6	18,1	4,5
P5	239,3	0,0	20,5	P11	228,6	18,1	4,5
P6	290,5	0,0	4,2	P12	177,1	21,8	23,0

A Tabela 3.3 mostra os esforços e dimensões dos apoios usados para o cálculo das tensões de punção. Os momentos fletores M_b e M_h atuam na seção transversal do pilar na menor direção e maior direção, respectivamente. Os pilares P1, P2 e P6, suscetíveis à uma ruptura por punção foram analisados.

Tabela 3.3 – Cargas e dimensões para verificação das ligações laje-pilar

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	D_1 (m)	D_2 (m)
P1	177,1	21,8	23,0	0,3	0,3
P2	228,6	18,1	4,5	0,3	0,3
P6	290,5	0,0	4,2	0,3	0,3

Para determinar as tensões cisalhantes é necessário conhecer também a altura útil, obtida pela média das alturas úteis nas duas direções ortogonais da laje conforme a Equação 3.1. Onde d_x é a distância entre o eixo da armadura superior até a borda comprimida e d_y é a distância entre o eixo da armadura inferior até a borda comprimida.

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad \text{Equação 3.1}$$

A Figura 3.3 mostra a seção de uma laje com as armaduras longitudinais de flexão em duas direções, com o objetivo de determinar a altura útil efetiva usada na verificação ao puncionamento.

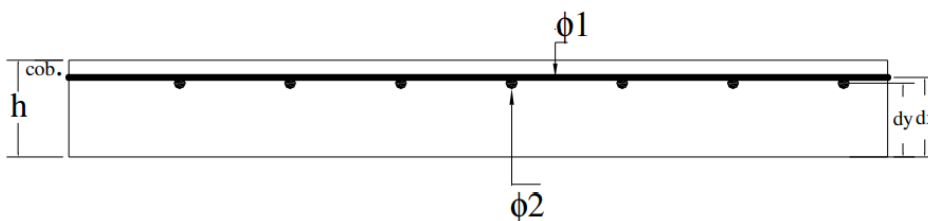


Figura 3.3 – Alturas úteis das barras nas duas direções ortogonais (DUMARESQ, 2008)

Na Tabela 3.4, são apresentados os valores da altura útil e as taxas geométricas das armaduras negativas de flexão na ligação laje-pilar para o dimensionamento à punção, de acordo com as variáveis mostradas na Figura 3.3.

Os espaçamentos entre as armaduras negativas de flexão na ligação laje-pilar ou apoio da laje são representados por S_1 e S_2 . As plantas de armaduras foram disponibilizadas nas notas de aula.

Tabela 3.4 – Altura efetiva e taxa de armadura na ligação laje-pilar

PILAR	Altura		Armadura de Flexão				Altura útil			Taxa de armadura	
	h (cm)	c_{ob} (cm)	ϕ_1 (mm)	S_1 (cm)	ϕ_2 (mm)	S_2 (cm)	d_x (cm)	d_y (cm)	d (cm)	ρ_x	ρ_y
P1	16	2,0	10	11	10	10	13,50	12,50	13,00	0,0045	0,0049
P2	16	2,0	10	11	12,5	12	13,50	12,38	12,94	0,0045	0,0064
P6	16	2,0	12,5	12	12,5	12	13,38	12,13	12,76	0,0064	0,0064

Nas Tabelas 3.5, 3.6 e 3.7 são apresentados outros dados utilizados para determinar as tensões cisalhantes solicitantes e resistentes na ligação laje-pilar, conforme a nomenclatura adotada pelas normas NBR 6118, EUROCODE e ACI.

Conforme a NBR 6118, W_{p1} e W_{p2} atuam nos momentos fletores M_b e M_h , respectivamente. Em relação ao EUROCODE, W_1 e W_2 foram calculados para os momentos M_b e M_h , nessa ordem.

De acordo com o ACI, J_{c1} e J_{c2} atuam nos momentos fletores M_b e M_h , respectivamente. Verifica-se também que γ_{v1} e γ_{v2} foram determinados para os momentos fletores M_b e M_h , respectivamente.

Tabela 3.5 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme NBR 6118

NBR 6118										
PILAR	Perímetros críticos			Contorno C		Contorno C'		Contorno C''		Stud
	C (cm)	C' (cm)	C'' (cm)	W_{p1} (cm ²)	W_{p2} (cm ²)	W_{p1} (cm ²)	W_{p2} (cm ²)	W_{p1} (cm ²)	W_{p2} (cm ²)	f_{ywd} (MPa)
P1	120	284	510	1.350	1.350	8.065	8.065	26.290	26.290	300
P2	120	283	572	1.350	1.350	8.021	8.021	33.105	33.105	300
P6	120	280	570	1.350	1.350	7.891	7.891	32.842	32.842	300

Tabela 3.6 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme EUROCODE

EUROCODE											
PILAR	Perímetros críticos			Contorno u_0		Contorno u_1		Contorno u_{out}		Efeito tamanho	Stud
	u_0 (cm)	u_1 (cm)	u_{out} (cm)	W_1 (cm ²)	W_2 (cm ²)	W_1 (cm ²)	W_2 (cm ²)	W_1 (cm ²)	W_2 (cm ²)	k	$f_{ywd,ef}$ (MPa)
P1	120	284	468	1.350	1.350	8.065	8.065	26.290	26.290	2	285
P2	120	283	531	1.350	1.350	8.021	8.021	33.105	33.105	2	285
P6	120	280	530	1.350	1.350	7.891	7.891	32.842	32.842	2	285

Tabela 3.7 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme ACI

ACI													
PILAR	Perímetro crítico		Contorno b_o		Contorno b_{out}		Contorno b_o		Contorno b_{out}		Dados adicionais		
	b_o (cm)	b_{out} (cm)	γ_{v1}	γ_{v2}	γ_{v1}	γ_{v2}	J_{c1} (cm ⁴)	J_{c2} (cm ⁴)	J_{c1} (cm ⁴)	J_{c2} (cm ⁴)	β	λ_s	f_{yt} (MPa)
P1	172	384	0,4	0,4	0,4	0,4	704.806	704.806	13.223.026	13.223.026	1	1	420
P2	172	446	0,4	0,4	0,4	0,4	698.520	698.520	21.245.278	21.245.278	1	1	420
P6	171	444	0,4	0,4	0,4	0,4	679.884	679.884	20.864.826	20.864.826	1	1	420

Em P2 e P6, adotou-se armadura de cisalhamento em 5 camadas, considerando 20 studs com área de aço total de 6,23 cm² por camada. As armaduras estão afastadas entre si por 10 cm, e a distância da primeira linha de conectores tipo pino ou studs até a face do pilar ou apoio é igual 6 cm.

A Figura 3.4 mostra o detalhamento da armadura de cisalhamento (conector tipo pino) ao redor da ligação laje-pilar interna P2 e P6. Em P2, existe um avanço de laje nas bordas com espaço suficiente para a colocação das armaduras.

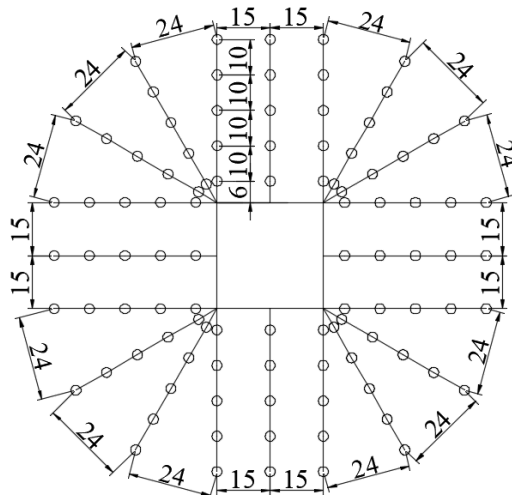


Figura 3.4 – Armadura de cisalhamento ao redor do pilar P2 e P6 - Medidas em cm

Devido ao menor carregamento axial na ligação laje-pilar interna próxima ao canto da laje (P1), foram utilizados os mesmos padrões de dimensionamento das armaduras de cisalhamento em P2 e P6, com exceção do número de camadas. Neste caso, 4 camadas de studs foi suficiente para uma satisfatória resistência à punção em P1 de acordo com a Figura 3.5.

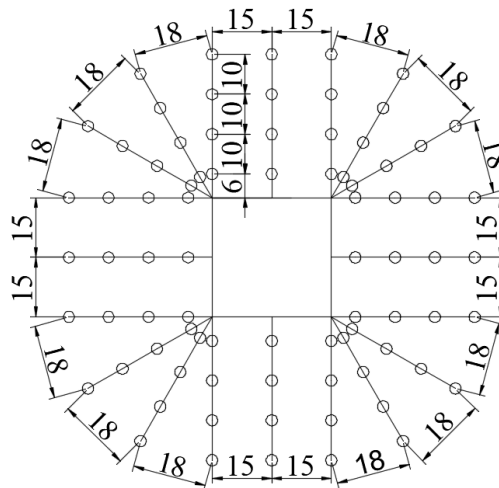


Figura 3.5 – Armadura de cisalhamento ao redor do pilar P1 - Medidas em cm

Os studs foram posicionados ao redor do apoio, espaçados entre as linhas da última camada de armadura menor que duas vezes a altura útil da laje. Dessa forma, a posição dos studs garante um perímetro crítico externo à região de armadura de cisalhamento calculado, diferente do perímetro de controle externo efetivo conforme NBR 6118 e EUROCODE.

Na verificação da ruptura por tração diagonal do concreto, a Tabela 3.8 apresenta as tensões cisalhantes resistentes proporcionadas pelas armaduras de cisalhamento e concreto nas ligações laje-pilar P1, P2 e P6.

Tabela 3.8 – Parcela de punção resistida pela armadura de cisalhamento e concreto

PILAR	Armadura de cisalhamento			Concreto		
	NBR 6118 (MPa)	EUROCODE (MPa)	ACI (MPa)	NBR 6118 (MPa)	EUROCODE (MPa)	ACI (MPa)
P1	0,98	0,93	1,14	0,55	0,49	1,03
P2	0,98	0,93	1,14	0,58	0,52	1,03
P6	0,98	0,93	1,14	0,62	0,55	1,03

Na Tabela 3.9, são apresentadas as tensões de punção para os pilares ou apoios analisados. Verifica-se que foi necessário usar armaduras de cisalhamento nas ligações laje-pilar para garantir uma resistência maior que a sollicitação, na verificação da ruptura por tração diagonal do concreto.

Tabela 3.9 – Tensões de cisalhamento nos perímetros críticos

Normas	Tensões (MPa)	P1	P2	P6
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,70	0,74	0,78
	τ_{Sd1}	0,48	0,48	0,57
	τ_{Rd3}	1,53	1,56	1,60
	τ_{Sd3}	1,03	1,06	1,17
	τ_{Rd2}	5,09	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	3,73	3,15	2,86
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,58	0,61	0,64
	v_{Ed3}	0,52	0,51	0,61
	$V_{Rd,cs}$	1,42	1,45	1,48
	v_{Ed2}	1,03	1,06	1,17
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,28	5,28
	v_{Ed1}	3,73	3,15	2,86
ACI	v_{cout}	0,70	0,70	0,70
	$V_{u,AB2}$	0,43	0,43	0,52
	v_n	2,17	2,17	2,17
	$V_{u,AB1}$	1,34	1,31	1,38
<p>τ_{Rd1} e τ_{Sd1} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C'', τ_{Rd3} e τ_{Sd3} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C', τ_{Rd2} e τ_{Sd2} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C, $V_{Rd,c}$ e v_{Ed3} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_{out}, $V_{Rd,cs}$ e v_{Ed2} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_1, $V_{Rd,max}$ e v_{Ed1} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_0, v_{cout} e $V_{u,AB2}$ são as tensões resistentes e solicitantes considerando a ruptura na região externa às armaduras, v_n e $V_{u,AB1}$ são as tensões resistentes e solicitantes considerando a ruptura na tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento.</p>				

Conforme a Tabela 3.9, pode-se observar que existem tensões solicitantes muito próximas de acordo com a NBR 6118 e EUROCODE, pois as duas normas apresentam uma metodologia de cálculo parecida. Dessa forma, a comparação que de fato vai mostrar a diferença de abordagem entre as normas é a tensão resistente.

A Figura 3.6 mostra as relações das tensões atuantes e tensões resistentes nas ligações laje-pilar e se verifica que os apoios analisados apresentam boa resistência ao puncionamento, pois as tensões solicitantes foram menores que as capacidades últimas. Verifica-se que o EUROCODE foi a norma que apresentou as maiores relações de tensões cisalhantes em todos os apoios estudados.

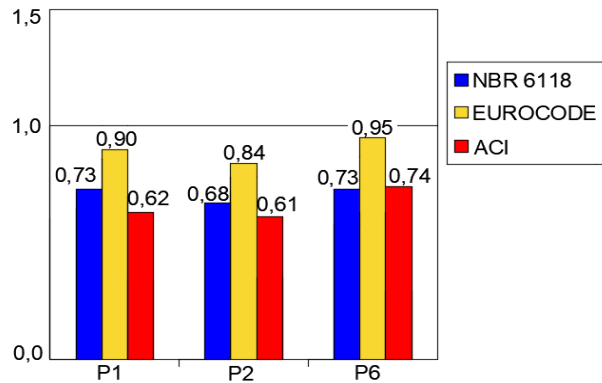


Figura 3.6 – Relação tensão atuante e resistente nos apoios

3.1.2. Armaduras contra o colapso progressivo

Na Tabela 3.10, são apresentadas as áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo nas ligações estudadas, conforme o cálculo realizado pelas normas NBR 6118:2014, GSA:2013 e CEB:2010. Em seguida, a Figura 3.7 ilustra a comparação entre as áreas de aço das armaduras.

Tabela 3.10 – Áreas de aço das armaduras contra colapso progressivo

Pilar	N_k (kN)	NBR 6118 (cm ²)	GSA (cm ²)	CEB (cm ²)
P1	177,1	7,33	10,81	8,23
P2	228,6	9,46	10,81	10,62
P6	290,5	12,03	10,81	13,50

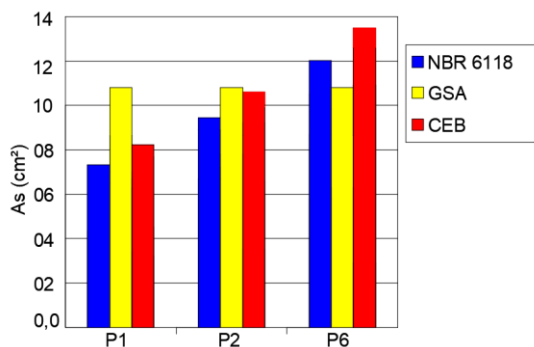


Figura 3.7 – Comparação das áreas de aço das armaduras

Verifica-se que em P2, as áreas das armaduras calculadas são próximas conforme os resultados obtidos pelas três normas. A armação obtida pela GSA não tem variação de acordo com a reação do pilar, pois a área de aço depende da seção da laje e resistência do material, como ilustra a Figura 3.5.

Observa-se que em P1, a área de aço encontrada pela GSA foi quase 50% maior em relação a NBR 6118. Dessa forma, conclui-se que pode haver uma grande divergência de resultados entre as normas.

Pode-se perceber que para maior carregamento no apoio, a norma mais conservadora é o CEB por apresentar a maior área de aço das armaduras contra o colapso progressivo. Dessa forma, a ligação danificada apresenta maior resistência residual e diminui a parcela de carga que vai para os apoios vizinhos ao rompido.

Em relação ao dimensionamento realizado pela NBR 6118, usou-se o fator de majoração da carga em 1,2 conforme o item 19.5.4 apresentado pela norma. Caso um projetista adotasse um fator de majoração mais elevado, existiria um maior conservadorismo.

O projeto original não previa o emprego das armaduras contra o colapso progressivo nas ligações laje-pilar da estrutura, portanto as armaduras na região inferior da ligação podem substituir a tarefa de armadura de prevenção à propagação de novos danos, caso estejam bem ancoradas na laje.

As armaduras positivas nos pilares analisados indicam uma área de aço de aproximadamente $2,0 \text{ cm}^2$, um valor muito menor que os resultados apresentados pelas três normas. Assim, pode-se concluir que a resistência residual da ligação rompida não condiz com os documentos normativos e existe grande chance de colapso progressivo após a perda de um apoio.

3.1.3. Comportamento pós punção

Após a ruptura por punção em uma ligação laje-pilar interna, analisou-se o comportamento da estrutura considerando resistência residual nula ou parcial do apoio danificado. Depois de um dano local, aconteceu uma redistribuição de cargas e se verificou a possibilidade de um novo punção nas ligações mais sobrecarregadas.

De forma não simultânea, foram removidos os pilares P1, P2 e P6 com o objetivo de analisar a estrutura considerando os três tipos específicos de apoio (pilar interno, pilar de canto e pilar de borda). Vale ressaltar que não foi realizado um estudo do comportamento global da estrutura,

após uma ruptura por punção e a redistribuição de momentos e reações foi analisada em somente um pavimento da edificação depois de um dano local.

A - Ruptura de P1

Ao remover a ligação laje-pilar interna próxima ao canto, P1, houve uma redistribuição de esforços na estrutura, conforme Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Reações de apoio após a ruptura completa de P1

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	-	-	-	P7	281,2	10,3	15,1
P2	390,4	18,1	107,3	P8	239,4	6,7	16,3
P3	192,0	19,8	26,8	P9	146,2	14,1	27,5
P4	181,7	24,7	22,9	P10	220,6	5,3	12,0
P5	398,4	101,1	19,9	P11	231,2	13,7	14,9
P6	227,1	9,4	7,3	P12	174,3	18,6	16,7

O somatório de todas as reações nos pilares apresenta valores de 2682,4 kN e 2682,5 kN, respectivamente para a estrutura sem danos e a construção com a perda do apoio P1 por punção, pois o carregamento aplicado na laje é sempre o mesmo, não importa qual situação e, se verifica que não existe diferença significativa de resultados.

Após a ruptura por punção, os esforços encontrados são comparados com as cargas obtidas conforme estrutura íntegra, verificando o aumento ou diminuição das reações dos apoios de acordo com a Figura 3.8.

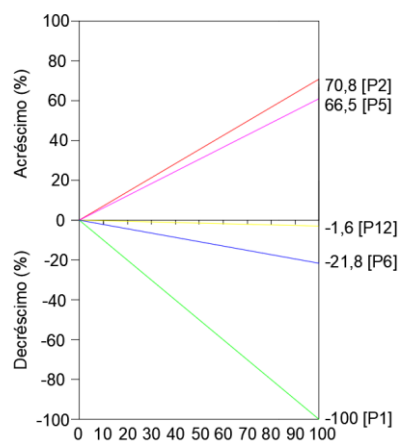


Figura 3.8 – Variação das reações de apoio após a ruptura completa de P1

Com a ruptura completa da ligação laje-pilar interna próximo ao canto (P1), um acréscimo de carga de 70,8% acontece no pilar adjacente ao removido (P2), de acordo com a Figura 3.8. Se a ligação laje-pilar danificada apresentar uma resistência pós punção de 15%, a sobrecarga nesse pilar passa para 60,2%.

Armaduras contra o colapso progressivo na ligação laje-pilar rompida permitem uma resistência residual de até 60%, conforme a pesquisa experimental realizada por Lima Neto (2003) na Universidade de Brasília.

Considerando uma resistência residual de 60% na ligação colapsada, existe um aumento de carga de 28,30% no pilar P2. Verifica-se que a ligação rompida consegue suportar mais esforço e transmite menos carga para o restante da estrutura.

A maior sobrecarga é encontrada nos apoios adjacentes ou vizinhos ao pilar danificado, pois a carga procura o caminho mais fácil a ser percorrido até a fundação após um dano na estrutura.

Observam-se também que as reações das ligações mais distantes ao apoio punçado praticamente não são afetadas, conforme a Figura 3.8. O pilar P12 teve uma pequena redução em sua reação.

Verifica-se um aumento parecido nas reações das ligações P2 e P5, pois o pilar P1 está localizado a mesma distância desses apoios e, conforme a estrutura íntegra, as reações em P2 e P5 são praticamente semelhantes. Dessa forma, a carga da ligação rompida procura um caminho alternativo e é transferida de forma igual para as ligações P2 e P5.

Após a ruptura por punção em P1, as tensões solicitantes e resistentes de cisalhamento são mostradas na Tabela 3.12 para a ligação laje-pilar P2, considerando uma resistência residual nula ou parcial na ligação danificada. As unidades adotadas para as tensões correspondem a MPa.

A Figura 3.9 ilustra as relações de tensões em P2, considerando uma resistência residual de 0% ou 60% em P1, com o objetivo de verificar o comportamento pós punção da estrutura analisada.

Para não existir chance de colapso progressivo na edificação, a relação tensão atuante e resistente deve ser menor que o limite definido como um. Dessa forma, garante-se que a resistência foi maior que a solicitação.

Tabela 3.12 - Tensões de cisalhamento nos perímetros críticos

Normas	Tensões (MPa)	P2 Sem resistência residual em P1	P2 Resistência residual de 60% em P1
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,74	0,74
	τ_{Sd1}	0,98	0,68
	τ_{Rd3}	1,56	1,56
	τ_{Sd3}	2,51	1,64
	τ_{Rd2}	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	9,55	5,71
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,61	0,61
	v_{Ed3}	1,04	0,72
	$V_{Rd,cs}$	1,45	1,45
	v_{Ed2}	2,51	1,64
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,28
	v_{Ed1}	9,55	5,71
ACI	v_{cout}	0,70	0,70
	$V_{u,AB2}$	0,84	0,59
	v_n	2,17	2,17
	$V_{u,AB1}$	3,30	2,10

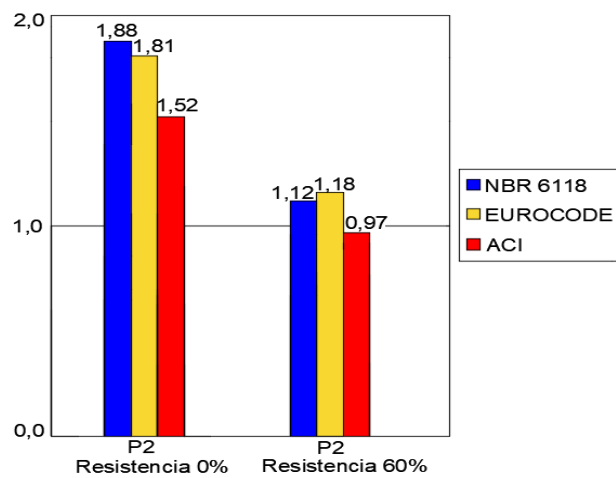


Figura 3.9 – Relação de tensões em P2 com ou sem resistência residual em P1

Conforme a Figura 3.9 e as normas NBR6118 e EUROCODE, verifica-se que existe uma grande chance de novas rupturas por punção na estrutura, mesmo com a presença de armadura contra o colapso progressivo em P1, devido ao grande acréscimo de carga em P2.

B - Ruptura de P2

Com a ruptura de uma ligação laje-pilar interna próxima a borda, P2, houve uma redistribuição de cargas na edificação, conforme a Tabela 3.13. Em sequência, na Figura 3.10, mostram-se as variações de reações dos apoios com a perda de P2, em valores percentuais.

Tabela 3.13 – Reações de apoio após a ruptura completa de P2

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	271,0	17,3	127,1	P7	267,8	1,9	7,3
P2	-	-	-	P8	235,7	0,9	19,0
P3	349,4	18,9	74,8	P9	172,1	11,3	20,9
P4	158,2	20,5	13,9	P10	207,9	4,3	5,7
P5	208,2	13,2	30,9	P11	223,4	12,2	4,5
P6	411,2	42,4	10,9	P12	178,9	22,6	23,7

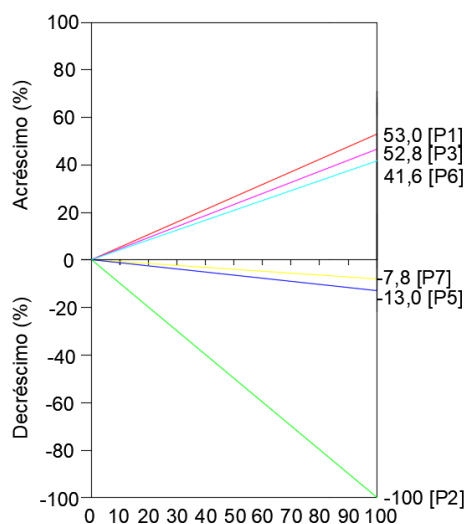


Figura 3.10 – Variação das reações após puncionamento de P2

Conforme a Figura 3.10, a ruptura total da ligação interna gera uma sobrecarga de 53,0% no pilar adjacente (P1), considerando nenhuma capacidade pós puncionamento da ligação P2. Admitindo uma resistência residual de 15% no pilar interno danificado, ocorre um acréscimo de 45,1% na carga inicial do projeto referente ao pilar P1.

Levando em conta armaduras contra o colapso progressivo na ligação rompida, pode existir uma resistência residual de 60% em P2. Com essa melhor eficiência no comportamento pós punção, a sobrecarga no pilar mais comprometido passa para 21,2%.

As tensões solicitantes e resistentes de punção para a ligação P1 após perda do apoio P2 são mostradas na Tabela 3.14, considerando uma ruptura total ou parcial da ligação interna colapsada.

Tabela 3.14 – Tensões de cisalhamento em P1 após ruptura completa ou parcial em P2

Normas	Tensões (MPa)	P1 Sem resistência residual em P2	P1 Resistência residual de 60% em P2
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,70	0,70
	τ_{Sd1}	0,93	0,66
	τ_{Rd3}	1,53	1,53
	τ_{Sd3}	2,19	1,50
	τ_{Rd2}	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	9,34	6,02
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,58	0,58
	v_{Ed3}	0,98	0,70
	$V_{Rd,cs}$	1,42	1,42
	v_{Ed2}	2,19	1,50
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,28
	v_{Ed1}	9,34	6,02
ACI	v_{cout}	0,70	0,70
	$V_{u,AB2}$	0,79	0,58
	v_n	2,17	2,17
	$V_{u,AB1}$	2,97	2,00

Na sequência, a Figura 3.11 mostra a relação tensão atuante e resistente na ligação laje-pilar P1, levando em conta o punção parcial ou completo em P2 com o propósito de avaliar a chance de novos danos.

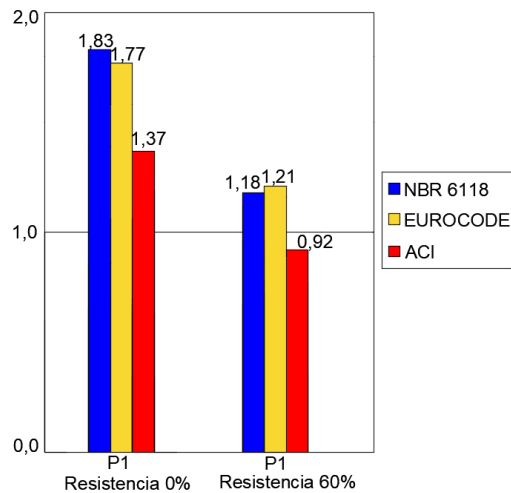


Figura 3.11 – Relações de tensões em P1 após ruptura parcial ou completa em P2

De acordo com a Figura 3.11, existe a possibilidade de colapso progressivo da estrutura, conforme NBR 6118 e EUROCODE, pois a tensão solicitante foi superior à tensão resistente na ligação laje-pilar. A norma ACI apresenta as menores relações de tensões sem existir uma chance de propagação de novos danos, admitindo uma resistência residual parcial na ligação rompida.

C - Ruptura de P6

A retirada do apoio P6 no programa computacional SAP 2000 simula a ruptura de uma ligação laje-pilar e provoca uma redistribuição de cargas, conforme a Tabela 3.15.

Tabela 3.15 – Reações de apoio após a ruptura completa de P6

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	163,3	33,2	32,8	P7	408,2	0,0	39,0
P2	308,2	79,3	9,8	P8	224,0	0,0	14,5
P3	217,3	28,9	4,9	P9	163,3	33,2	32,8
P4	174,2	21,0	21,4	P10	308,2	79,3	9,8
P5	324,1	0,0	81,7	P11	217,3	28,9	4,9
P6	-	-	-	P12	174,2	21,0	21,4

Em sequência, na Figura 3.12, mostram-se os aumentos ou diminuições nos esforços dos apoios ao redor da região rompida em valores percentuais.

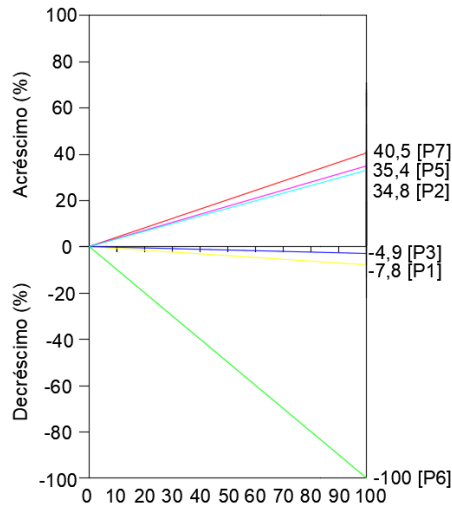


Figura 3.12 – Variação das reações após punção de P6

Verifica-se que os pilares internos próximos à borda e canto continuam recebendo a mesma parcela do carregamento de alvenaria distribuído linearmente em toda a periferia da laje, após ruptura da ligação P6.

Conforme a estrutura íntegra, a reação da ligação laje-pilar interna P6 considera somente o carregamento aplicado por área de laje, sem a contribuição da carga de alvenaria aplicada de forma linear nas bordas do pavimento.

Conforme a Figura 3.12, a ruptura total do apoio interno gera uma sobrecarga de 40,5% no pilar mais comprometido (P7), considerando a ausência de armaduras contra o colapso progressivo na ligação laje-pilar danificada. Admitindo uma resistência residual de 15% em P6, ocorre um acréscimo de 34,4% em P7, apoio vizinho ao removido no programa computacional.

Com a utilização da armadura de prevenção ao colapso progressivo, poderia considerar uma resistência residual de 60% em P6, e assim o aumento do pilar P7 passaria para 16,2%.

A ligação laje-pilar interna P7 apresenta as mesmas características e esforços do apoio P6, considerando a estrutura íntegra. Dessa forma, a ligação P7 foi dimensionada de forma semelhante ao apoio P6.

Para uma nova verificação ao punção, a Tabela 3.16 mostra as tensões atuantes e resistentes em P7 admitindo a ruína completa ou parcial em P6. A Figura 3.13 ilustra as relações de tensões, para analisar a possibilidade do surgimento de novas rupturas.

Tabela 3.16 – Tensões de cisalhamento em P7 após ruptura completa ou parcial em P6

Normas	Tensões (MPa)	P7 Sem resistência residual em P6	P7 Resistência residual de 60% em P6
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,78	0,78
	τ_{Sd1}	0,86	0,69
	τ_{Rd3}	1,60	1,60
	τ_{Sd3}	1,92	1,47
	τ_{Rd2}	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	5,63	3,97
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,64	0,64
	v_{Ed3}	0,92	0,74
	$V_{Rd,cs}$	1,48	1,48
	v_{Ed2}	1,92	1,47
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,28
	v_{Ed1}	5,63	3,97
ACI	v_{cout}	0,70	0,70
	$V_{u,AB2}$	0,77	0,62
	v_n	2,17	2,17
	$V_{u,AB1}$	2,36	1,77

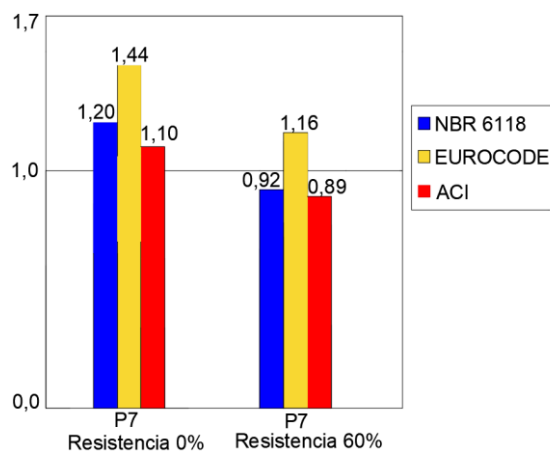


Figura 3.13 – Relações de tensões em P7 após ruptura parcial ou completa em P6

Conforme a Figura 3.13, verifica-se que as armaduras contra o colapso progressivo foram eficazes em evitar novos danos ou rupturas na estrutura, conforme as normas NBR 6118 e ACI 318.

Observa-se que de acordo com a norma europeia EUROCODE, haverá o colapso progressivo da edificação mesmo com uma resistência residual de 60% em P6. Torna-se necessário ampliar a capacidade de punção em P7, assegurando uma resistência maior que a solicitação.

3.1.4. Verificação utilizando as configurações das linhas de ruptura

O comportamento pós puncionamento de uma edificação foi estudado pelo Método das Linhas de Ruptura com o objetivo de determinar a carga de colapso em uma laje lisa de concreto armado.

A capacidade de flexão da laje foi determinada após a ruptura por punção de uma ligação laje-pilar próxima à borda (P2), sem considerar qualquer resistência residual. Após a perda de um apoio por punção na estrutura, os esforços foram redistribuídos para os pilares vizinhos, existindo um aumento ou diminuição das reações.

De acordo com a Figura 3.14, pode-se observar a aplicação de um deslocamento virtual unitário (J) no ponto que foi removido o apoio e, o traçado de uma linha de ruptura positiva cortando as armaduras positivas presentes na ligação danificada e, uma linha de ruptura negativa cortando as armaduras negativas localizadas nos apoios ao redor da ligação rompida.

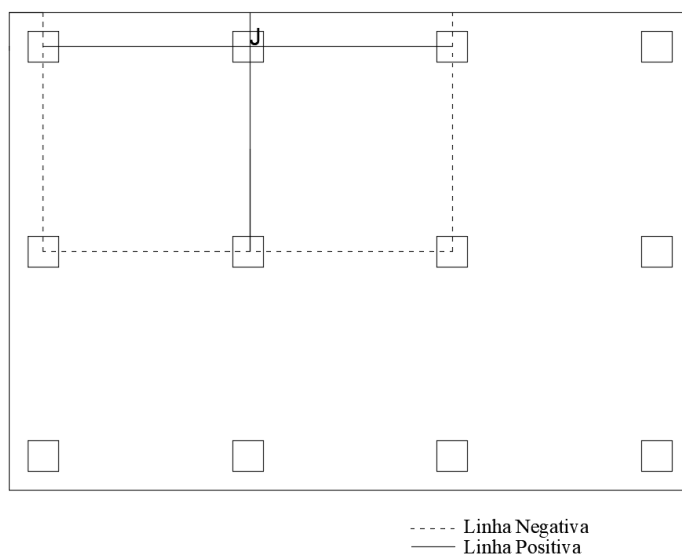


Figura 3.14 – Linhas de ruptura positiva e negativa após a ruptura por punção em P2

Conforme a Figura 3.14, observa-se um possível mecanismo de colapso da laje, de acordo com as linhas de ruptura traçadas. É preciso adotar a menor carga de ruína do conjunto de resultados obtidos pelo Método das Linhas de Ruptura.

Segundo a Figura 3.15, verifica-se o volume da laje deformada, após aplicado um deslocamento virtual unitário (J), considerando as rotações do pavimento em torno do ponto que contém J.

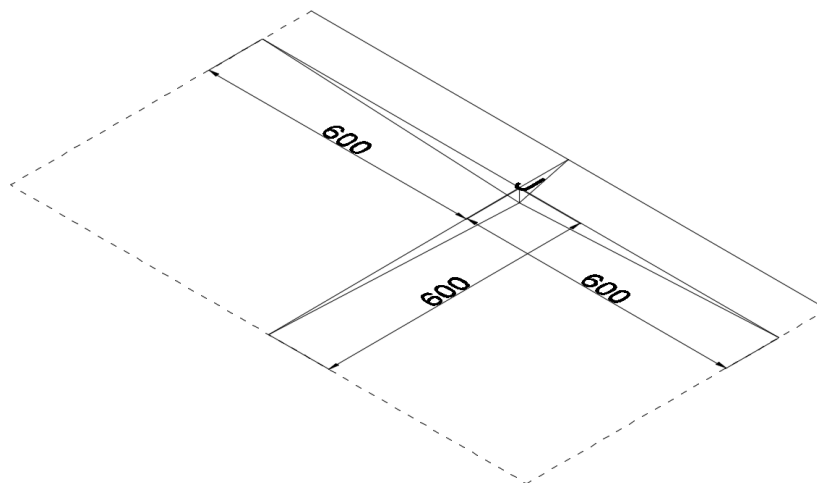


Figura 3.15 – Volume limitado pela laje deformada – Dimensões em cm

A linha de ruptura deve cortar as armaduras presentes na laje, considerando um comprimento de ancoragem suficientemente satisfatório, conforme as prescrições dos documentos normativos.

Conforme preconizado pela NBR 6118, deve existir um comprimento de ancoragem com valores de aproximadamente 27 cm, 34 cm, 42 cm para as armaduras de 8 mm, 10 mm, e 12,5 mm, respectivamente.

As Figuras 3.16, 3.17, 3.18 e 3.19 apresentam o detalhamento das armaduras positivas e negativas nas duas direções ortogonais da laje, em concordância ao projeto original desenvolvido para determinar os momentos de plastificação.

As armaduras nas duas direções ortogonais do pavimento foram dimensionadas em faixas com largura de 150 cm divididas ao longo de todos os vãos existentes na estrutura analisada. As armaduras de flexão foram calculadas considerando o Método dos Pórticos Equivalentes, portanto, não foi usado o Método dos Elementos Finitos.

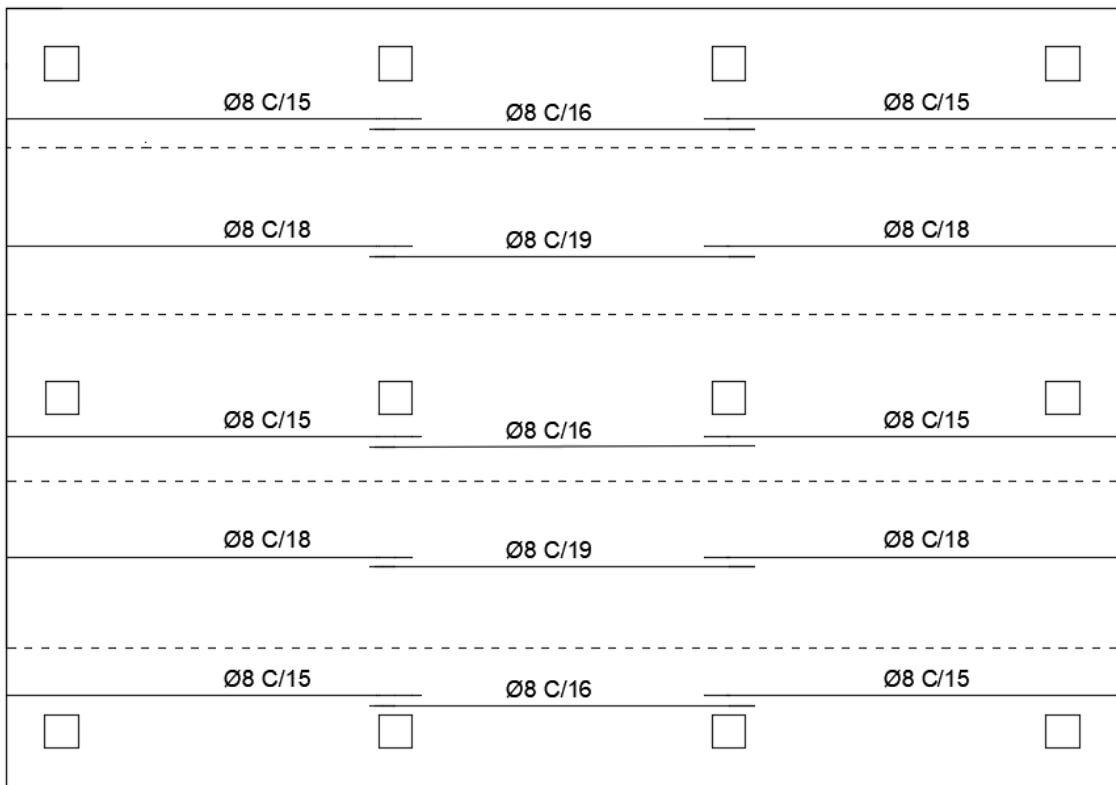


Figura 3.16 – Armadura positiva na direção X

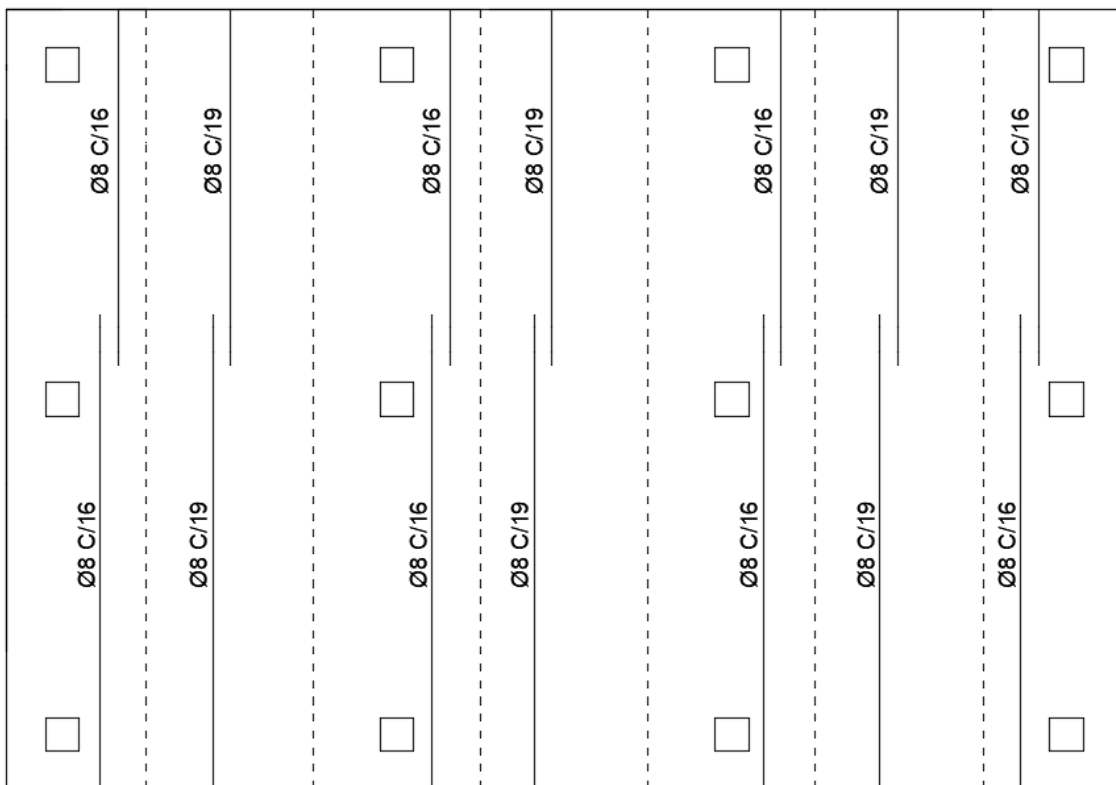


Figura 3.17 – Armadura positiva na direção Y

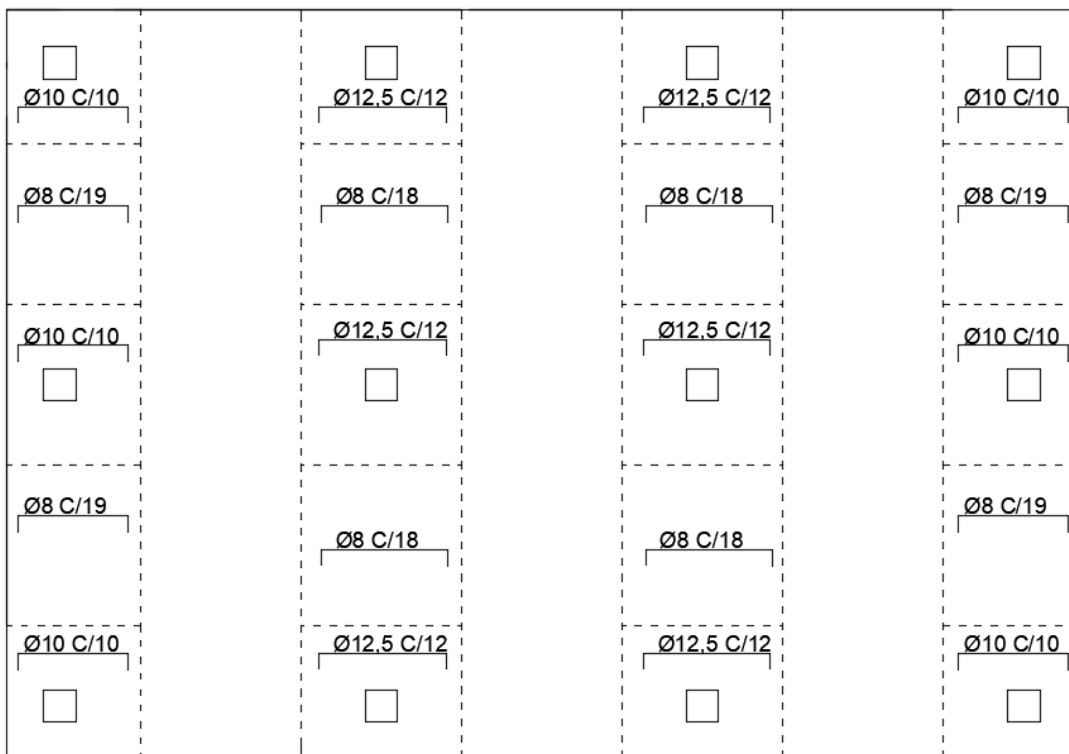


Figura 3.18 – Armadura negativa na direção X

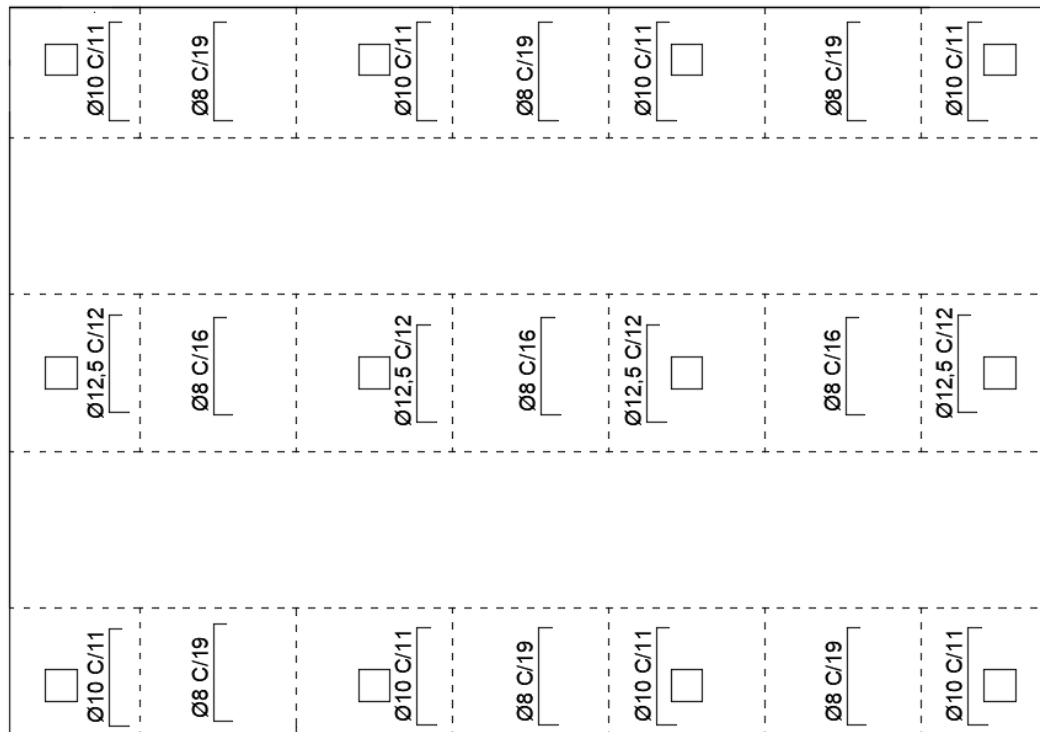


Figura 3.19 – Armadura negativa na direção Y

As Figuras 3.20, 3.21, 3.22 e 3.23 mostram os momentos de plastificação positivos e negativos nas direções X e Y de acordo com o traçado das linhas positivas e negativas de ruptura no pavimento estudado.

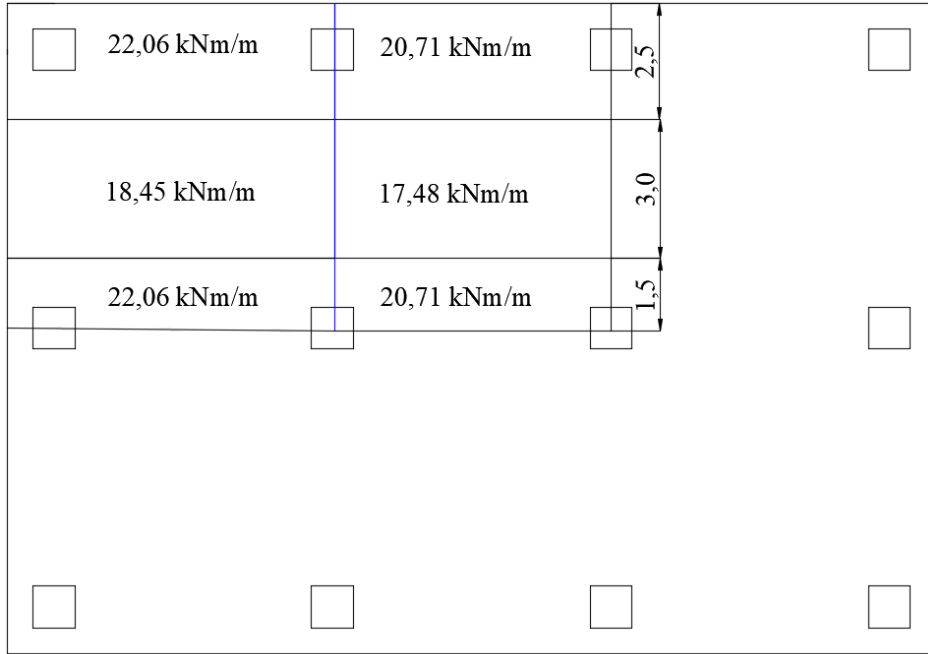


Figura 3.20 – Momentos de plastificação positivos na direção X – Cotas em m

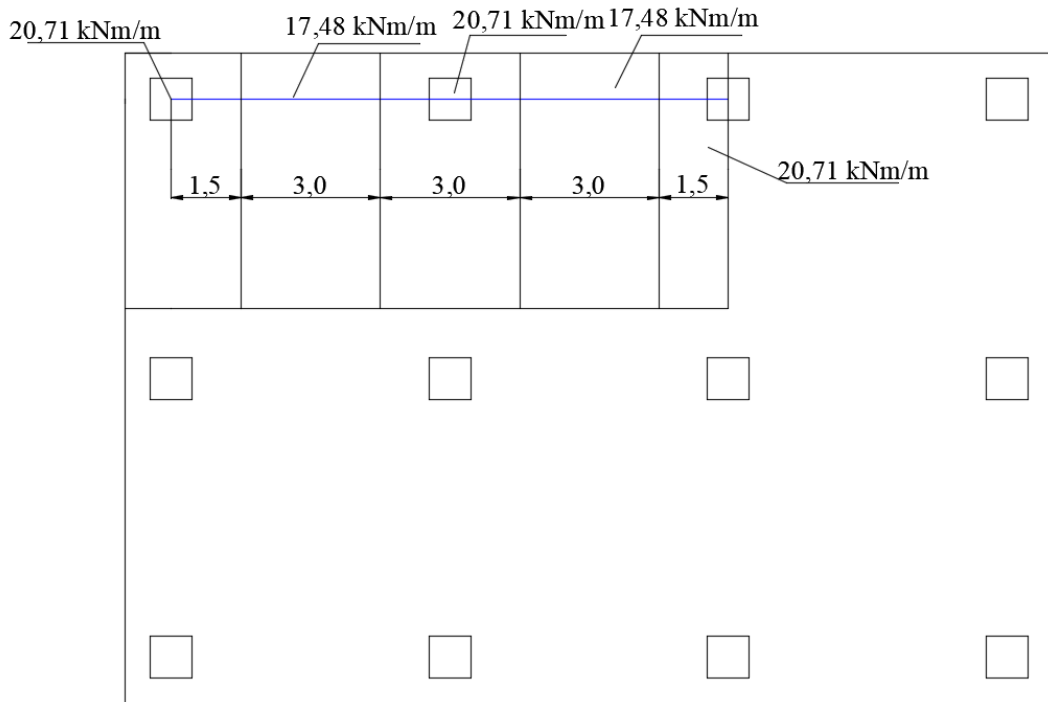


Figura 3.21 – Momentos de plastificação positivos na direção Y – Cotas em m

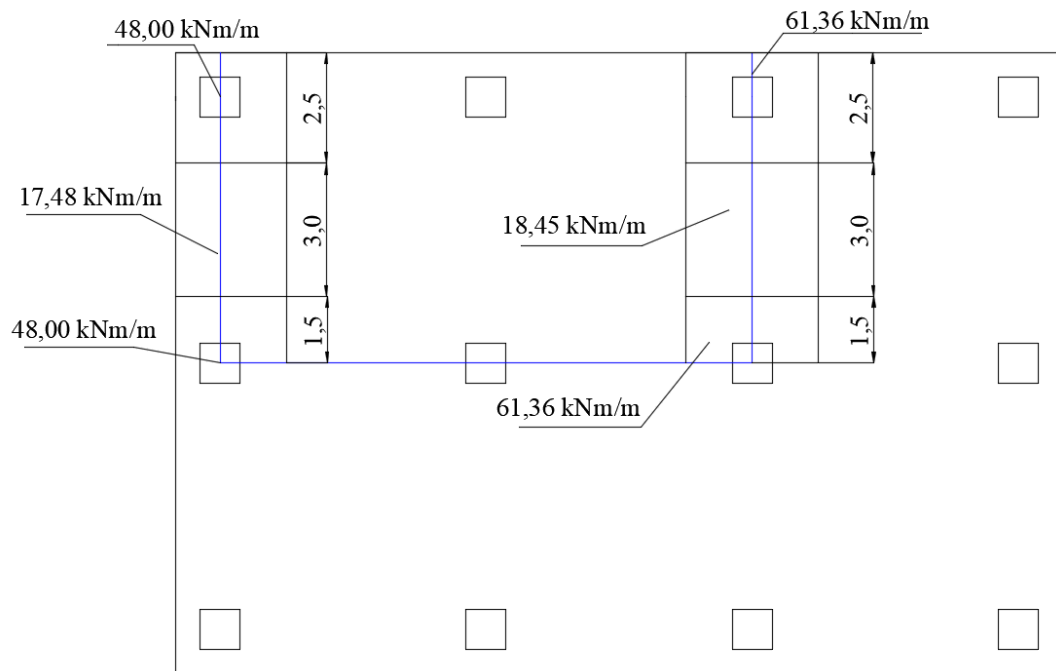


Figura 3.22 – Momentos de plastificação negativos na direção X – Cotas em m

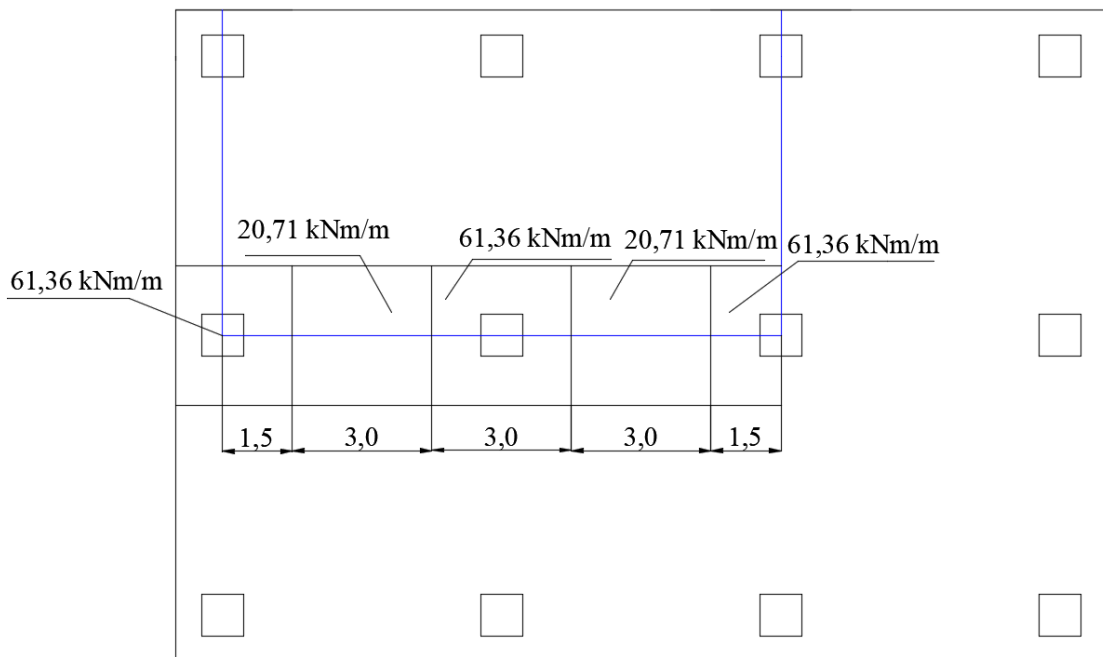


Figura 3.23 – Momentos de plastificação negativos na direção Y – Cotas em m

O método das linhas de ruptura pode ser calculado pelo princípio dos trabalhos virtuais considerando o trabalho externo exigido pela carga e o trabalho interno utilizado pela laje para se deformar.

São apresentados a seguir, os cálculos realizados conforme a configuração da linha de ruptura adotada, considerando as geometrias, rotações e momentos de plastificação no pavimento.

3.1.4.1. Trabalho externo

Conforme Langendonk (1970) e Johansen (1962), o trabalho externo exigido por uma carga aplicada de forma uniforme em uma laje pode ser determinado pelo produto da carga de ruptura e volume da laje deslocada após a aplicação do deslocamento virtual unitário.

Conforme a Equação 3.2, o volume obtido é $280.000,0 \delta$ (cm³) e o trabalho externo exigido pela carga é:

$$W_{ext} = q \int f dS = q \cdot Vs \quad \text{Equação 3.2}$$

$$W_{ext} = 280.000,0 \cdot \delta \cdot q \text{ (cm}^3\text{)}$$

3.1.4.2. Trabalho interno

A - Trabalho interno positivo

O trabalho interno pode ser definido como a energia exigida pela laje para se deformar após aplicado o deslocamento unitário virtual no ponto que foi removido o apoio conforme a Equação 3.3.

$$W_{int} = \sum m_i \cdot l_i \cdot \theta_i \quad \text{Equação 3.3}$$

Onde:

m é o momento por unidade de comprimento,

θ é a rotação da laje,

l é o trecho de boa aderência das armaduras que foram cortadas pelas linhas de ruptura.

$$\begin{aligned} W_{int+} = \delta \left(20,71 \cdot 2,5 \cdot \frac{1}{600} + 22,06 \cdot 2,5 \cdot \frac{1}{600} + 17,48 \cdot 3,0 \cdot \frac{0,5}{600} + 18,45 \cdot 3 \cdot \frac{0,5}{600} \right. \\ \left. + 20,71 \cdot 1,5 \cdot \frac{0,125}{600} + 22,06 \cdot 1,5 \cdot \frac{0,125}{600} + 2 \cdot 20,71 \cdot 1,5 \cdot \frac{0,125}{600} \right. \\ \left. + 2 \cdot 17,48 \cdot 3 \cdot \frac{0,5}{600} + 20,71 \cdot 3 \cdot \frac{1}{600} \right) = 0,48 \text{ kNm} \end{aligned}$$

B - Trabalho interno negativo

$$\begin{aligned} W_{int-} = \delta \left(48 \cdot 2,5 \cdot \frac{1}{600} + 17,48 \cdot 3 \cdot \frac{0,5}{600} + 48 \cdot 1,5 \cdot \frac{0,125}{600} + 61,36 \cdot 2,5 \cdot \frac{1}{600} \right. \\ \left. + 18,45 \cdot 3 \cdot \frac{0,5}{600} + 61,36 \cdot 1,5 \cdot \frac{0,125}{600} + 61,36 \cdot 3 \cdot \frac{1}{600} + 2 \cdot 20,71 \cdot 3 \cdot \frac{0,5}{600} \right. \\ \left. + 2 \cdot 61,36 \cdot 1,5 \cdot \frac{0,125}{600} \right) = 1,03 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Aplicando o princípio dos trabalhos virtuais, igualando a energia externa da carga com a energia interna da laje, chega-se na seguinte carga de colapso.

$$W_{int} = W_{ext}$$

$$(48 + 103) \cdot \delta = 280000 \delta \cdot q$$

$$q = 5,39 \frac{kN}{m^2}$$

Com a ruptura por punção em P2, torna-se necessário verificar a nova capacidade de flexão da laje pelo método das linhas de ruptura, pois o pavimento é sobrecarregado quando o momento negativo se transforma em momento positivo, considerando a perda de um apoio.

Verifica-se que a carga de colapso calculada foi menor em 44% em relação a carga prevista para atuar na laje (9,58 kN/m²). Dessa forma, após a perda do apoio P2, existe grande possibilidade da ocorrência de colapso progressivo na estrutura.

Existem vários mecanismos possíveis de colapso conforme as linhas de ruptura positivas e negativas traçadas no pavimento. Observa-se que não há necessidade de buscar outra configuração de ruptura pois a laje já se encontra em uma situação crítica.

Conclui-se que a carga de ruptura da laje foi menor que o carregamento aplicado no pavimento, após a ruptura por punção na ligação laje-pilar interna próxima à borda, pois com a perda do apoio existe um grande vão entre os pilares P1 e P3 e uma pequena taxa de armadura na laje, com valor máximo de 0,64%.

Vale ressaltar que, na análise não foi considerado nenhuma resistência residual da ligação laje-pilar danificada. Caso considerasse alguma armadura contra o colapso progressivo em P2, a situação poderia ser amenizada, pois a carga de colapso seria maior.

3.2. SEGUNDO EXEMPLO

O estudo da edificação foi realizado conforme um projeto estrutural já executado e dimensionado em 2015. A estrutura foi disponibilizada considerando a correspondência particular de Piancastelli (2021).

O comportamento pós punção de uma estrutura em concreto armado, localizada em Minas Gerais, foi analisado usando um programa computacional de projetos estruturais em concreto armado de versão recente, Eberick.

A área de aço da armadura recomendada para prevenir o colapso progressivo também foi dimensionada por três normas, conforme as reações dos pilares, resistência do material ou seção da laje.

A estrutura analisada apresenta seis pavimentos considerando no terceiro andar uma garagem formada por uma laje nervurada com 35 cm de espessura, pé direito de 270 cm, dois núcleos rígidos formados pela escada e elevador, e aberturas no pavimento para passagem de tubulações hidrossanitárias. Existe também uma rampa de acesso para carros no canto esquerdo da construção e vigas de fechamento interligando pilares de canto e borda. A planta desse pavimento está mostrada na Figura 3.24.

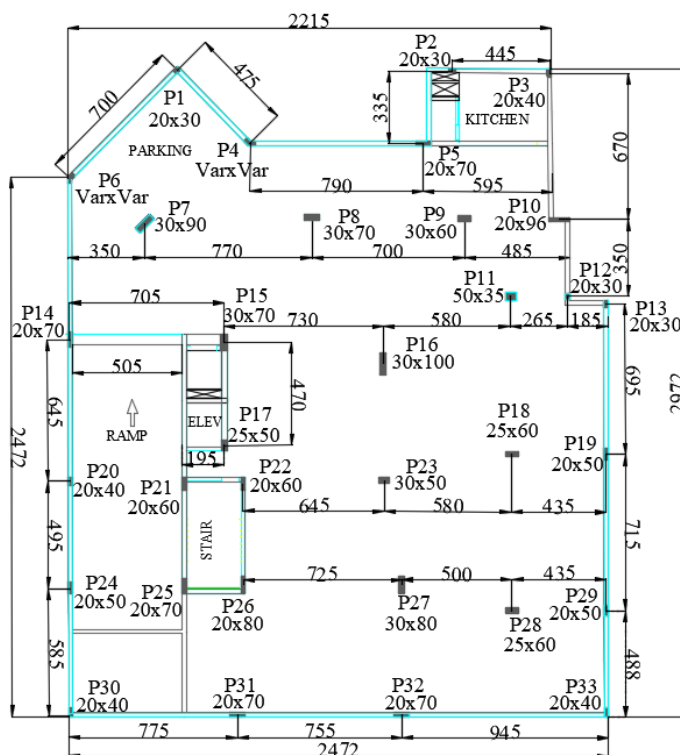


Figura 3.24 – Planta baixa do terceiro pavimento – cotas em cm

Foram objetos de estudo, os pilares localizados em uma garagem situada no terceiro pavimento da edificação. O f_{ck} utilizado em todos os elementos estruturais corresponde à 30 MPa. É apresentado na Figura 3.25, um corte da seção transversal da laje nervurada.

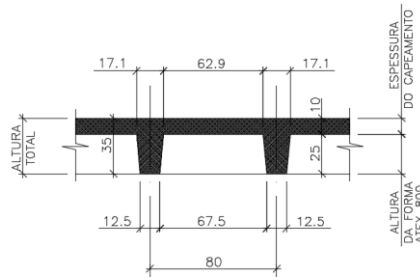


Figura 3.25 – Corte da seção transversal da laje nervurada – cotas em cm

O projeto apresentava o detalhamento das armaduras de cisalhamento nas ligações laje-pilar e, armaduras de flexão positivas e negativas nos pavimentos presentes na edificação em análise ou estudo.

Forças horizontais provenientes da ação do vento foram consideradas na estrutura localizada em Belo Horizonte de acordo com a NBR 6123. Admitindo a Tabela 3.17, as cargas verticais adotadas no projeto estrutural foram obtidas conforme a NBR 6120. Foram lançadas na laje do terceiro pavimento, uma sobrecarga de 5,0 kN/m² e carga permanente de 6,02 kN/m².

Tabela 3.17 – Carregamento utilizado

Discriminação	Carga
Permanentes (distribuída):	(kN/m²)
Peso próprio da laje nervurada (h = 35,0 cm)	4,60
Revestimento	1,23
Alvenaria	0,19
Acidental:	(kN/m²)
Sobrecarga (garagem)	5,0
Total(kN/m²)	11,02

A NBR 6120 é uma norma brasileira que apresenta os valores de cargas acidentais e revestimentos adotados em um projeto estrutural, conforme o tipo ou finalidade da estrutura ou edificação.

A Analogia de Grelha é o método de análise de laje adotado pelo software Eberick, consistindo em simular uma placa através de elementos de barras que cruzam entre si formando ângulo reto.

Alguns ajustes no default podem ser realizados por meio da edição da rigidez à flexão e torção das barras presentes no modelo de grelha, quando existir uma grande concentração de tensões em uma região específica do pavimento.

Na distribuição de esforços no pórtico estrutural do software Eberick, considerou-se apenas uma análise elástica. Conseqüentemente, os momentos fletores negativos nas ligações laje-pilar aumentam devido a elevação da rigidez no apoio. Conforme a Figura 3.26, verifica-se o diagrama de momentos presumindo uma análise elástica e plástica.

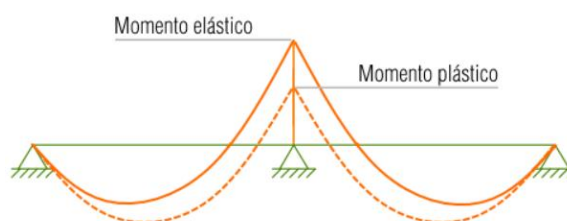


Figura 3.26 – Diagrama de momentos elásticos e plásticos (EBERICK, 2022)

A análise da edificação íntegra foi realizada considerando o processamento do pórtico estrutural pelo software e o registro de cada reação transferida para todos os pilares. Em seguida, uma ligação laje-pilar é puncionada considerando a retirada de um apoio na estrutura do programa computacional, causando uma redistribuição de carregamentos. Admitindo um acréscimo de cargas e momentos, avaliou-se a capacidade de uma ligação laje-pilar sobrecarregada em resistir aos esforços atuantes de punção.

3.2.1. Verificação ao puncionamento

Uma verificação ao puncionamento foi realizada para os pilares P11, P23 e P27 presentes em uma estrutura íntegra de acordo com o dimensionamento obtido pelas normas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2019.

Conforme a Tabela 3.18, as cargas e momentos em duas direções calculadas pelo programa computacional Eberick são mostradas admitindo todos os apoios presentes na estrutura sem nenhum tipo de ruptura localizada. Os pilares P11, P23 e P27 foram escolhidos por se tratar de ligações laje-pilar internas com a possibilidade de uma ruptura por punção.

Tabela 3.18 – Reações de apoio da estrutura íntegra

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	117,3	9,5	28,3	P18	465,7	30,1	3,5
P2	99,6	4,0	18,1	P19	220,4	0,3	14,1
P3	134,9	15,5	44,4	P20	82,9	5,4	41,3
P4	156,8	31,5	18,8	P21	128,1	7,5	35,9
P5	215,0	9,5	34,3	P22	193,0	10,2	39,1
P6	145,9	11,4	26,9	P23	415,7	57,3	1,3
P7	546,4	83,6	23,5	P24	163,4	11,3	65,2
P8	500,7	20,5	33,5	P25	240,3	13,6	102,6
P9	332,9	43,3	6,0	P26	317,9	9,0	29,2
P10	159,7	40,9	39,6	P27	530,0	25,7	107,3
P11	332,1	15,7	20,2	P28	424,3	33,9	3,4
P12	56,9	1,9	6,2	P29	186,4	4,4	36,2
P13	86,3	4,6	28,3	P30	153,6	27,8	40,9
P14	243,4	31,9	54,2	P31	278,3	0,6	59,4
P15	373,9	75,5	31,8	P32	255,4	1,4	48,4
P16	590,7	20,5	69,1	P33	131,0	35,3	19,7
P17	173,1	9,1	45,6	-	-	-	-

A Tabela 3.19 apresenta os carregamentos, seção transversal dos apoios para a verificação ao puncionamento. Os momentos fletores M_b atuam na menor direção e os momentos fletores M_h atuam na maior direção de uma ligação laje-pilar.

Tabela 3.19 – Cargas e dimensões para verificação das ligações laje-pilar

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	D_1 (m)	D_2 (m)
P11	332,1	15,7	20,2	0,5	0,35
P23	415,7	57,3	1,3	0,3	0,5
P27	530,0	25,7	107,3	0,3	0,8

A altura útil da laje pode ser determinada de acordo com a Equação 3.4, sendo d_x e d_y indicados na Figura 3.27.

$$d = \frac{d_x + d_y}{2}$$

Equação 3.4

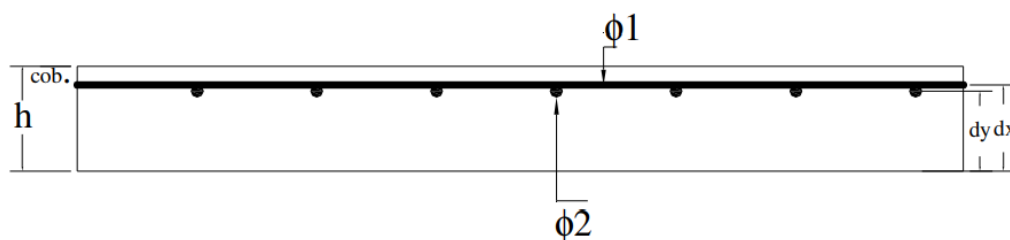


Figura 3.27 – Alturas úteis das barras nas duas direções ortogonais (DUMARESQ, 2008)

A Tabela 3.20 mostra os valores do cálculo da altura útil e taxa geométrica de armadura negativa na ligação laje-pilar com objetivo de determinar as tensões resistentes de cisalhamento no apoio analisado.

Tabela 3.20 – Altura efetiva e taxa de armadura na ligação laje-pilar

PILAR	Altura		Armadura de Flexão				Altura útil			Taxa de armadura	
	h (cm)	c _{ob} (cm)	Ø ₁ (mm)	S ₁ (cm)	Ø ₂ (mm)	S ₂ (cm)	d _x (cm)	d _y (cm)	d (cm)	ρ _x	ρ _y
P11	35	3	12,5	10	16	15	31,4	30,0	30,7	0,0035	0,0038
P23	35	3	12,5	10	12,5	10	31,4	30,1	30,8	0,0035	0,0035
P27	35	3	16	10	12,5	10	31,2	29,8	30,5	0,0057	0,0035

Nas Tabelas 3.21, 3.22 e 3.23, são apresentados outros dados utilizados para determinar as tensões cisalhantes solicitantes e resistentes na ligação laje-pilar, conforme a nomenclatura adotada por cada modelo normativo.

Observa-se que existe uma metodologia de cálculo semelhante entre as normas EUROCODE e NBR 6118 na determinação de perímetros críticos e módulo de resistência plástico na ligação laje-pilar.

Conforme a NBR 6118, W_{p1} e W_{p2} atuam nos momentos fletores M_b e M_h , respectivamente. Em relação ao EUROCODE, W_1 e W_2 foram calculados para os momentos M_b e M_h , nessa ordem.

De acordo com o ACI, J_{c1} e J_{c2} atuam nos momentos fletores M_b e M_h , respectivamente. Verifica-se também que γ_{v1} e γ_{v2} foram determinados para os momentos fletores M_b e M_h , respectivamente.

Tabela 3.21 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme NBR 6118

NBR 6118										
PILAR	Perímetros críticos			Contorno C		Contorno C'		Contorno C''		Stud
	C (cm)	C' (cm)	C'' (cm)	W_{p1} (cm ²)	W_{p2} (cm ²)	W_{p1} (cm ²)	W_{p2} (cm ²)	W_{p1} (cm ²)	W_{p2} (cm ²)	f_{ywd} (MPa)
P11	170	556	1.109	2.363	3.000	30.333	32.022	123.012	126.207	435
P23	160	547	1.100	1.950	2.750	29.093	31.300	120.530	124.745	435
P27	220	603	1.156	2.850	5.600	33.243	39.475	129.536	140.791	435

Tabela 3.22 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme EUROCODE

EUROCODE											
PILAR	Perímetros críticos			Contorno u_0		Contorno u_1		Contorno u_{out}		Efeito tamanho	Stud
	u_0 (cm)	u_1 (cm)	u_{out} (cm)	W_1 (cm ²)	W_2 (cm ²)	W_1 (cm ²)	W_2 (cm ²)	W_1 (cm ²)	W_2 (cm ²)	k	$f_{ywd,ef}$ (MPa)
P11	170	556	1012	2.363	3.000	30.333	32.022	123.012	126.207	1,81	325
P23	160	547	1003	1.950	2.750	29.093	31.300	120.530	124.745	1,81	325
P27	220	604	1060	2.850	5.600	33.243	39.475	129.536	140.791	1,81	325

Tabela 3.23 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme ACI

ACI													
PILAR	Perímetros críticos		Contorno b_o		Contorno b_{out}		Contorno b_o		Contorno b_{out}		Dados adicionais		
	b_o (cm)	b_{out} (cm)	γ_{v1}	γ_{v2}	γ_{v1}	γ_{v2}	J_{c1} (cm ⁴)	J_{c2} (cm ⁴)	J_{c1} (cm ⁴)	J_{c2} (cm ⁴)	β	λ_s	f_{yt} (MPa)
P11	293	836	0,38	0,42	0,39	0,41	7.114.915	9.646.087	303x10 ⁶	332x10 ⁶	1,42	0,95	420
P23	283	826	0,37	0,43	0,39	0,41	6.049.626	9.214.273	291x10 ⁶	328x10 ⁶	1,67	0,95	420
P27	342	886	0,33	0,47	0,38	0,42	7.579.748	18.646.610	312x10 ⁶	416x10 ⁶	2,67	0,95	420

Nas ligações laje-pilar estudadas, foi previsto o uso de armadura tipo stud em 4 camadas. Conforme a Figura 3.28, o detalhamento das armaduras de cisalhamento ao redor do apoio P11 foi realizado de forma atípica, com menos área de aço na região com maiores tensões solicitantes de punção. A primeira camada tinha menor quantidade de studs e a NBR 6118:2014 não apresenta especificações explícitas para o desenho das armaduras entorno dos pilares.

Verifica-se que em P11, P23 e P27 existem studs com área de aço total por camada de 4,36 cm², 4,36 cm² e 4,98 cm² respectivamente. As armaduras estão afastadas entre si em 24 cm, e a distância da primeira camada de studs até a face do pilar é igual 16 cm.

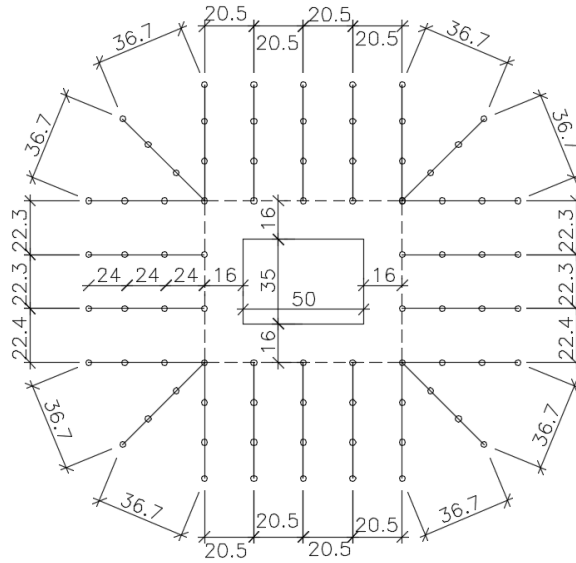


Figura 3.28 – Armadura de cisalhamento ao redor do pilar P11 – Medidas em cm

De forma análoga em P11, as Figuras 3.29 e 3.30 apresentam o detalhamento das armaduras de cisalhamento (conector tipo pino) ao redor da ligação laje-pilar interna P23 e P27 presente na estrutura.

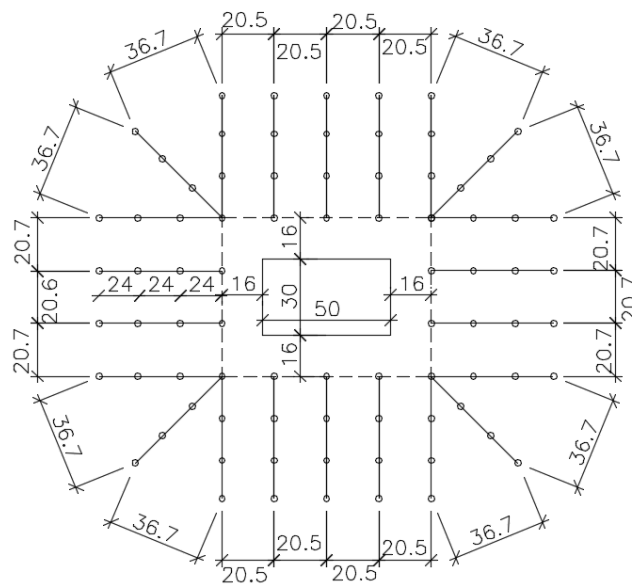


Figura 3.29 – Armadura de cisalhamento ao redor do pilar P23 – Medidas em cm

Pode-se observar novamente que existe um detalhamento incomum das armaduras de cisalhamento ao redor da ligação laje-pilar P23, pois a primeira camada de armadura apresenta menor área de aço.

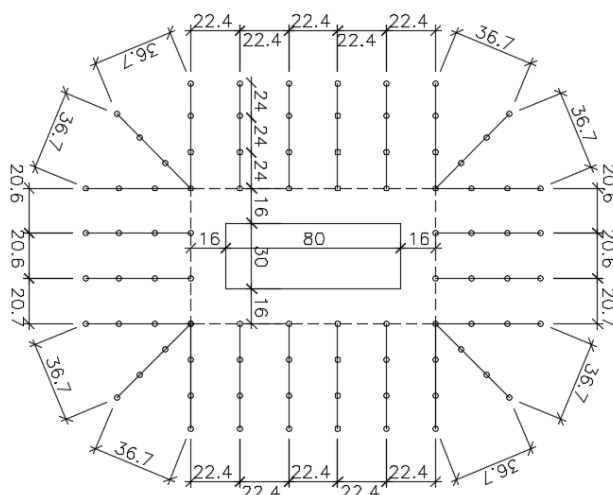


Figura 3.30 – Armadura de cisalhamento ao redor do pilar P27 – Medidas em cm

Na verificação da ruptura por tração diagonal do concreto, a Tabela 3.24 apresenta as tensões cisalhantes resistentes proporcionadas pelas armaduras de cisalhamento e concreto nas ligações laje-pilar P11, P23 e 27.

Verifica-se que os três modelos normativos citados apresentam diferentes tensões de escoamento da armadura de cisalhamento ao redor das ligações laje-pilar presentes na estrutura analisada.

Tabela 3.24 – Parcela de punção resistida pela armadura de cisalhamento e concreto

PILAR	Armadura			Concreto		
	NBR 6118 (MPa)	EUROCODE (MPa)	ACI (MPa)	NBR 6118 (MPa)	EUROCODE (MPa)	ACI (MPa)
P11	0,21	0,16	0,20	0,40	0,36	0,97
P23	0,21	0,16	0,20	0,40	0,36	0,97
P27	0,22	0,17	0,19	0,43	0,38	0,98

A Tabela 3.25 apresenta as tensões cisalhantes solicitantes e resistentes nos apoios ou ligações estudadas, consoante as três normas de diferentes países (NBR 6118, EUROCODE e ACI). Verifica-se a estabilidade do pavimento diante da redistribuição de reações e momentos em duas direções.

Tabela 3.25 – Tensões de cisalhamento nos apoios

Normas	Tensões (MPa)	P11	P23	P27
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,52	0,51	0,56
	τ_{Sd1}	0,15	0,19	0,24
	τ_{Rd3}	0,61	0,61	0,65
	τ_{Sd3}	0,31	0,40	0,52
	τ_{Rd2}	5,09	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	1,29	2,00	1,99
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,48	0,48	0,52
	v_{Ed3}	0,16	0,20	0,26
	$V_{Rd,cs}$	0,52	0,52	0,55
	v_{Ed2}	0,31	0,40	0,52
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,28	5,28
	v_{Ed1}	1,29	2,00	1,99
ACI	v_{cout}	0,66	0,66	0,66
	$V_{u,AB2}$	0,14	0,17	0,22
	v_n	1,17	1,18	1,17
	$V_{u,AB1}$	0,43	0,58	0,69
<p>τ_{Rd1} e τ_{Sd1} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C'', τ_{Rd3} e τ_{Sd3} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C', τ_{Rd2} e τ_{Sd2} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C, $V_{Rd,c}$ e v_{Ed3} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_{out}, $V_{Rd,cs}$ e v_{Ed2} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_1, $V_{Rd,max}$ e v_{Ed1} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_0, v_{cout} e $V_{u,AB2}$ são as tensões resistentes e solicitantes considerando a ruptura na região externa às armaduras, v_n e $V_{u,AB1}$ são as tensões resistentes e solicitantes considerando a ruptura na tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento.</p>				

A Figura 3.31 apresenta as relações de tensões para verificar a estabilidade da estrutura conforme as três normas. O apoio P11 apresenta as menores relações de tensão atuante e resistente de cisalhamento.

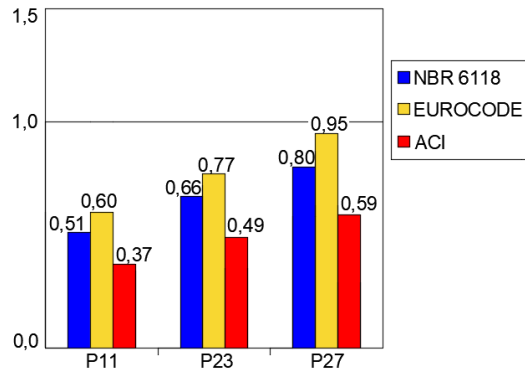


Figura 3.31 – Relação tensão atuante e resistente nos piores perímetros críticos

Pode-se concluir que, a resistência foi maior que a solicitação em todos os pilares estudados conforme a Figura 3.31. Dessa forma, a estrutura está segura considerando o ponto de vista estrutural e a princípio não existe nenhum tipo de dano na construção.

3.2.2. Armaduras contra o colapso progressivo

Na Tabela 3.26 são mostrados os resultados de cálculo obtidos pelas normas NBR 6118:2014, GSA:2013 e CEB:2010, considerando as áreas de aço das armaduras contra o colapso.

Tabela 3.26 – Área de aço das armaduras contra o colapso progressivo

Pilar	N_K (kN)	NBR 6118 (cm ²)	GSA (cm ²)	CEB (cm ²)
P11	332,1	13,75	25,55	15,43
P23	415,7	17,21	25,55	19,32
P27	530,0	21,94	25,55	24,63

Na sequência, a Figura 3.32 mostra um comparativo das áreas de aço das armaduras, com o objetivo de fornecer ao leitor uma melhor compreensão dos dados apresentados nessa pesquisa.

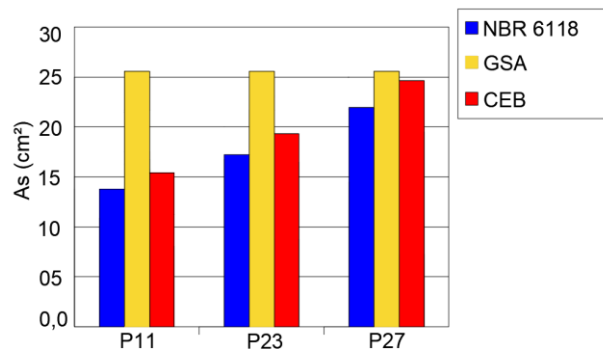


Figura 3.32 – Comparação das áreas de aço das armaduras

Verifica-se que, a norma GSA é a mais conservadora em todos os casos, apresentado as maiores áreas de aço contra o colapso progressivo. Por consequência, existe menor chance de propagação de novos danos, porém maior custo da estrutura.

Em P11, observa-se que a norma GSA apresenta uma área de aço 86% maior em relação a norma brasileira NBR 6118. Dessa forma, é possível perceber um resultado bem diferente entre normas, pois a norma GSA não considera as reações de apoio no cálculo das áreas de aço.

Para maiores carregamentos dos apoios ou pilares na estrutura íntegra, percebe-se que as áreas de aço calculadas foram mais próximas conforme as três normas estudadas. Existe uma pequena diferença de área das armaduras em P27 conforme GSA e CEB.

Considerando o projeto original, as áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo foram dimensionadas em concordância com as prescrições da NBR 6118. Por exemplo, em P11, existem 8 barras de 16 mm com área de aço total de 16 cm².

3.2.3. Comportamento pós punção

A análise do comportamento pós punção do pavimento estudado foi realizada a partir da perda total ou parcial de uma ligação laje-pilar propensa à uma ruptura por punção. Os momentos e reações calculados com a edificação sem um dos apoios foram comparados com as cargas da estrutura íntegra, e verificou-se a chance de novos danos nos apoios mais críticos.

De forma não simultânea, foram removidos os pilares P16, P23 e P27 com o objetivo de garantir a maior sobrecarga em ligações laje-pilar internas e evitar a análise do comportamento pós punção em pilares de canto e borda conectados por vigas e com baixa possibilidade de ruptura por punção.

Não se avaliou o colapso progressivo em toda a estrutura, o objetivo é verificar a redistribuição de esforços nas ligações laje-pilar após um dano local e observar a propagação de novas rupturas em um determinado pavimento.

A - Ruptura de P23

A remoção de um pilar no pórtico estrutural do software Eberick retrata uma ruptura completa por punção na laje que se apoia em pilares. Verifica-se caso a ruptura localizada vai se propagar ao longo do pavimento.

A ligação laje-pilar interna P23 foi removida do programa computacional, gerando um remanejamento das reações e momentos da estrutura, conforme mostra a Tabela 3.27. Em sequência, a Figura 3.33 mostra as variações das reações dos apoios.

Na Tabela 3.27, existem as reações e momentos fletores no pilares ou apoios da edificação extraídos do programa computacional em projeto estrutural em concreto armado de versão recente, Eberick.

Tabela 3.27 – Esforços na estrutura sem o apoio P23

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	116,7	9,3	27,9	P18	520,0	27,6	3,2
P2	99,6	3,3	18,1	P19	210,1	0,2	18,2
P3	134,6	15,5	43,6	P20	82,4	5,7	46,6
P4	158,5	32,2	19,4	P21	117,1	7,9	38,1
P5	217,4	10,5	33,8	P22	220,1	8,5	35,1
P6	145,4	10,8	27,3	P23	-	-	-
P7	545,0	82,9	23,3	P24	164,5	12,1	63,5
P8	486,4	22,6	30,0	P25	242,6	16,0	99,7
P9	325,0	40,4	7,6	P26	334,6	10,4	36,8
P10	160,5	43,4	39,3	P27	714,3	34,7	105,4
P11	325,7	12,1	20,3	P28	415,0	41,0	1,9
P12	58,4	1,9	5,9	P29	185,0	4,2	38,3
P13	85,2	4,7	26,7	P30	155,4	28,1	43,0
P14	242,3	32,0	59,8	P31	273,4	0,5	54,2
P15	379,4	74,6	30,6	P32	245,6	1,2	55,7
P16	752,1	25,2	158,6	P33	130,9	34,5	22,2
P17	182,3	7,2	50,1	-	-	-	-

De acordo com a Figura 3.33, verifica-se uma redistribuição de carregamentos na estrutura depois de uma ruptura por punção localizada e um grande aumento de carga nas ligações vizinhas ao pilar retirado no pórtico estrutural. Vale ressaltar que, a carga procura um caminho alternativo até a fundação.

Após a ruptura por punção, observa-se que a ligação laje-pilar mais comprometida é a P27, apresentando um acréscimo de 34,80% em sua reação, conforme mostra a Figura 3.33. Este acréscimo poderia ser reduzido para 29,60% se existisse uma resistência residual de 15% em P23.

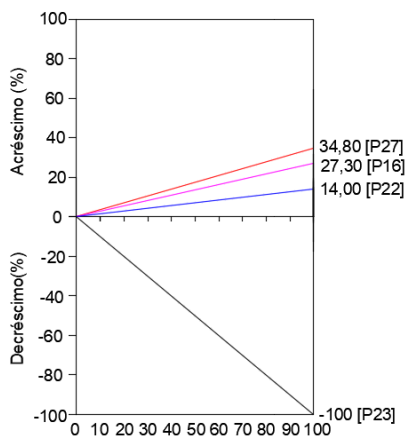


Figura 3.33 – Variação das reações de apoio após o punçamento de P23

A presença de uma armadura localizada no bordo inferior da ligação laje-pilar e bem ancorada na laje pode permitir uma resistência residual de 60% em P23. Dessa forma, o aumento de carga passa para 13,90% em P27 e a probabilidade de colapso progressivo é menor no pavimento analisado.

A Tabela 3.28 mostra as tensões de cisalhamento na ligação laje-pilar P27 para avaliar a possibilidade de colapso progressivo em função da ruptura por punção iniciada no apoio ou ligação P23.

Tabela 3.28 – Tensões de cisalhamento em P27 (continua)

Normas	Tensões (MPa)	P27 Sem resistência residual em P23	P27 Resistência residual de 60% em P23
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,56	0,56
	τ_{Sd1}	0,32	0,27
	τ_{Rd3}	0,65	0,65
	τ_{Sd3}	0,67	0,58
	τ_{Rd2}	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	2,45	2,18

Tabela 3.28 – Tensões de cisalhamento em P27 (conclusão)

Normas	Tensões (MPa)	P27 Sem resistência residual em P23	P27 Resistência residual de 60% em P23
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,52	0,52
	v_{Ed3}	0,34	0,29
	$V_{Rd,cs}$	0,55	0,55
	v_{Ed2}	0,66	0,58
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,28
	v_{Ed1}	2,45	2,18
ACI	v_{cout}	0,66	0,66
	$V_{u,AB2}$	0,29	0,25
	v_n	1,17	1,17
	$V_{u,AB1}$	0,88	0,77

Em sequência, a Figura 3.34 demonstra as relações de tensões de punção com o objetivo de avaliar a capacidade última da ligação mais sobrecarregada na estrutura com perda de um apoio por punção.

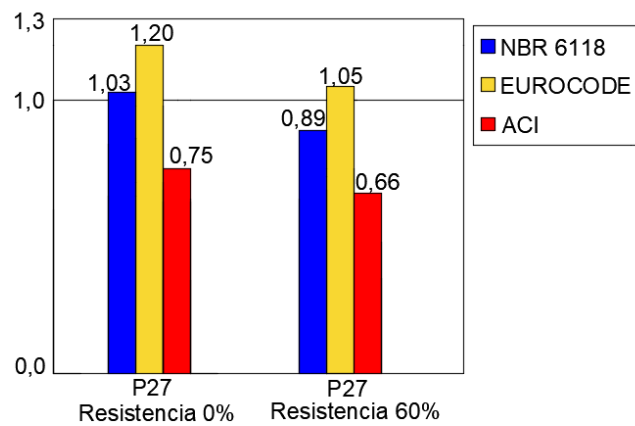


Figura 3.34 – Relações de tensão em P27 com ou sem resistência residual em P23

Conforme a Figura 3.34, uma nova verificação ao funcionamento foi realizada em P27, considerando uma resistência parcial ou nula na ligação laje-pilar colapsada, com o objetivo de avaliar a eficiência no comportamento pós punção ao utilizar armaduras contra o colapso progressivo.

Percebe-se que a estrutura tem integridade estrutural com a perda de um apoio por punção, conforme a NBR 6118 e o ACI, considerando a presença de armadura no pilar danificado.

Conforme a norma EUROCODE e a presença de armadura contra o colapso progressivo na ligação danificada, existe em P27 uma relação de tensão atuante e resistente de cisalhamento um pouco maior que o limite estabelecido como um. Verifica-se que não se pode afirmar de forma absoluta e categórica que realmente vão ocorrer novos danos no pavimento devido ao conservadorismo da norma europeia.

B - Ruptura de P27

A ligação laje-pilar P27 suscetível ao puncionamento foi eliminada do pórtico estrutural espacial do Eberick, e houve uma redistribuição de esforços na estrutura sem um dos pilares conforme Tabela 3.29.

Tabela 3.29 – Esforços na estrutura com uma ruptura por punção de P27

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	117,9	10,6	28,1	P18	487,1	26,8	2,3
P2	102,3	4,1	19,1	P19	214,1	0,5	17,7
P3	132,8	14,7	47,1	P20	83,7	4,9	38,5
P4	157,1	35,3	18,1	P21	130,9	8,4	34,4
P5	213,0	9,6	36,6	P22	209,2	9,5	45,8
P6	147,6	11,6	27,2	P23	669,3	62,0	71,0
P7	546,4	83,6	23,5	P24	161,9	10,3	67,2
P8	504,3	19,8	34,3	P25	222,4	26,6	94,7
P9	337,1	43,7	5,2	P26	368,8	21,2	19,4
P10	160,2	40,0	50,3	P27	-	-	-
P11	325,7	16,0	18,6	P28	633,6	148,0	0,5
P12	56,8	2,2	7,5	P29	157,6	4,3	33,5
P13	85,4	4,4	29,2	P30	151,9	28,8	39,5
P14	245,5	32,7	51,4	P31	306,6	0,7	57,2
P15	372,1	75,9	35,3	P32	303,4	1,6	46,9
P16	513,6	19,9	141,7	P33	123,9	35,6	18,0
P17	170,0	9,3	44,1	-	-	-	-

Em sequência, na Figura 3.35, mostram-se as variações das reações nos pilares em torno da região rompida em valores percentuais. Conforme a Figura 3.35, verifica-se que o apoio mais sobrecarregado é P23, apresentando um acréscimo de carga em 61,0% em relação a reação da estrutura íntegra ou carregamento do projeto original dimensionado.

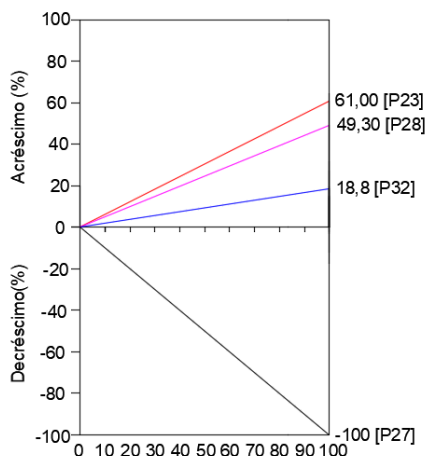


Figura 3.35 – Variação das reações de apoio após o punção de P27

Considerando uma resistência residual de 15% na ligação P27, a sobrecarga em P23 diminuiu para 51,9%. A presença de uma armadura contra o colapso progressivo pode permitir uma resistência residual de 60% e reduzir o aumento de carga para 24,4% em P23.

A Tabela 3.30 mostra as tensões cisalhantes na região do apoio para realizar uma nova verificação ao punção considerando resistência residual nula ou parcial em P27. A resistência residual nula implica na ausência de armadura contra o colapso progressivo na região inferior da ligação laje-pilar danificada.

Tabela 3.30 – Tensões de cisalhamento em P23 (continua)

Normas	Tensões (MPa)	P23	
		Sem resistência residual em P27	Resistência residual de 60% em P27
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,51	0,51
	τ_{Sd1}	0,31	0,23
	τ_{Rd3}	0,61	0,61
	τ_{Sd3}	0,69	0,52
	τ_{Rd2}	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	3,59	2,64

Tabela 3.30 – Tensões de cisalhamento em P23 (conclusão)

Normas	Tensões (MPa)	P23 Sem resistência residual em P27	P23 Resistência residual de 60% em P27
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,48	0,48
	v_{Ed3}	0,34	0,26
	$V_{Rd,cs}$	0,52	0,52
	v_{Ed2}	0,69	0,51
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,28
	v_{Ed1}	3,59	2,64
ACI	v_{cout}	0,66	0,66
	$V_{u,AB2}$	0,29	0,22
	v_n	1,18	1,18
	$V_{u,AB1}$	1,02	0,76

A Figura 3.36 ilustra as relações de tensão atuante e resistente com o objetivo de analisar o comportamento da estrutura ou edificação diante de uma ruptura por punção causada em uma ligação.

Conforme a Figura 3.36, percebe-se que as armaduras contra o colapso progressivo foram eficazes em reduzir a relação tensão atuante e tensão resistente, evitando o surgimento de novos danos na edificação de acordo com as três normas estudadas.

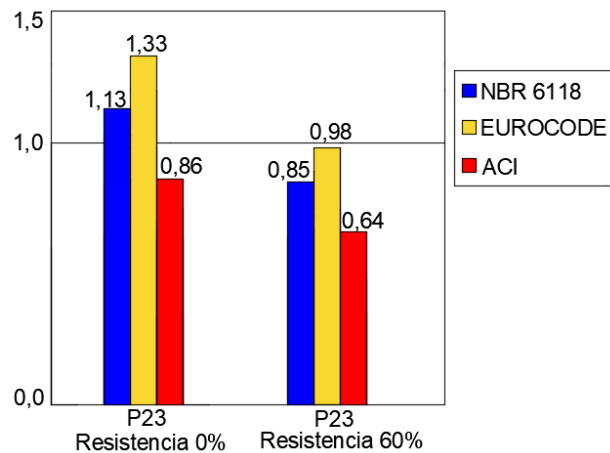


Figura 3.36 – Relações de tensão em P23 com ou sem resistência residual em P27

C - Ruptura de P16

Mais uma ligação laje-pilar (P16) foi retirada causando um remanejamento de cargas na construção analisada, conforme a Tabela 3.31. Em sequência, na Figura 3.37, mostram-se o acréscimo nas reações dos pilares mais próximos ao removido.

A ruptura do pilar P16 no pavimento analisado provocou aumento, redução ou alteração insignificante das reações nas ligações laje-pilar presentes na estrutura. As ligações mais distantes do apoio danificado não foram afetadas e as ligações mais próximas de P16 podem romper devido ao acréscimo de carga.

Tabela 3.31 – Esforços na estrutura com uma ruptura por punção de P16

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	116,4	9,4	27,3	P18	540,0	23,6	11,6
P2	99,9	4,4	19,8	P19	205,4	0,4	12,2
P3	131,2	15,1	42,6	P20	81,7	5,2	45,3
P4	124,6	23,6	19,0	P21	118,6	8,9	34,7
P5	171,3	10,9	50,7	P22	209,2	9,2	33,5
P6	145,3	10,1	27,9	P23	677,1	81,2	74,1
P7	547,1	94,7	34,1	P24	164,8	10,9	63,5
P8	662,1	11,1	96,7	P25	246,2	14,0	101,4
P9	402,1	84,9	15,5	P26	308,1	9,1	35,0
P10	138,2	45,0	40,8	P27	438,6	22,6	178,7
P11	483,6	87,2	33,8	P28	419,3	32,0	5,3
P12	35,0	2,4	4,9	P29	184,1	4,4	37,5
P13	76,1	3,3	24,7	P30	156,9	29,3	42,4
P14	238,2	31,0	57,5	P31	280,4	0,8	56,8
P15	398,5	66,9	28,1	P32	257,6	1,7	51,3
P16	-	-	-	P33	133,1	34,3	20,5
P17	203,1	6,8	49,6	-	-	-	-

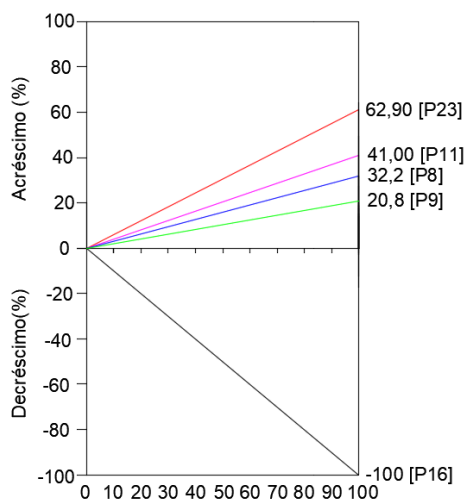


Figura 3.37 – Variação das reações de apoio após o puncionamento de P16

Existe um aumento de carga de aproximadamente 60% em P23, de forma análoga ao exemplo com a ruptura do pilar P27. Com o objetivo de evitar o mesmo tipo de análise em P23, o segundo pilar mais comprometido (P11) foi estudado.

O aumento da reação em P23 foi próximo após a ruptura por punção de P27 e P16, pois as reações dos pilares removidos são semelhantes na estrutura íntegra e esses apoios estão localizados à uma distância parecida em relação ao P23.

Considerando a ruptura sem resistência residual ou sem armadura contra o colapso progressivo em P16, o acréscimo de carga em P11 tem o valor de 41%. A resistência residual de 15% melhora um pouco o comportamento pós puncionamento, pois a sobrecarga em P11 diminui para 34,9%.

Armaduras contra o colapso progressivo conseguem segurar a ligação danificada e garantir que a ligação tenha capacidade de resistir a uma parcela de 60% da reação vertical do projeto original. Verifica-se que é possível reduzir o aumento de carga para 16,4% em P11, admitindo a contribuição da armadura de prevenção à propagação de novas rupturas.

Uma nova verificação ao puncionamento foi realizada no segundo pilar mais comprometido (P11), por meio das tensões apresentadas na Tabela 3.32. Duas situações foram investigadas, admitindo uma resistência residual nula e parcial na ligação laje-pilar danificada.

A Figura 3.38 mostra as relações de tensões com o propósito de averiguar a possibilidade de colapso progressivo na estrutura, após um dano local iniciado em P16. A ideia é entender se a armadura de prevenção ao colapso foi eficaz em reduzir as relações de tensões a um certo nível que permita a estabilidade ou integridade da estrutura analisada no presente estudo.

A relação tensão atuante e resistente em P11 apresentava pequeno valor, considerando a estrutura íntegra. Dessa forma, o pilar suporta grandes carregamentos adicionais e não houve o colapso progressivo da edificação com a ruptura completa de P16 como mostra a Figura 3.38.

Conforme a Figura 3.38, não existe a possibilidade de colapso progressivo da estrutura, mesmo com a ruptura completa da ligação danificada P16, pois a ligação mais sobrecarregada suporta o novo cenário de redistribuição de cargas.

Tabela 3.32 – Tensões de cisalhamento em P11 após ruptura em P16

Normas	Tensões (MPa)	P11 Sem resistência residual em P16	P11 Resistência residual de 60% em P16
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,52	0,52
	τ_{Sd1}	0,23	0,18
	τ_{Rd3}	0,61	0,61
	τ_{Sd3}	0,51	0,39
	τ_{Rd2}	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	2,67	1,84
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,48	0,48
	v_{Ed3}	0,25	0,19
	$V_{Rd,cs}$	0,52	0,52
	v_{Ed2}	0,51	0,39
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,28
	v_{Ed1}	2,67	1,84
ACI	v_{cout}	0,66	0,66
	$V_{u,AB2}$	0,21	0,16
	v_n	1,17	1,17
	$V_{u,AB1}$	0,75	0,56

De acordo com a Figura 3.38, a norma EUROCODE não indica novas rupturas considerando uma resistência residual parcial ou nula na ligação laje-pilar danificada. Portanto, a estrutura é pouco suscetível à novos danos.

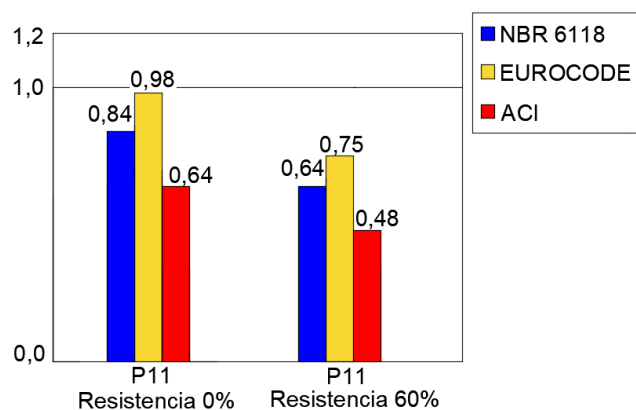


Figura 3.38 – Relações de tensão em P11 com ou sem resistência residual em P16

3.2.4. Verificação utilizando as configurações da linha de ruptura

A capacidade de flexão de uma laje lisa em concreto armado foi determinada pelo Método das Linhas de Ruptura, considerando a perda de um apoio na estrutura sem qualquer resistência residual.

Admitindo-se que houve uma ruptura por punção em P23, calculou-se a resistência última pós funcionamento do pavimento e verificou-se a probabilidade de ocorrência do colapso progressivo.

Foram traçadas linhas de ruptura cortando as armaduras localizadas em regiões maciças e nervuradas do pavimento, considerando que o colapso ficaria restrito em torno do pilar que rompeu.

Traçou-se então, uma linha de ruptura positiva na vertical interceptando o apoio P23 que foi removido da estrutura e, as linhas de ruptura negativa passaram pelos pilares P16, P18, P22 e P27.

A Figura 3.39 apresenta uma configuração das linhas de ruptura conforme já descrito anteriormente, considerando um possível cenário de ruína do pavimento ou laje analisada por flexão

Deve-se adotar a menor capacidade de flexão da laje em um conjunto de resultados obtidos usando o Método das Linhas de Ruptura com o objetivo de não superestimar a resistência do pavimento e encontrar uma carga de colapso próxima da realidade.

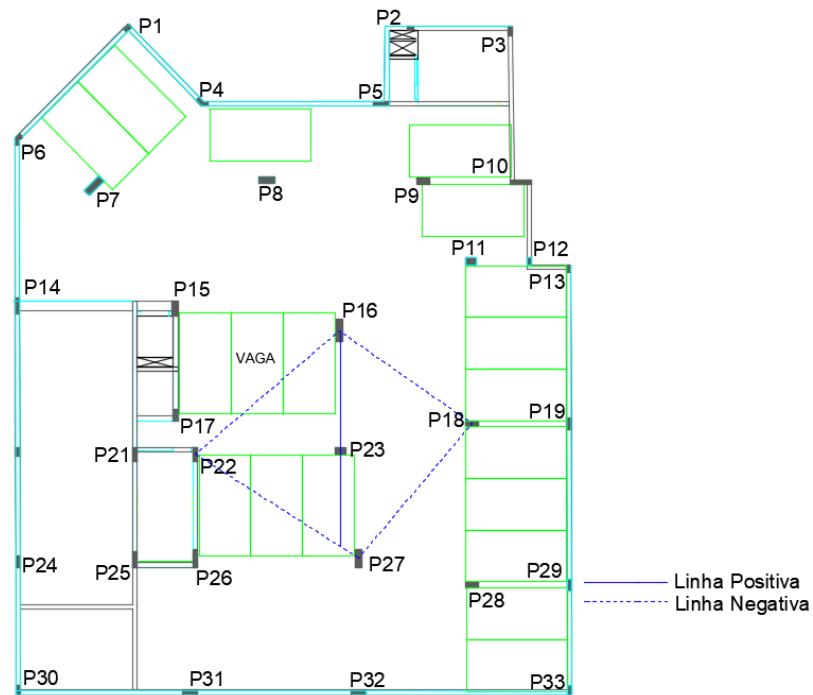


Figura 3.39 – Linhas de ruptura positiva e negativa após a ruptura por punção em P23

De acordo com a Figura 3.40, pode-se perceber rotações da laje já deformada em torno do ponto que foi retirado o apoio e aplicado o deslocamento virtual unitário (J). Vale ressaltar que, existem vários outros pontos de rotação na laje que podem ser considerados no Método das Linhas de Ruptura.

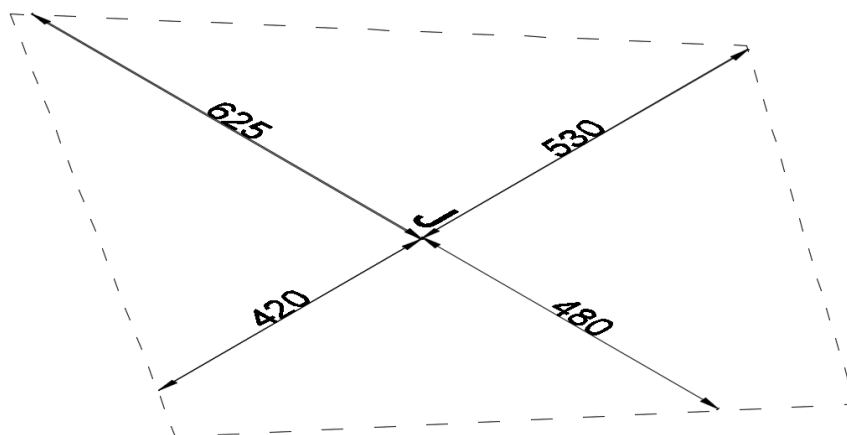


Figura 3.40 – Volume limitado pela laje deformada – cotas em cm

No cálculo do trabalho interno, considerando as Linhas de ruptura, deve existir um comprimento de ancoragem mínimo das armaduras, em conformidade com as determinações da norma brasileira NBR 6118.

Verifica-se que, existem duas regiões de aderência para as armaduras, pois a laje apresenta uma altura maior que 30 cm. A norma NBR 6118 determina que há uma zona de boa e má aderência que influenciam no cálculo do comprimento de ancoragem.

Conforme preconizado pela NBR 6118, deve existir um comprimento de ancoragem com valores de aproximadamente 33 cm, 42 cm, 54 cm para as armaduras de 10 mm, e 12,5 mm, 16 mm respectivamente na região de boa aderência.

Para a região de má aderência, basta aumentar em 43% os comprimentos de ancoragem definidos anteriormente, segundo o diâmetro da armadura presente no pavimento que foi traçado as linhas de ruptura.

As Figuras 3.41 e 3.42 mostram os detalhamentos das armaduras longitudinais de flexão, conforme os momentos positivos e negativos atuantes na laje, com objetivo de calcular os momentos resistentes de plastificação.

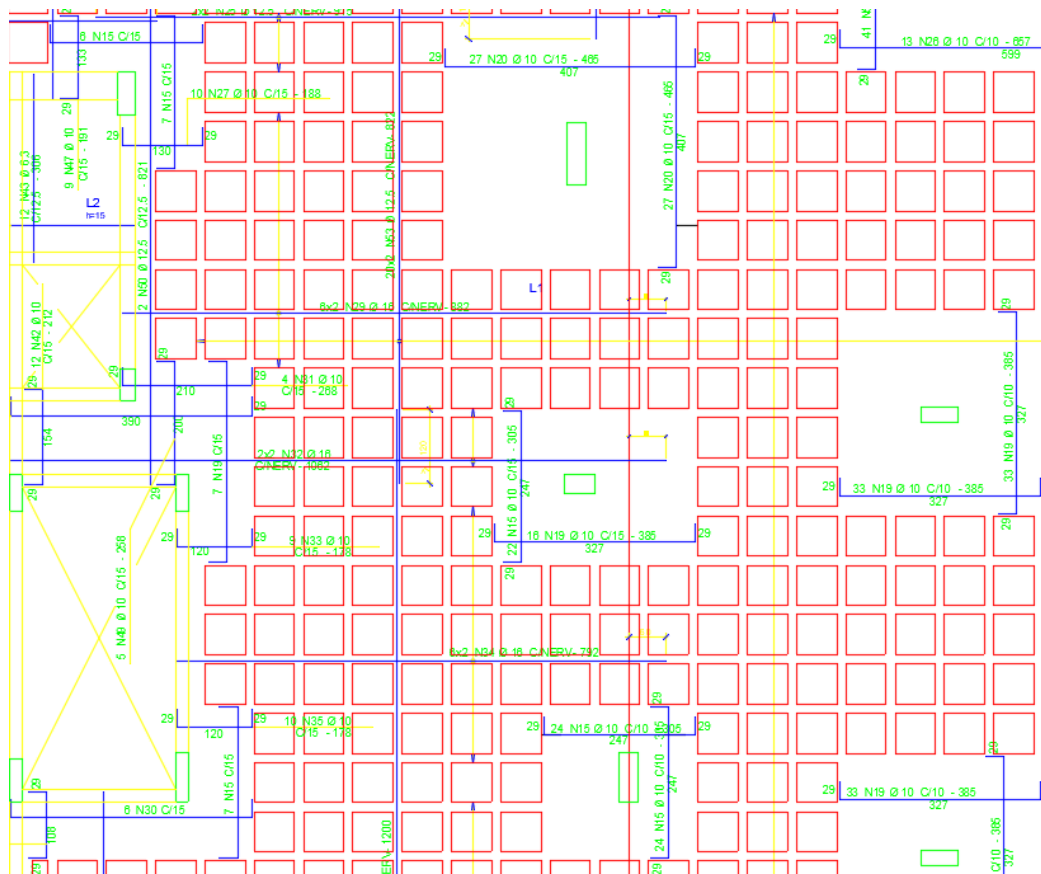


Figura 3.41 – Armaduras positivas nas duas direções

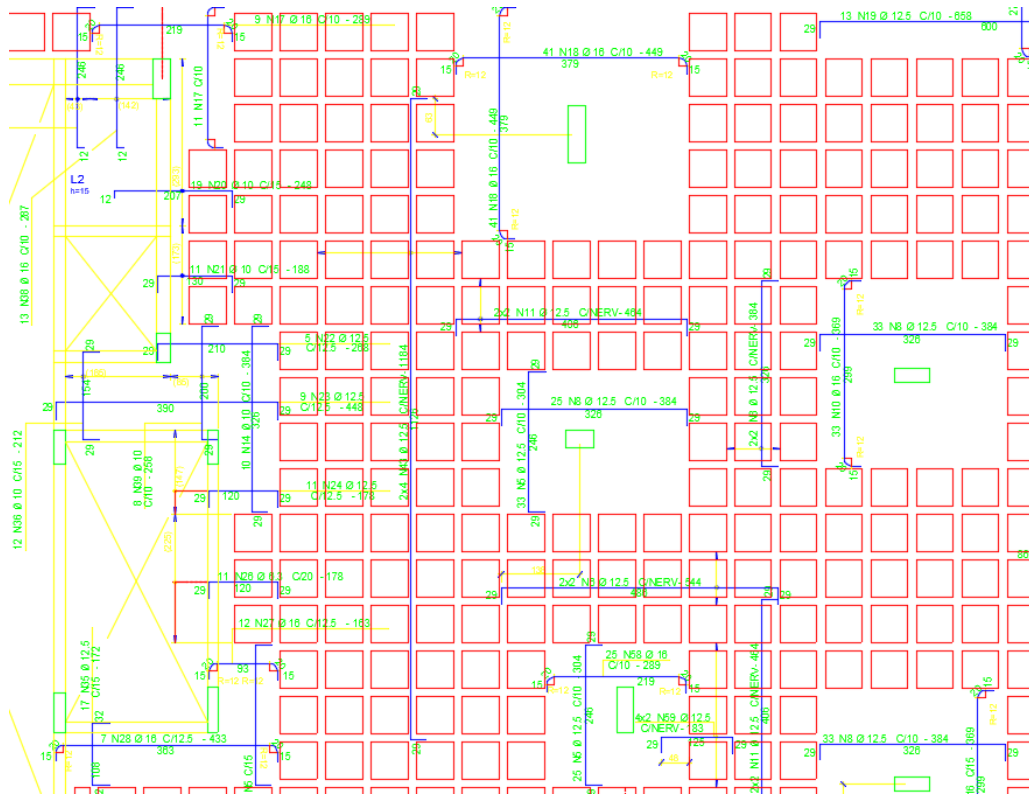


Figura 3.42 – Armaduras negativas nas duas direções

As Figuras 3.43, 3.44 e 3.45 apresentam os momentos de plastificação do pavimento determinado, consoante a configuração das linhas de ruptura proposta anteriormente para essa estrutura.

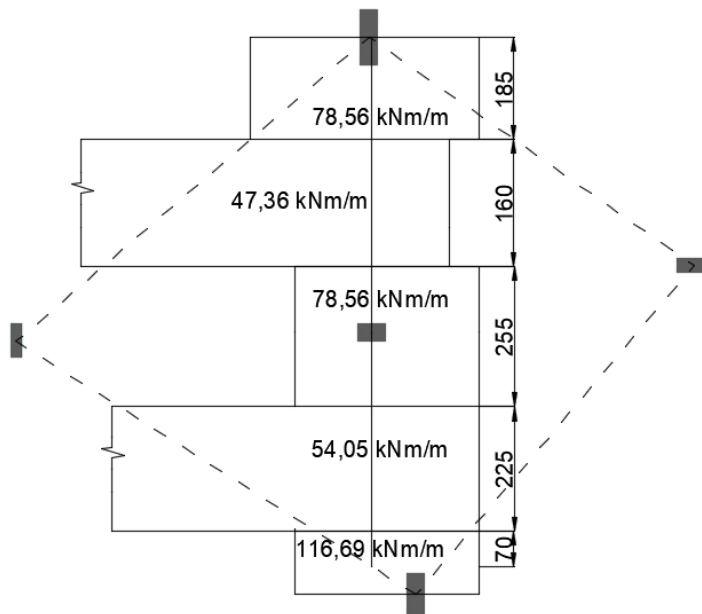


Figura 3.43 – Momentos de plastificação positivos na direção X – cotas em cm

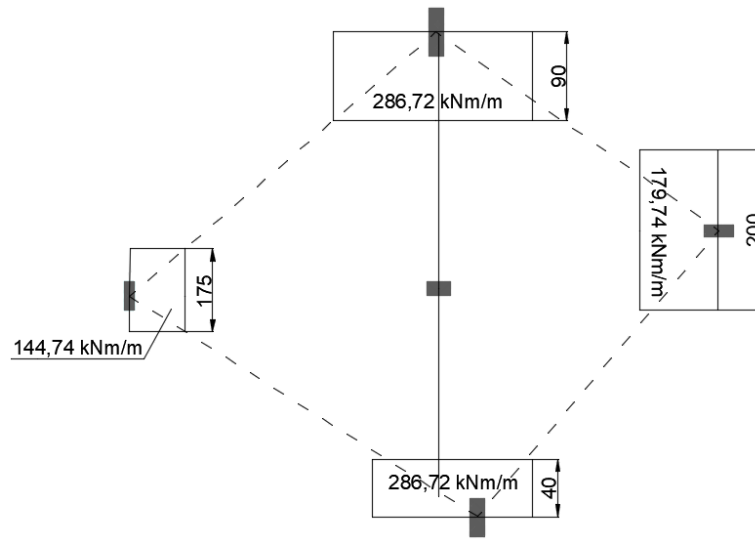


Figura 3.44– Momentos de plastificação negativos na direção X – cotas em cm

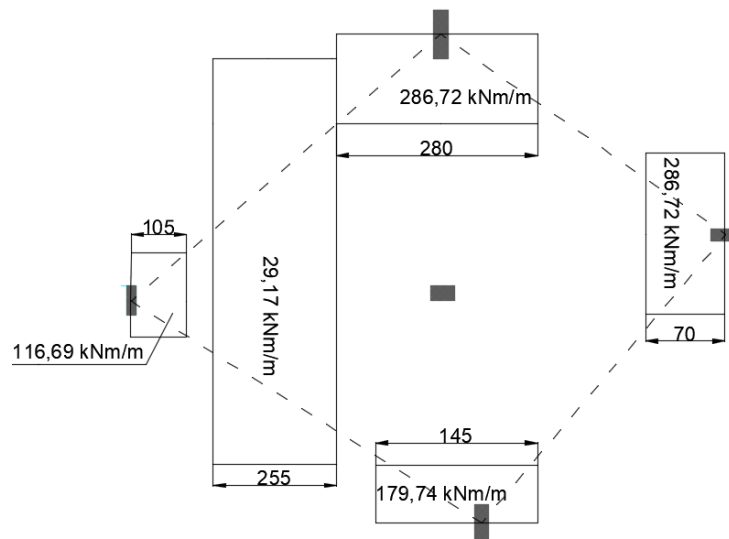


Figura 3.45 – Momentos de plastificação negativos na direção Y – cotas em cm

De forma análoga ao exemplo anterior, aplicou-se o princípio dos trabalhos virtuais para o cálculo das linhas de ruptura, considerando o trabalho externo exigido pela carga e o trabalho interno empregado pela laje para se deformar.

3.2.4.1. Trabalho externo

Ao impor um deslocamento virtual unitário (J), a laje sofre um certo deslocamento formando uma pirâmide com volume de $208.727 \cdot \delta \text{ cm}^3$ e o trabalho externo exigido pela carga é:

$$W_{ext} = 208.727,0 \cdot \delta \cdot q \text{ (cm}^3\text{)}$$

3.2.4.2. Trabalho interno

O cálculo do trabalho interno positivo e negativo está apresentado a seguir.

A - Trabalho interno positivo

$$W_{int+} = \delta \left(78,56 \cdot 1,85 \cdot \frac{1}{530} + 0,5 \cdot 54,05 \cdot 2,25 \cdot \frac{1}{420} + 0,5 \cdot 54,05 \cdot 2,25 \cdot \frac{0,5}{230} \right. \\ \left. + 116,69 \cdot 0,7 \cdot \frac{1}{420} + 78,56 \cdot 1,22 \cdot \frac{1}{530} + 78,56 \cdot 1,33 \cdot \frac{1}{420} \right. \\ \left. + 0,5 \cdot 47,36 \cdot 1,60 \cdot \frac{1}{530} + 47,36 \cdot 0,5 \cdot 1,60 \cdot \frac{0,5}{270} \right) = 1,31 \text{ kNm}$$

B - Trabalho interno negativo

$$W_{int-} = \delta \left(286,72 \cdot 0,9 \cdot \frac{1}{530} + 286,72 \cdot 0,4 \cdot \frac{1}{420} + 179,74 \cdot 2,0 \cdot \frac{0,75}{585} + 286,72 \cdot 2,8 \cdot \frac{1}{530} \right. \\ \left. + 179,74 \cdot 1,45 \cdot \frac{1}{420} + 116,69 \cdot 1,05 \cdot \frac{1}{625} + 286,72 \cdot 0,7 \cdot \frac{0,75}{585} \right. \\ \left. + 29,17 \cdot 2,55 \cdot \frac{1}{625} \right) = 3,93 \text{ kNm}$$

Igualando o trabalho externo e interno, encontra-se à seguinte carga de ruptura da laje.

$$W_{int} = W_{ext}$$

$$(393 + 131) \cdot \delta = 208727 \delta \cdot q$$

$$q = 25,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pode-se observar que a carga de colapso é muito maior em relação à carga solicitante na laje lisa (11,02 kN/m²), não havendo possibilidade de colapso progressivo na estrutura. Dessa forma, após a perda de um apoio por punção, não ocorrerá a ruptura por flexão do pavimento.

Existem uma grande altura útil e quantidade de armadura na estrutura, pois verifica-se altos carregamentos aplicados na laje de um estacionamento. Portanto, era esperado encontrar uma elevada carga de ruptura nesse pavimento.

3.3. TERCEIRO EXEMPLO

Usando o software de projetos estruturais Eberick, avaliou-se a probabilidade da ocorrência de colapso progressivo em uma estrutura localizada em Brasília, após uma ruptura total ou parcial de uma ligação laje-pilar.

As áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo foram calculadas, consoante três normas e verificou-se a norma mais conservadora por meio de uma comparação de resultados.

A estrutura do terceiro exemplo foi projetada e analisada previamente por Bezerra (2001) usando o software de análise estrutural SAP2000 e vale ressaltar que a maioria das características do projeto original foram mantidas no presente trabalho.

Conforme Bezerra (2001), a estrutura foi estudada considerando um projeto estrutural já dimensionado e construído com o desenho das armaduras fletidas na região superior e inferior da laje em duas direções.

A estrutura analisada apresenta seis pavimentos, considerando uma laje maciça com 16 cm de espessura, pé direito de 273 cm, vigas de fechamento nas extremidades ligando pilares, dois núcleos rígidos formados pela escada e elevador, aberturas no pavimento para passagem de tubulações hidrossanitárias e ventilação. A planta desse pavimento está mostrada na Figura 3.46. O f_{ck} (resistência característica à compressão do concreto) utilizado em todos os elementos estruturais corresponde ao valor de 30 MPa.

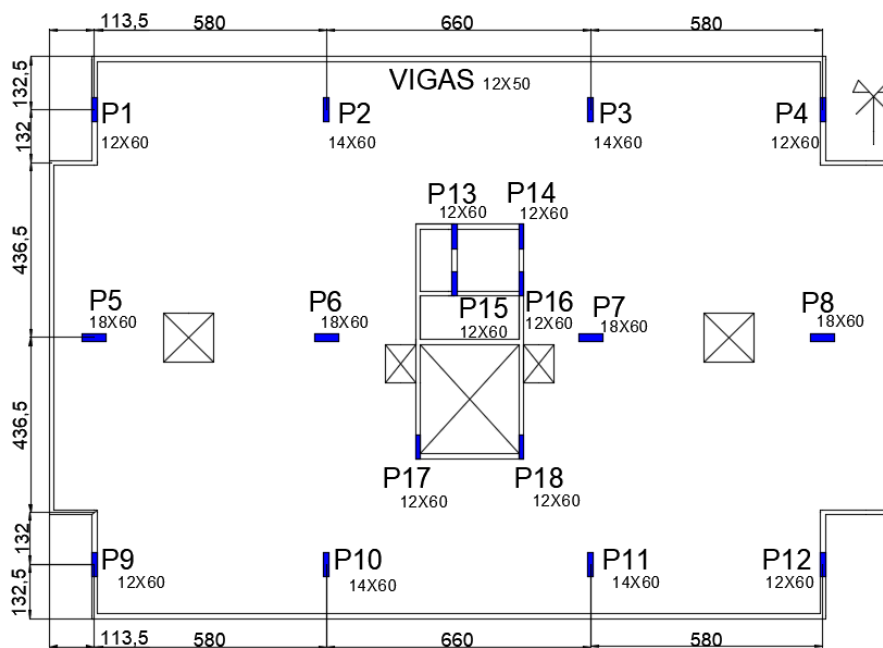


Figura 3.46 – Planta baixa da estrutura – cotas em cm

Algumas vigas do projeto original foram removidas, devido às limitações no lançamento de pilares no pórtico estrutural do Eberick, pois o software não permite adicionar em lajes lisas pilares internos conectados por vigas.

Forças laterais da ação do vento foram desprezadas e as cargas verticais usadas no projeto estrutural foram determinadas de acordo com as orientações da norma NBR 6120 para uma edificação residencial. De acordo com Bezerra (2001), foram lançadas na laje, uma sobrecarga de 1,50 kN/m² e carga permanente de 5,82 kN/m², consoante a Tabela 3.33.

Tabela 3.33 – Carregamento utilizado

Discriminação	Carga
Permanentes (distribuída):	(kN/m²)
Peso próprio da laje maciça (h = 16,0 cm)	25 x 0,16= 4,0
Revestimento	0,57
Alvenaria	1,00
Gesso	0,25
Permanentes (distribuída linearmente):	(kN/m)
Alvenaria no contorno	4,39
Peso próprio da viga	1,50
Acidental:	(kN/m²)
Sobrecarga (edifício residencial)	1,50
Total(kN/m²)	7,32

A análise do colapso progressivo foi realizada considerando uma redistribuição de reações nos apoios da estrutura após um dano local em uma ligação laje-pilar. Os esforços da estrutura íntegra foram comparados com as solicitações da edificação sem um dos pilares e foi efetuada uma nova verificação ao puncionamento na ligação com maior acréscimo de carga.

3.3.1. Verificação ao puncionamento

As ligações laje-pilar da estrutura íntegra devem ser dimensionadas com o objetivo de garantir uma resistência maior que a solicitação. Dessa forma, verificou-se a capacidade das ligações em resistir as solicitações, considerando os resultados determinados pelas normas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2019.

Na Tabela 3.34 são apresentadas as reações e momentos dos pilares existentes na edificação, sem ruptura localizada, segundo o programa computacional Eberick e foi objeto de estudo os pilares P2, P5 e P6. Os pilares travados por viga não foram estudados, pois a chance de uma ruptura por punção é muito pequena.

Tabela 3.34 – Esforços na estrutura íntegra do terceiro exemplo

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	114,4	2,0	34,0	P10	203,4	0,4	6,0
P2	211,4	0,3	3,5	P11	195,7	0,4	9,3
P3	163,6	0,3	7,9	P12	126,9	0,9	46,0
P4	126,2	0,9	47,5	P13	45,7	0,4	9,0
P5	155,7	40,4	0,0	P14	39,3	1,5	6,4
P6	182,9	34,2	0,3	P15	16,4	0,1	4,1
P7	152,1	35,4	0,0	P16	0,4	0,1	0,6
P8	152,9	35,9	0,0	P17	42,1	0,2	9,1
P9	115,4	2,1	32,2	P18	40,0	1,3	8,5

A Tabela 3.35 mostra os carregamentos e seção transversal dos pilares com o propósito de realizar uma verificação ao puncionamento. Os momentos fletores M_b e M_h atuam na seção transversal do pilar na menor e maior direção, respectivamente.

Tabela 3.35 – Cargas e dimensões para verificação das ligações laje-pilar

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	D_1 (m)	D_2 (m)
P2	211,4	0,3	3,5	0,14	0,60
P5	155,7	40,4	0,0	0,18	0,60
P6	182,9	34,2	0,3	0,18	0,60

Para determinar as tensões cisalhantes solicitantes e resistentes, torna-se necessário conhecer também a altura útil conforme a Equação 3.5 e as armaduras de flexão mostradas na Figura 3.47.

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad \text{Equação 3.5}$$

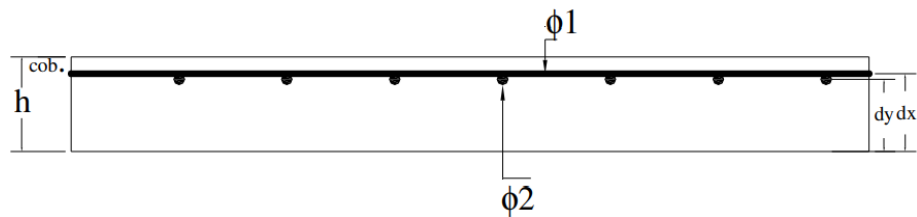


Figura 3.47 – Alturas úteis das barras nas duas direções ortogonais (DUMARESQ, 2008)

Na Tabela 3.36, são apresentados os valores da altura útil da laje em duas direções ortogonais e as taxas geométricas das armaduras localizadas na região superior dos apoios, conforme os dados mostrados na Figura 3.47.

De forma análoga ao segundo exemplo, nas Tabelas 3.37, 3.38 e 3.39 são mostrados vários parâmetros utilizados para determinar as tensões cisalhantes solicitantes e resistentes.

Tabela 3.36 – Altura efetiva e taxa de armadura na ligação laje-pilar

PILAR	Altura		Armadura de Flexão				Altura útil			Taxa de armadura	
	h (cm)	c _{ob} (cm)	φ ₁ (mm)	S ₁ (cm)	φ ₂ (mm)	S ₂ (cm)	d _x (cm)	d _y (cm)	d (cm)	ρ _x	ρ _y
P2	16	2	12,5	10	12,5	12	13,38	12,13	12,75	0,0077	0,0064
P5	16	2	12,5	10	10	10	13,38	12,25	12,80	0,0077	0,0049
P6	16	2	12,5	15	10	8	13,38	12,25	12,80	0,0051	0,0061

Tabela 3.37 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme NBR 6118

NBR 6118										
PILAR	Perímetro crítico			Contorno C		Contorno C'		Contorno C''		Stud
	C (cm)	C' (cm)	C'' (cm)	W _{p1} (cm ²)	W _{p2} (cm ²)	W _{p1} (cm ²)	W _{p2} (cm ²)	W _{p1} (cm ²)	W _{p2} (cm ²)	f _{ywd} (MPa)
P2	148	308	459	938	2.640	7.720	10.761	18.856	23.157	250
P5	156	317	468	1.242	2.880	8.383	11.248	19.839	23.855	250
P6	156	317	468	1.242	2.880	8.383	11.248	19.839	23.855	250

Tabela 3.38 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme EUROCODE

EUROCODE											
PILAR	Perímetro crítico			Contorno u ₀		Contorno u ₁		Contorno u _{out}		Efeito tamanho	Stud
	u ₀ (cm)	u ₁ (cm)	u _{out} (cm)	W ₁ (cm ²)	W ₂ (cm ²)	W ₁ (cm ²)	W ₂ (cm ²)	W ₁ (cm ²)	W ₂ (cm ²)	k	f _{ywd,ef} (MPa)
P2	148	308	419	938	2.640	7.720	10.761	18.856	23.157	2	280
P5	156	317	427	1.242	2.880	8.383	11.248	19.839	23.855	2	280
P6	156	317	427	1.242	2.880	8.383	11.248	19.839	23.855	2	280

Tabela 3.39 – Dados para o cálculo das tensões cisalhantes conforme ACI

ACI													
PILAR	Perímetro crítico		Contorno b_o		Contorno b_{out}		Contorno b_o		Contorno b_{out}		Dados adicionais		
	b_o (cm)	b_{out} (cm)	γ_{v1}	γ_{v2}	γ_{v1}	γ_{v2}	J_{c1} (cm ⁴)	J_{c2} (cm ⁴)	J_{c1} (cm ⁴)	J_{c2} (cm ⁴)	β	λ_s	f_{yt} (MPa)
P2	199	334	0,29	0,52	0,34	0,46	381.780	1.745.876	5x10 ⁶	10x10 ⁶	4,29	1	420
P5	207	342	0,30	0,51	0,35	0,45	515.088	1.893.250	5x10 ⁶	11x10 ⁶	3,33	1	420
P6	207	332	0,30	0,51	0,35	0,45	515.088	1.893.250	5x10 ⁶	11x10 ⁶	3,33	1	420

Considerando a pesquisa realizada por Bezerra (2001), verificou-se que não há necessidade do emprego de armadura de cisalhamento nas ligações laje-pilar conforme os esforços obtidos pelo SAP2000.

Devido a maior rigidez dos apoios no Eberick, existem maiores momentos na ligação laje-pilar e as reações geradas pelo software usado foram ligeiramente superiores aos esforços produzidos pelo SAP2000. Dessa forma, foi necessário usar armadura de cisalhamento nas ligações laje-pilar para existir uma resistência satisfatória à punção conforme a norma EUROCODE.

Em P2, P5 e P6 foi adotada uma armadura de cisalhamento tipo stud em 3 camadas para aumentar a resistência ao cisalhamento da ligação laje-pilar. Existe uma área de aço por camada de 3,14 cm², um espaçamento entre armaduras de 9 cm, e o espaçamento da primeira linha de conectores tipo pino até a face do pilar é igual 6 cm.

A Figura 3.48 mostra o detalhamento das armaduras de cisalhamento (conectores tipo pino) para a ligação laje-pilar interna P2. Nos apoios P5 e P6, os conectores foram distribuídos conforme a Figura 3.49.

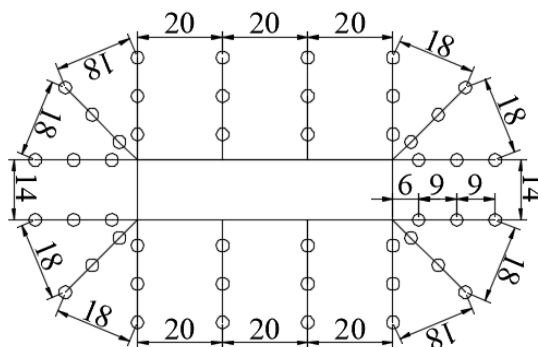


Figura 3.48 – Armadura de cisalhamento ao redor de P2 – Medidas em cm

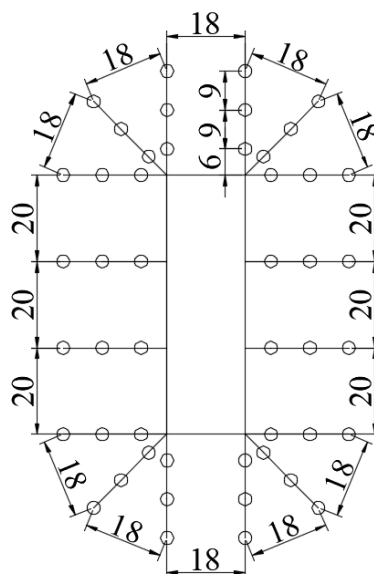


Figura 3.49 – Armadura de cisalhamento ao redor de P5 e P6 – Medidas em cm

Na verificação da ruptura por tração diagonal do concreto, a Tabela 3.40 apresenta as tensões cisalhantes resistentes proporcionadas pelas armaduras de cisalhamento e concreto nas ligações laje-pilar P2, P5 e P6.

Tabela 3.40 – Parcela de resistência da armadura de cisalhamento e concreto

PILAR	Armadura			Concreto		
	NBR 6118 (MPa)	EUROCODE (MPa)	ACI (MPa)	NBR 6118 (MPa)	EUROCODE (MPa)	ACI (MPa)
P2	0,42	0,48	0,55	0,63	0,49	1,03
P5	0,41	0,46	0,53	0,59	0,48	1,03
P6	0,41	0,46	0,53	0,58	0,46	1,03

Conforme a Tabela 3.40, a norma americana ACI apresentou a maior parcela de resistência fornecida pelas armaduras de cisalhamento. Portanto, aumenta-se a capacidade da ligação laje-pilar e mais carregamento adicional pode ser transferido para os apoios após uma ruptura localizada.

A Tabela 3.41 apresenta os valores das tensões solicitantes e resistentes de punção nos pilares analisados, de acordo com as três normas empregadas no presente trabalho, com o objetivo de verificar a estabilidade da estrutura.

Tabela 3.41 – Tensões cisalhantes dos pilares da estrutura íntegra do terceiro exemplo

Normas	Tensões (MPa)	P2	P5	P6
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,81	0,77	0,75
	τ_{Sd1}	0,52	0,46	0,51
	τ_{Rd3}	1,05	1,00	0,99
	τ_{Sd3}	0,79	0,78	0,84
	τ_{Rd2}	5,09	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	1,72	2,69	2,65
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,66	0,63	0,61
	v_{Ed3}	0,57	0,50	0,55
	$V_{Rd,cs}$	0,97	0,94	0,92
	v_{Ed2}	0,79	0,77	0,83
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,28	5,28
	v_{Ed1}	1,72	2,69	2,65
ACI	v_{cout}	0,69	0,69	0,69
	$V_{u,AB2}$	0,51	0,45	0,50
	v_n	1,58	1,56	1,56
	$V_{u,AB1}$	0,87	0,95	1,00
<p>τ_{Rd1} e τ_{Sd1} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C'', τ_{Rd3} e τ_{Sd3} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C', τ_{Rd2} e τ_{Sd2} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C, $V_{Rd,c}$ e V_{Ed3} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_{out}, $V_{Rd,cs}$ e V_{Ed2} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_1, $V_{Rd,max}$ e V_{Ed1} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_0, v_{cout} e $V_{u,AB2}$ são as tensões resistentes e solicitantes considerando a ruptura na região externa às armaduras, v_n e $V_{u,AB1}$ são as tensões resistentes e solicitantes considerando a ruptura na tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento.</p>				

A partir dos dados ilustrados na Tabela 3.41, a Figura 3.50 mostra as relações de tensões nos perímetros críticos, conforme os pilares P2, P5 e P6. Pode-se observar que os valores das tensões resistentes ultrapassam os valores das tensões atuantes, garantindo que a estrutura não entre em colapso, a princípio.

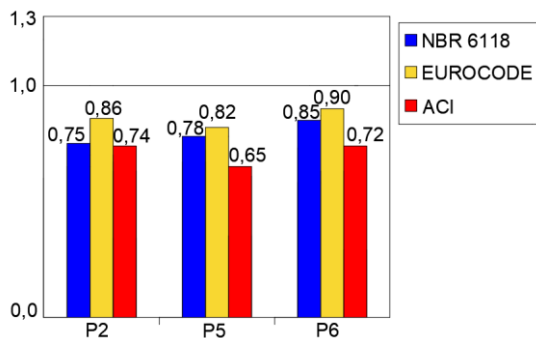


Figura 3.50 – Relação tensão atuante e resistente nos apoios

Admitindo a Figura 3.50, verifica-se que a norma EUROCODE apresenta as maiores relações de tensões nos três casos analisados e não existe a possibilidade de colapso progressivo da edificação íntegra.

3.3.2. Armadura contra o colapso progressivo

Na Tabela 3.42, as áreas de aço das armaduras de prevenção ao colapso progressivo em P2, P5 e P6 foram determinadas conforme as normas NBR 6118:2014, GSA:2013 e CEB:2010.

Tabela 3.42 – Áreas de aço das armaduras contra colapso progressivo

Pilar	N_K (kN)	NBR 6118 (cm ²)	GSA (cm ²)	CEB (cm ²)
P2	211,4	8,75	10,72	9,82
P5	155,7	6,45	10,72	7,23
P6	182,9	7,57	10,72	8,50

A Figura 3.51 mostra uma comparação de resultados de acordo com as três normas, com o objetivo de avaliar as possíveis diferenças que podem existir considerando a metodologia de cálculo de cada documento normativo.

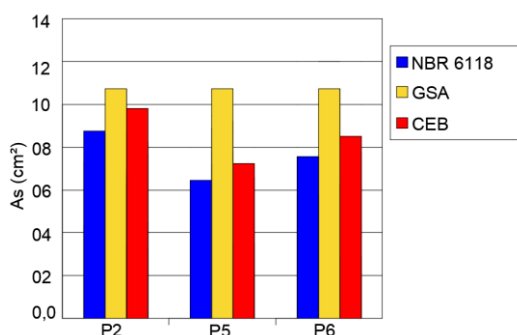


Figura 3.51 – Comparação das áreas de aço das armaduras

Pode-se observar que em todos os pilares estudados, a norma CEB é mais conservadora em relação a norma brasileira NBR 6118, por ter maior área de aço das armaduras contra o colapso progressivo.

Os resultados apresentados pelas três normas estudadas são mais próximos para os pilares com maiores carregamentos ou reações, conforme acontece no apoio P2 presente na estrutura. Na ligação laje-pilar P5, a norma GSA apresenta uma área de aço 66% maior em relação à norma NBR 6118. Portanto, verifica-se um maior conservadorismo da norma americana GSA.

3.3.3. Comportamento pós puncionamento

Analisou-se o comportamento da estrutura depois da retirada de um pilar no pórtico estrutural do programa computacional, simulando uma ruptura completa de uma ligação laje-pilar. Em seguida, considerando as armaduras contra o colapso progressivo na ligação danificada, foi estudada a probabilidade da ocorrência de novos danos por punção na edificação construída em Brasília.

De forma não simultânea, os pilares P3, P5 e P6 foram retirados devido a posição desses apoios no pavimento, existe uma ligação laje-pilar interna próxima da borda horizontal, outra ligação perto da borda vertical e uma ligação no meio da laje.

A - Ruptura de P3

Ocorreu uma redistribuição de esforços na estrutura com a ruptura de uma ligação laje-pilar interna próxima à borda (P3), e as reações aumentaram, diminuíram ou permaneceram a mesma nos apoios, conforme a Tabela 3.43.

A ruptura da ligação laje-pilar interna (P3) provoca um aumento de reação e momentos fletores nas ligações laje-pilar vizinhas, pois os fenômenos na natureza acontecem com o mínimo de gasto de energia e a carga procura o caminho mais fácil até a fundação.

Verifica-se que o aumento dos momentos fletores deve ser considerado na análise do comportamento pós puncionamento e colapso progressivo em edifícios em lajes lisa de concreto armado.

Tabela 3.43 – Reações de apoio após a ruptura completa de P3

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	98,1	1,1	40,2	P10	205,0	0,4	5,6
P2	269,3	1,6	29,7	P11	192,9	0,3	11,4
P3	-	-	-	P12	124,7	0,8	42,9
P4	201,4	6,9	50,6	P13	44,3	3,4	16,6
P5	156,4	38,0	0,0	P14	222,1	9,7	58,3
P6	171,4	33,5	0,1	P15	1,0	0,2	6,4
P7	155,0	40,0	1,0	P16	0,3	1,1	8,0
P8	155,7	38,1	0,3	P17	45,0	0,2	9,2
P9	115,4	2,2	32,1	P18	35,0	1,1	9,1

Em sequência, na Figura 3.52, mostram-se as variações de reações nos pilares mais próximos da região danificada, em valores percentuais.

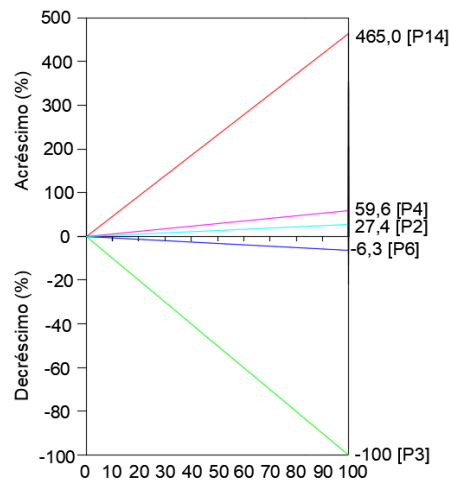


Figura 3.52 – Variação das reações de apoio após a ruptura completa de P3

Não foram analisados, os pilares P14 e P4 travados por viga pois existe uma pequena possibilidade de ruptura por punção. Observa-se que, é necessário verificar a flexo-compressão nesses apoios devido ao grande acréscimo de carga e provavelmente o pilar P14 entrará em ruptura.

A ligação laje-pilar P2 foi estudada por apresentar a maior sobrecarga, verificando uma elevação de 27,4% em sua reação. Existe uma diminuição nesse acréscimo da reação para

23,3% se existir uma resistência residual de 15% na ligação em ruptura e verifica-se uma pequena melhora no comportamento pós punção.

As armaduras contra o colapso progressivo podem ajudar no desempenho da estrutura após um dano local, assegurando uma resistência residual de 60% na ligação danificada. Dessa forma, P3 consegue suportar até 60% do seu carregamento original na estrutura íntegra e o acréscimo de carga passa para 11,0% em P2, existindo menor chance de propagação de novos danos no pavimento.

Após a ruptura por punção em P3, pode-se observar a formação de um binário entre os pilares localizados em torno do núcleo rígido da laje. O apoio P14 apresentou um expressivo aumento no carregamento, enquanto os pilares P13, P15 e P16 tiveram uma redução em suas reações. Dessa forma, conclui-se que esse descarregamento provocou um aumento nas reações nos apoios P2 e P4 ao redor da ligação rompida P3.

A Tabela 3.44 mostra as tensões de punção em P2 considerando uma resistência residual nula ou parcial em P3, com o objetivo de averiguar a possibilidade da ocorrência de colapso progressivo.

Tabela 3.44 – Tensões em P2 com ruptura em P3 (continua)

Normas	Tensões (MPa)	P2 Sem resistência residual em P3	P2 Resistência residual de 60% em P3
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,81	0,81
	τ_{Sd1}	0,78	0,63
	τ_{Rd3}	1,05	1,05
	τ_{Sd3}	1,26	0,98
	τ_{Rd2}	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	3,26	2,34
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,66	0,66
	v_{Ed3}	0,84	0,68
	$V_{Rd,cs}$	0,97	0,97
	v_{Ed2}	1,26	0,98
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,38
	v_{Ed1}	3,26	2,34

Tabela 3.44 – Tensões em P2 com ruptura em P3 (conclusão)

Normas	Tensões (MPa)	P2 Sem resistência residual em P3	P2 Resistência residual de 60% em P3
ACI	v_{cout}	0,69	0,69
	$V_{u,AB2}$	0,71	0,59
	v_n	1,58	1,58
	$V_{u,AB1}$	1,40	1,09

A Figura 3.53 mostra as relações de tensões em P2 e se pode perceber que a probabilidade de propagação de novos danos é pequena, considerando o uso de armadura contra o colapso progressivo em P3, pois as tensões atuantes foram menores que as tensões resistentes de acordo com NBR 6118 e ACI 318.

Conforme o EUROCODE, verifica-se que a laje está no limiar da ruptura e as tensões solicitantes não ultrapassam em 5% as tensões resistentes quando existe o emprego de armadura contra o colapso progressivo na ligação rompida. Não se pode afirmar categoricamente que haverá novos danos de acordo com o EUROCODE devido aos fatores de segurança da norma.

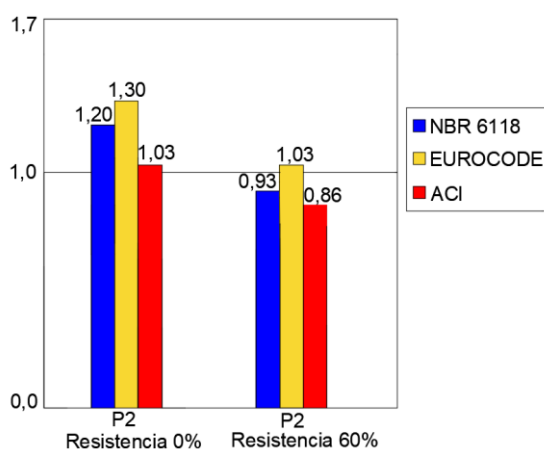


Figura 3.53 – Relações de tensões em P2 após ruptura parcial ou completa em P3

B - Ruptura de P5

Com a ruptura da ligação laje-pilar interna P5, ocorreu uma mudança de reações e momentos nos apoios da estrutura conforme a Tabela 3.45. Em seguida, a Figura 3.54 apresenta as variações de reações em valores percentuais das ligações laje-pilar adjacentes ao pilar removido.

Tabela 3.45 – Esforços da estrutura do terceiro exemplo sem a ligação P5

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	178,6	0,4	152,2	P10	199,3	0,5	3,5
P2	206,4	0,4	12,4	P11	196,4	0,4	9,5
P3	164,3	0,3	8,1	P12	126,9	0,6	46,2
P4	126,3	0,6	47,6	P13	42,9	0,4	8,2
P5	-	-	-	P14	40,0	1,5	6,5
P6	238,6	72,2	0,2	P15	5,7	0,0	2,3
P7	152,1	35,4	0,0	P16	1,4	0,0	0,3
P8	152,9	35,9	0,0	P17	33,6	0,2	11,6
P9	179,8	0,3	150,4	P18	39,3	1,3	8,5

A Figura 3.54 mostra o aumento ou diminuição das reações nos pilares sem a presença de vigas, enquanto a Figura 3.55 ilustra as mudanças nas reações para os apoios conectados pelo elemento estrutural viga.

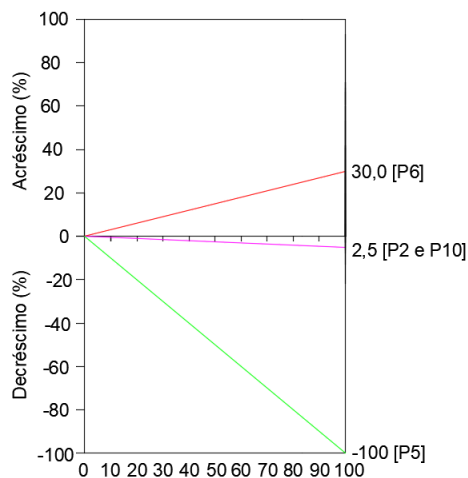


Figura 3.54 – Variação das reações dos apoios sem vigas após a ruptura completa de P5

Observa-se que, a ligação laje-pilar P6 apresentou a maior sobrecarga após a ruptura completa de P5. Verifica-se que ocorreu um aumento de 30% na reação de P6, considerando a variação entre a carga desse apoio na estrutura com danos e a carga inicial de punção conforme o projeto original da estrutura íntegra.

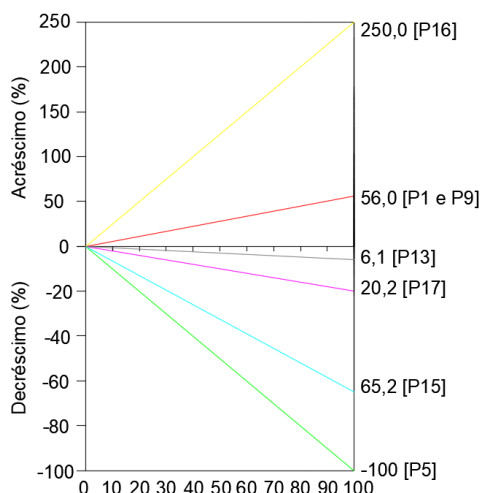


Figura 3.55 – Variação das reações dos apoios com vigas após a ruptura completa de P5

Caso exista uma resistência residual de 15%, acontecerá uma pequena redução no acréscimo de reação em P6, pois existe uma nova sobrecarga de 25,5% e menor chance de colapso progressivo.

A presença de armadura de prevenção ao colapso progressivo pode garantir uma resistência residual muito maior, na ordem de 60%, conforme pesquisa experimental realizada na Universidade de Brasília. Dessa forma, o pilar P6 é menos solicitado com um aumento da sua reação em 12%.

A Tabela 3.46 mostra as tensões cisalhantes para o pilar P6, considerando o puncionamento do pilar P5, para avaliar o comportamento pós puncionamento da laje lisa maciça em concreto armado.

Tabela 3.46 – Tensões em P6 com a ruptura em P5 (continua)

Normas	Tensões (MPa)	P6 Sem resistência residual em P5	P6 Resistência residual de 60% em P5
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,75	0,75
	τ_{Sd1}	0,74	0,60
	τ_{Rd3}	0,99	0,99
	τ_{Sd3}	1,25	1,00
	τ_{Rd2}	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	4,54	3,41

Tabela 3.46 – Tensões em P6 com ruptura em P5 (conclusão)

Normas	Tensões (MPa)	P6 Sem resistência residual em P5	P6 Resistência residual de 60% em P5
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,61	0,61
	v_{Ed3}	0,79	0,65
	$V_{Rd,cs}$	0,92	0,92
	v_{Ed2}	1,25	1,00
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,28
	v_{Ed1}	4,54	3,41
ACI	v_{cout}	0,69	0,69
	$V_{u,AB2}$	0,73	0,60
	v_n	1,56	1,56
	$V_{u,AB1}$	1,55	1,22

A Figura 3.56 apresenta as relações de tensões em P6, admitindo uma resistência residual nula ou parcial do apoio danificado. Conforme a Figura 3.56, verifica-se que, o ACI apresenta as menores relações das tensões atuantes e resistentes, e não existe chance de propagação de novos danos na estrutura com a presença de armadura contra colapso progressivo na região inferior da ligação P5.

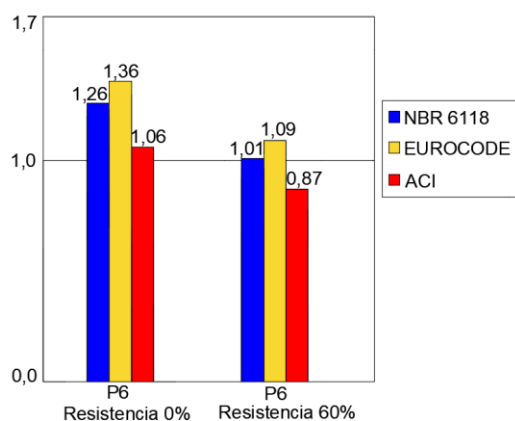


Figura 3.56 – Relações de tensões em P6 após ruptura parcial ou completa em P5

O EUROCODE apresenta as maiores razões de tensões e indica novas rupturas, mesmo com armadura contra colapso progressivo na ligação danificada. Pode-se observar uma grande divergência de resultados entre a norma americana e europeia, porém não se pode afirmar que haverá novas rupturas de forma categórica considerando uma resistência residual parcial e a norma EUROCODE e NBR 6118.

Conforme EUROCODE, seria necessário aumentar a capacidade da ligação rompida, considerando uma resistência residual maior empregando uma maior área de aço das armaduras contra colapso progressivo, maior dimensão dos pilares ou lajes e maior área de aço das armaduras de cisalhamento.

C - Ruptura de P6

A ligação laje-pilar interna P6 apresentou uma ruptura por punção e houve uma redistribuição de esforços e momentos na edificação, de acordo com a Tabela 3.47. Em sequência, na Figura 3.57 e Figura 3.58, mostram-se os aumentos das reações nos pilares ao redor da ligação colapsada em valores percentuais.

Tabela 3.47 – Reações e momentos na estrutura sem P6

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	114,0	2,9	42,7	P10	218,6	0,9	19,0
P2	236,4	0,7	35,7	P11	160,7	0,3	9,6
P3	160,0	0,3	6,3	P12	127,9	1,3	45,9
P4	127,2	1,3	47,4	P13	60,0	0,4	14,9
P5	200,7	92,2	0,0	P14	28,6	1,8	2,1
P6	-	-	-	P15	99,3	0,3	19,4
P7	157,1	36,1	0,1	P16	2,0	0,1	7,5
P8	153,6	36,1	0,0	P17	105,0	0,8	8,9
P9	115,8	3,1	40,6	P18	24,3	1,4	4,5

Na análise das variações das reações, dois grupos foram criados. Inicialmente, verificou-se os apoios sem conexão com vigas e depois, avaliou-se os pilares com a presença de vigas de fechamento.

Pilares conectados por vigas não serão analisados no presente trabalho, pois não existe a probabilidade de ocorrer ruptura por punção. Nesse caso, acontece uma ruptura por flexo-compressão no apoio.

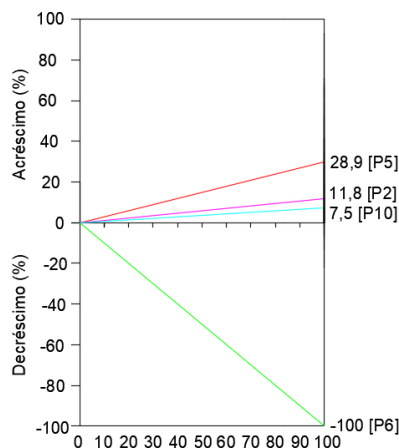


Figura 3.57 – Variação das reações dos apoios sem vigas após a ruptura completa de P6

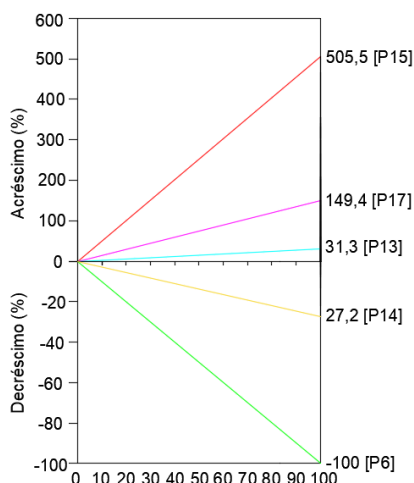


Figura 3.58 – Variação das reações dos apoios com vigas após a ruptura completa de P6

Os pilares P13, P15 e P17 localizados no núcleo rígido da laje e próximos ao P6 tiveram uma elevação no carregamento vertical transferido pela laje. Ocorreu um grande aumento da carga de punção em P15, pois o apoio se encontra próximo ao pilar removido e apresenta pequena reação, considerando a estrutura íntegra. Dessa forma, um pouco de carga adicional em P15 gera grande variação de carregamento.

A ligação laje-pilar interna P5 apresenta a maior sobrecarga com um acréscimo de 28,9% na sua reação em comparação com os carregamentos obtidos na estrutura íntegra processada no programa computacional. Considerando uma resistência residual de 15% em P6, o aumento de carga em P5 passa para 24,6% pois a ligação danificada consegue ainda absorver uma parcela

de carregamento. As armaduras de prevenção ao colapso progressivo permitem um acréscimo de 11,6% na reação de P5, pois existe uma resistência residual de 60% na ligação laje-pilar rompida ou colapsada.

As tensões solicitantes e resistentes de punção para a ligação P5, após perda total ou parcial do apoio P6, são mostradas na Tabela 3.48. A partir desses dados apresentados, a Figura 3.59 apresenta as relações de tensão em P5 com o objetivo de verificar a probabilidade de novos danos propagarem.

Conforme a Figura 3.59, a armadura contra o colapso progressivo diminuiu as relações de tensões e evitou a propagação de uma nova ruptura por punção, de acordo com NBR 6118 e ACI. Verifica-se que não se pode afirmar de forma incontestável que haverá novos danos considerando a norma EUROCODE e resistência residual parcial.

Tabela 3.48 – Tensões em P5 com a ruptura total ou parcial em P6

Normas	Tensões (MPa)	P5 Sem resistência residual em P6	P5 Resistência residual de 60% em P6
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,77	0,77
	τ_{Sd1}	0,70	0,56
	τ_{Rd3}	1,00	1,00
	τ_{Sd3}	1,23	0,96
	τ_{Rd2}	5,09	5,09
	τ_{Sd2}	5,06	3,64
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,63	0,63
	v_{Ed3}	0,74	0,60
	$V_{Rd,cs}$	0,94	0,94
	v_{Ed2}	1,23	0,96
	$V_{Rd,max}$	5,28	5,28
	v_{Ed1}	5,06	3,64
ACI	v_{cout}	0,69	0,69
	$V_{u,AB2}$	0,68	0,54
	v_n	1,56	1,56
	$V_{u,AB1}$	1,59	1,21

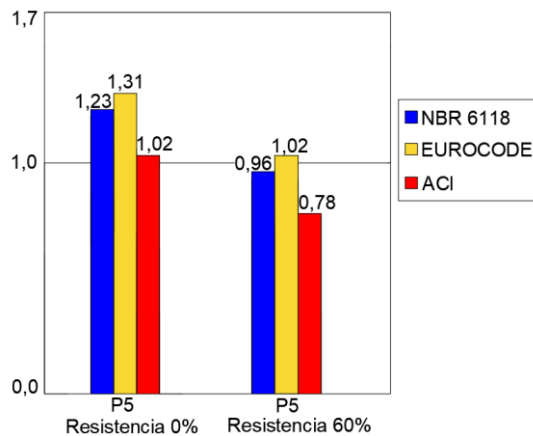


Figura 3.59 – Relações de tensões em P5 após ruptura parcial ou completa em P6

3.3.4. Verificação utilizando configurações de linha de ruptura

Conforme as linhas positivas e negativas traçadas no pavimento por Bezerra (2001), a capacidade de flexão de uma laje foi determinada depois de uma ruptura por punção de uma ligação laje-pilar usando o Método das Linhas de Ruptura.

O apoio P2 foi puncionado e a resistência residual da ligação danificada é nula. Admitindo-se a configuração da linha de ruptura, estuda-se o comportamento pós puncionamento da estrutura e se verifica o equilíbrio estático da laje.

Nesse estudo com a remoção de um pilar, foi traçado uma linha de ruptura positiva a partir do pilar P6 até a extremidade da laje, considerando pontos com maiores momentos e uma linha de ruptura negativa passando pelo apoio P1 e tangenciando o núcleo rígido. As linhas de ruptura foram desenhadas considerando que existe uma região de ruptura em torno do pilar P2 que entrou em colapso.

Conforme a Figura 3.60, existe o traçado das linhas positivas e negativas que influenciam na carga de colapso na laje e possibilidade de colapso progressivo na estrutura, consoante a carga atuante na laje.

Os comprimentos de ancoragem das armaduras interceptadas pelas linhas de ruptura foram verificados para determinar o momento de plastificação usado na metodologia de cálculo, conforme o princípio dos trabalhos virtuais.

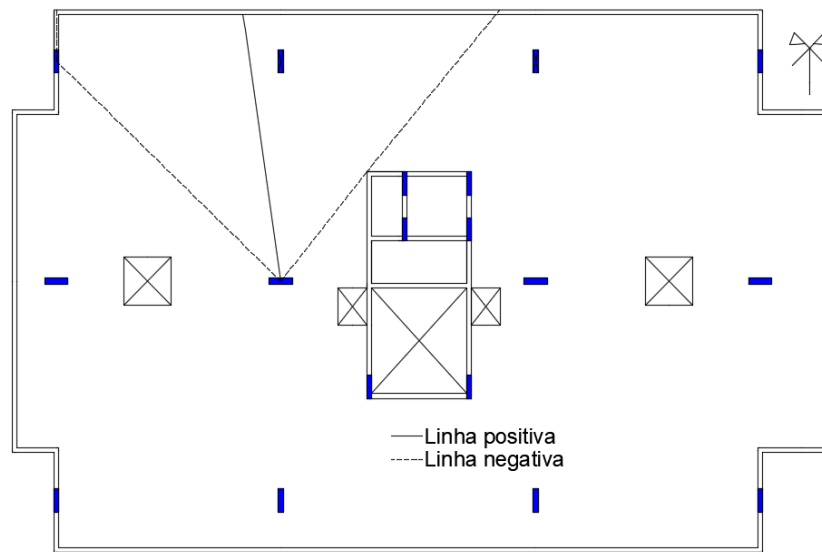


Figura 3.60 – Linhas de ruptura positiva e negativa após a ruptura por punção em P2

De acordo com a Figura 3.61, observa-se o volume da laje deslocada logo após a aplicação de um deslocamento virtual unitário (J) na borda da laje. Verifica-se também as rotações da laje em torno do ponto que contém J.

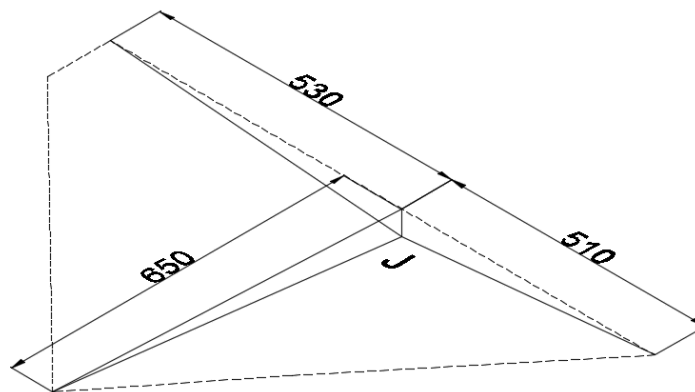


Figura 3.61 – Volume limitado pela laje deformada – cotas em cm

As Figuras 3.62, 3.63, 3.64 e 3.65 apresentam o detalhamento das armaduras nas regiões inferiores e superiores nas direções X e Y da laje, de acordo com o projeto original desenvolvido por Bezerra (2001).

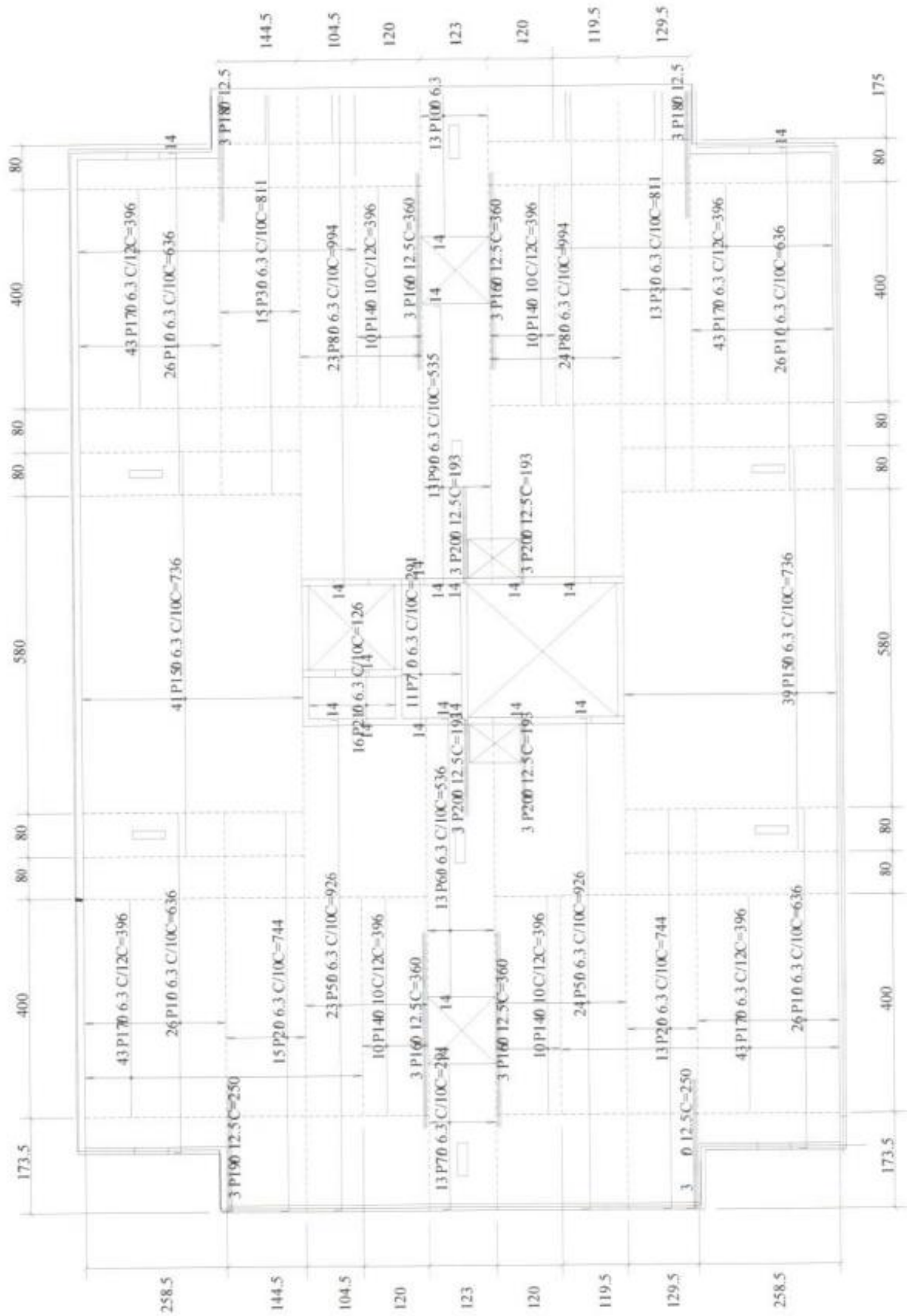


Figura 3.62 – Armadura positiva na direção X

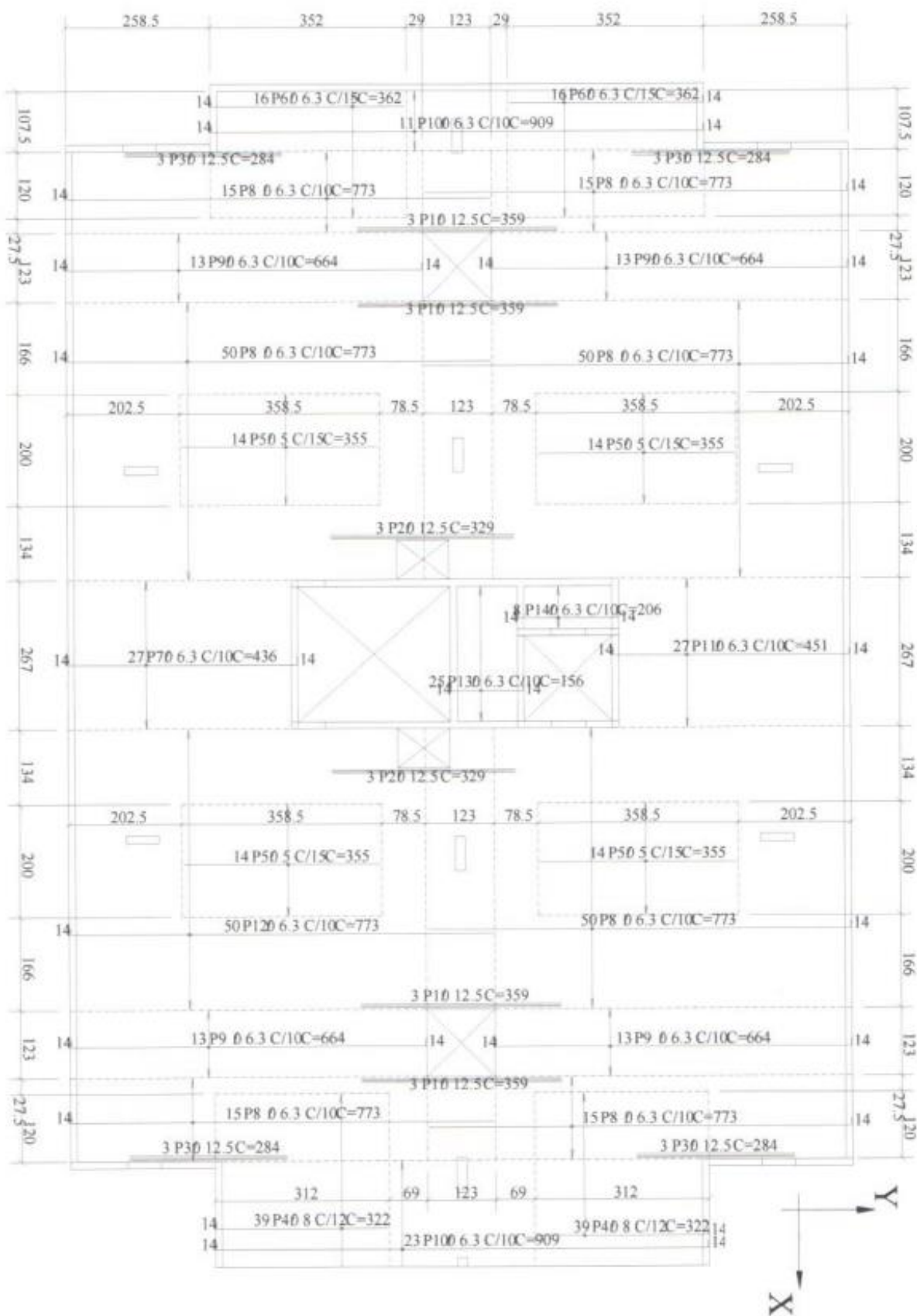


Figura 3.63 – Armadura positiva na direção Y

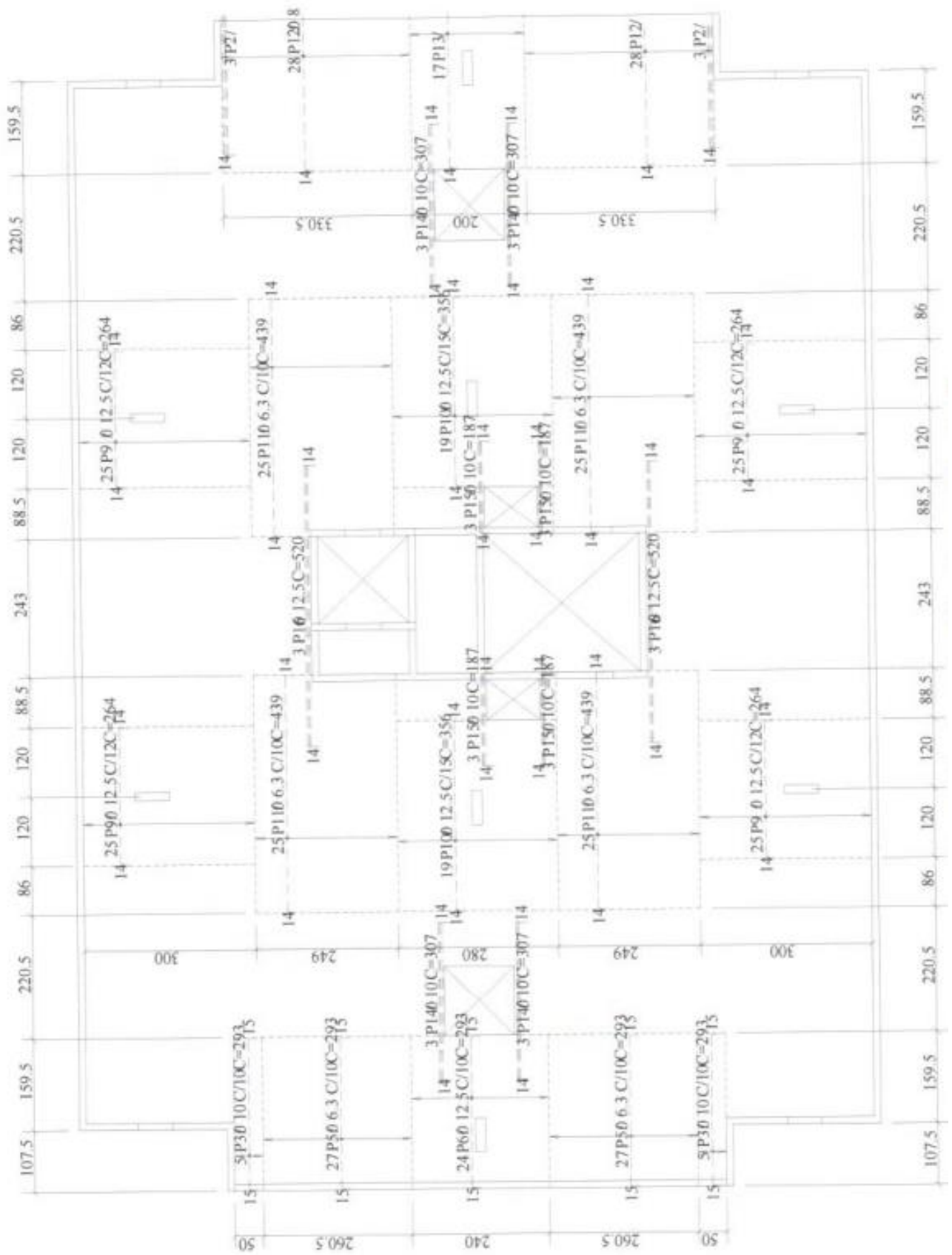


Figura 3.64 – Armadura negativa na direção X

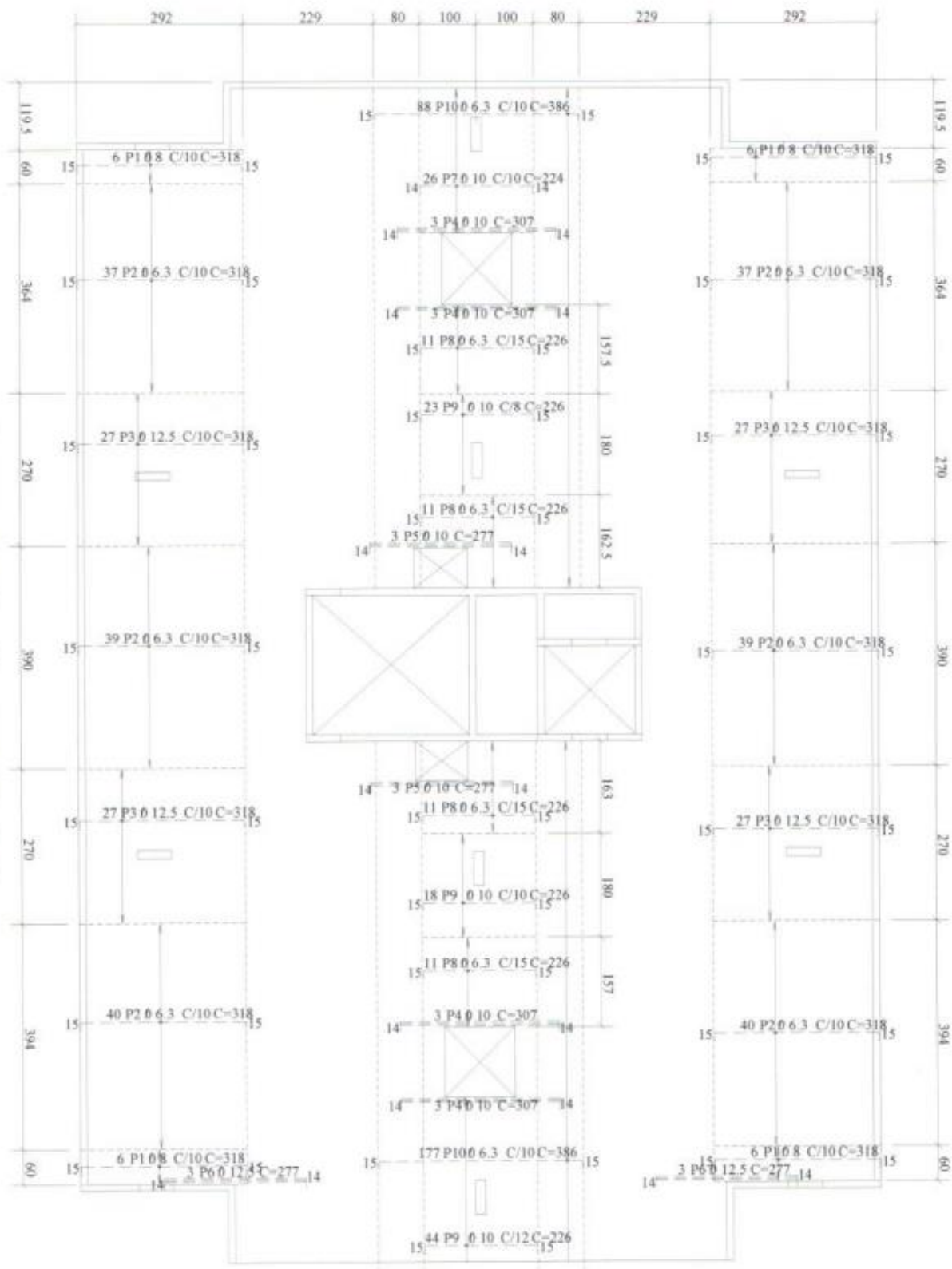


Figura 3.65 – Armadura negativa na direção Y

As Figuras 3.66, 3.67, 3.68 e 3.69 mostram os momentos de plastificação dos trabalhos positivos e negativos nas duas direções ortogonais, segundo a configuração das linhas de ruptura adotada.

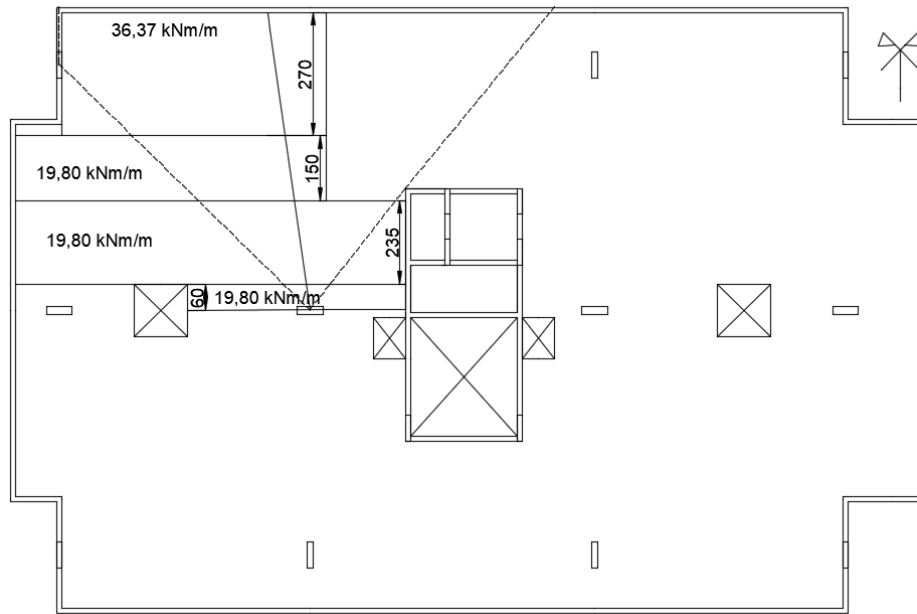


Figura 3.66 – Momentos de plastificação positivos na direção X – cotas em cm

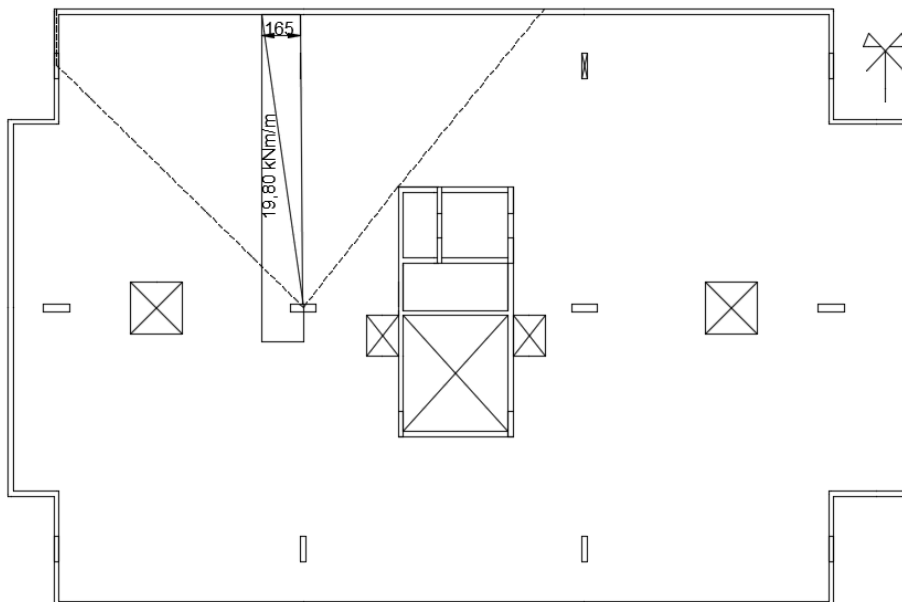


Figura 3.67 – Momentos de plastificação positivos na direção Y – cotas em cm

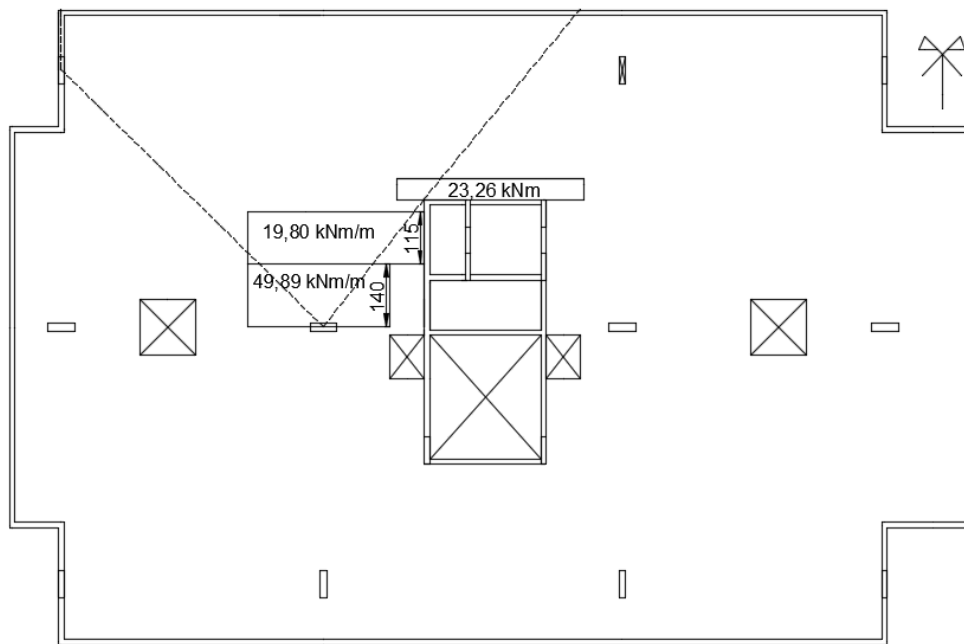


Figura 3.68 – Momentos de plastificação negativos na direção X – cotas em cm

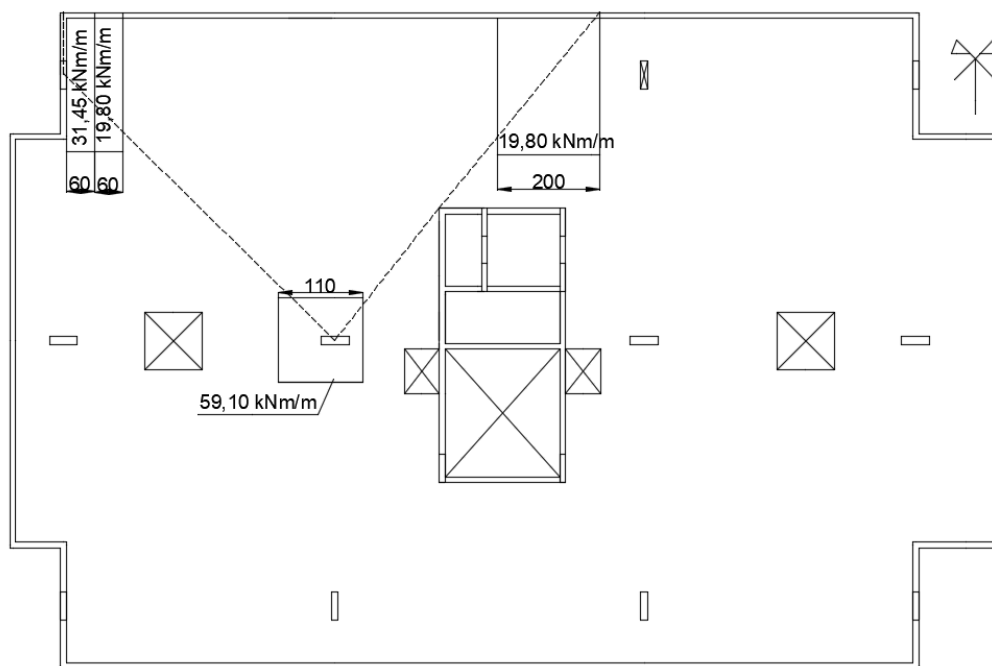


Figura 3.69 – Momentos de plastificação negativos na direção Y – cotas em cm

3.3.4.1. Trabalho externo

Depois de aplicar um deslocamento virtual unitário na laje, o volume obtido é $118.221 \cdot \delta$ (cm³) e o trabalho externo (W. Externo) exigido pela carga é:

$$W_{ext} = 118.221 \cdot \delta \cdot q \text{ (cm}^3\text{)}$$

3.3.4.2. Trabalho interno

A - Trabalho interno positivo

$$W_{int+} = \delta \left(36,37 \cdot 2,70 \cdot \frac{1}{530} + 19,80 \cdot 1,50 \cdot \frac{1}{650} + 19,80 \cdot 2,35 \cdot \frac{1}{650} + 19,80 \cdot 0,6 \cdot \frac{1}{650} + 19,80 \cdot 1,65 \cdot \frac{1}{650} \right) = 0,40 \text{ kNm ou } 40 \text{ kNcm}$$

B - Trabalho interno negativo

$$W_{int-} = \delta \left(19,80 \cdot 1,15 \cdot \frac{1}{650} + 2 \cdot 49,89 \cdot 1,40 \cdot \frac{1}{650} + 59,10 \cdot 1,10 \cdot \frac{1}{650} + 19,80 \cdot 2,0 \cdot \frac{1}{510} + 31,45 \cdot 0,6 \cdot \frac{1}{530} + 19,80 \cdot 0,6 \cdot \frac{1}{530} + 23,26 \cdot \frac{1}{650} \right) = 0,55 \text{ kNm ou } 55 \text{ kNcm}$$

Aplicando o princípio dos trabalhos virtuais e igualando os trabalhos internos com o trabalho externo, chega-se na seguinte carga de ruptura.

$$W_{int} = W_{ext}$$

$$(40 + 55) \cdot \delta = 118.221 \delta \cdot q$$

$$q = 8,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

A carga de colapso na laje foi superior em 10% que a carga atuante no pavimento (7,32 kN/m²) considerando os carregamentos verticais permanentes e acidentais. Conclui-se que, não existe possibilidade de colapso progressivo na estrutura.

Chega-se à conclusão de que, o trabalho interno negativo tem um valor maior que o trabalho interno positivo, pois os momentos negativos são maiores devido a maior rigidez presente nos apoios.

3.4. QUARTO EXEMPLO

Uma edificação em concreto armado, existente em Brasília e previamente projetada por Martins (2003), foi estudada empregando o software Eberick após uma ruptura por punção em uma ligação laje-pilar. As áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo foram comparadas conforme três documentos normativos, com o objetivo de averiguar a metodologia de cálculo mais conservadora.

O projeto estrutural original, desenvolvido por Martins (2003), apresentava o dimensionamento da construção com o detalhamento das armaduras de flexão na região superior e inferior da laje e se procurou nesse estudo preservar as mesmas características da estrutura e carregamentos verticais aplicados no pavimento.

A estrutura analisada neste trabalho foi uma edificação com seis pavimentos, pé direito de 273 cm, três núcleos rígidos formados pela escada e elevador, e aberturas no pavimento para passagem de tubulações hidrossanitárias e ventilação. Nos elementos estruturais, o concreto utilizado foi o C25 e o aço empregado foi o CA-50.

A laje maciça que se apoia em pilares foi projetada com espessura de 16 cm, as vigas de fechamento com 12 cm x 53 cm e os pilares com uma seção transversal variável, consoante a planta baixa mostrada na Figura 3.70. Na estrutura existem um total de 24 pilares, sendo apoios conectados por vigas ou ligações laje-pilar

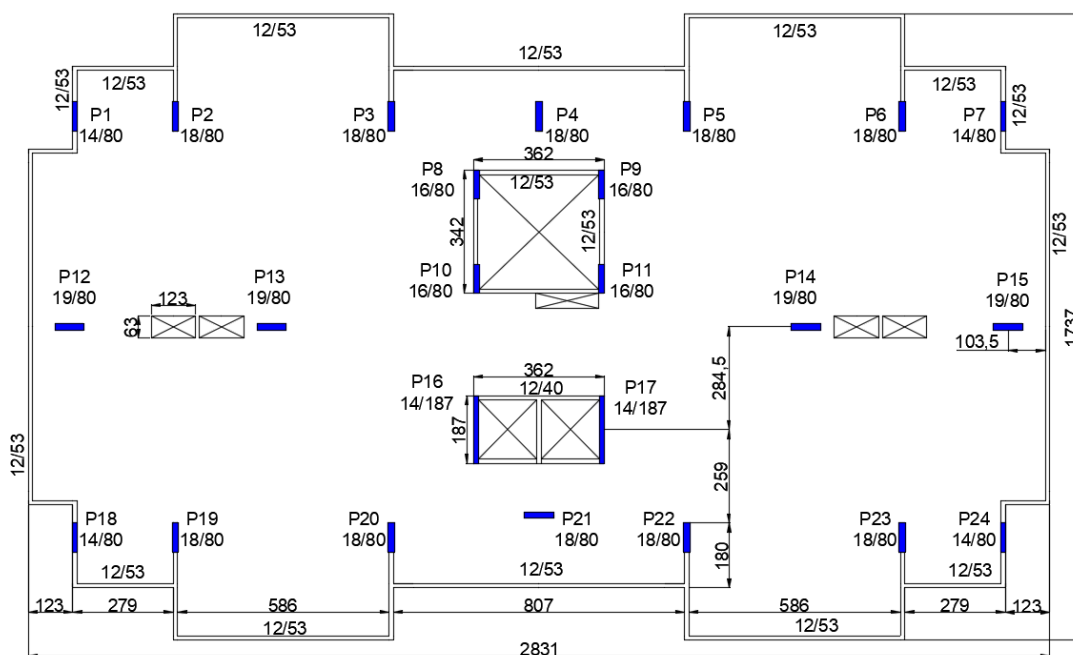


Figura 3.70 – Planta baixa da edificação – cotas em cm

As cargas verticais ou gravitacionais aplicadas no pavimento ou laje foram retiradas da norma NBR 6120 de acordo com a finalidade ou propósito da estrutura (edificação residencial no presente estudo).

Conforme Martins (2003), foram lançadas na laje da estrutura, uma sobrecarga de 1,5 kN/m² e carga permanente de 6,67 kN/m². Além disso, uma carga de alvenaria com tijolos de espessura igual a 0,15 m também foi aplicada ao longo das bordas do pavimento, segundo a Tabela 3.49.

Tabela 3.49 – Carregamento utilizado

Discriminação	Carga
Permanentes (distribuída):	(kN/m²)
Peso próprio da laje (h = 16,0 cm)	25,00 x 0,16 = 4
Revestimento	0,50
Alvenaria	1,92
Forro de gesso	0,25
Permanentes (distribuída linearmente)	(kN/m)
Alvenaria de contorno	5,32
Peso próprio das vigas	1,59
Acidental:	(kN/m²)
Sobrecarga (edifício residencial)	1,50
Total(kN/m²)	8,17

Algumas alterações no projeto original foram necessárias devido as limitações no lançamento da estrutura pelo Eberick, pois no programa computacional não é possível adicionar pilares internos ligados por vigas.

No começo, lançou-se a estrutura íntegra no programa computacional e se registrou em uma tabela as reações e momentos transferidos pela laje para os apoios ou pilares existentes no pavimento.

Após um dano localizado em uma ligação laje-pilar simulado pela retirada de um apoio no software, aconteceu uma redistribuição de esforços na edificação, e se verificou os pilares remanescentes com maior acréscimo de carga e a possibilidade da propagação de novas rupturas.

3.4.1. Verificação ao puncionamento

Conforme as normas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2019, foi realizado uma comparação das tensões resistentes de punção com as tensões solicitantes obtidas, conforme os esforços gerados pelo programa computacional, com o objetivo de realizar uma verificação ao puncionamento da estrutura íntegra.

Vale ressaltar que para garantir a estabilidade da edificação, as cargas atuantes devem ser menores ou iguais que a capacidade última das ligações laje-pilar presentes na estrutura analisada.

A Tabela 3.50 mostra os esforços da estrutura que foram retirados do programa computacional Eberick e os pilares P4, P12 e P13, suscetíveis a ruptura por punção que foram analisados. Vale ressaltar que as reações calculadas pelo Eberick foram próximas das reações determinadas por Martins (2003), pois a maior diferença de resultados não ultrapassou os 25%.

Tabela 3.50 – Reações de apoio da estrutura íntegra

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	119,3	1,4	50,2	P13	254,2	18,6	4,6
P2	264,0	1,5	37,8	P14	255,0	23,4	4,6
P3	267,0	7,1	47,6	P15	216,0	10,0	3,8
P4	105,2	1,1	31,7	P16	95,3	2,3	63,6
P5	268,1	0,9	47,6	P17	96,2	0,1	64,0
P6	265,0	2,3	38,1	P18	121,1	2,6	48,4
P7	117,0	1,6	49,9	P19	264,5	1,2	41,6
P8	85,3	0,6	3,2	P20	282,8	6,3	61,8
P9	84,4	0,7	4,0	P21	112,2	0,9	1,4
P10	94,7	1,8	16,0	P22	282,3	0,0	62,3
P11	99,2	2,0	13,1	P23	264,4	2,0	40,7
P12	215,1	5,8	3,5	P24	119,2	2,0	47,8

A Tabela 3.51 mostra as reações, momentos fletores e tamanho dos pilares com o propósito de calcular as tensões cisalhantes nas ligações laje-pilar, e se verifica que os momentos fletores M_b e M_h atuam na seção transversal do pilar na menor e maior direção, respectivamente.

Tabela 3.51 – Cargas e dimensões para verificação das ligações laje-pilar

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	D_1 (m)	D_2 (m)
P4	105,2	1,1	31,7	0,18	0,80
P12	215,1	5,8	3,5	0,19	0,80
P13	254,2	18,6	4,6	0,19	0,80

Para calcular as tensões cisalhantes nos apoios, é necessário conhecer também a altura útil, obtida conforme a Equação 3.6. A Figura 3.71 mostra um corte da laje com as armaduras negativas de flexão no pavimento.

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad \text{Equação 3.6}$$

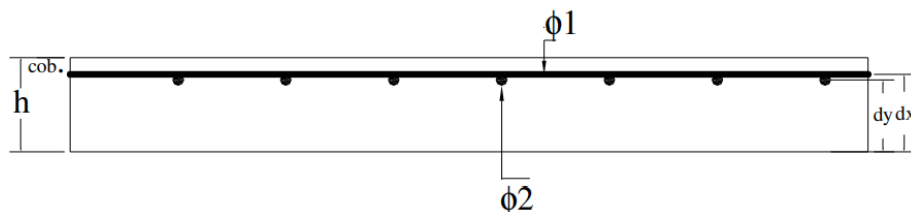


Figura 3.71 – Alturas úteis das barras nas duas direções ortogonais (DUMARESQ, 2008)

Na Tabela 3.52, são apresentados os valores das alturas úteis e as taxas geométricas das armaduras superiores localizadas nos apoios ou ligações, de acordo com as variáveis mostradas na Figura 3.71.

Tabela 3.52 – Altura efetiva e taxa de armadura na ligação laje-pilar

PILAR	Altura		Armadura de Flexão				Altura útil			Taxa de armadura	
	h (cm)	c_{ob} (cm)	ϕ_1 (mm)	S_1 (cm)	ϕ_2 (mm)	S_2 (cm)	d_x (cm)	d_y (cm)	d (cm)	ρ_x	ρ_y
P4	16	2,5	8	10	12,5	12	13,1	12,08	12,59	0,0031	0,0064
P12	16	2,5	12,5	8	10	10	12,90	11,75	12,33	0,0096	0,0049
P13	16	2,5	12,5	10	12,5	8	12,90	11,63	12,27	0,0077	0,0096

De forma análoga ao segundo exemplo, nas Tabelas 3.53, 3.54 e 3.55 são exibidos os parâmetros de cálculo necessários para a determinação das tensões cisalhantes resistentes e solicitantes nas ligações laje-pilar internas presentes na estrutura analisada.

Tabela 3.53 – Dados para os cálculos das tensões cisalhantes conforme NBR 6118

NBR 6118										
PILAR	Perímetro crítico			Contorno C		Contorno C'		Contorno C''		Stud
	C (cm)	C' (cm)	C'' (cm)	W_{p1} (cm ²)	W_{p2} (cm ²)	W_{p1} (cm ²)	W_{p2} (cm ²)	W_{p1} (cm ²)	W_{p2} (cm ²)	f_{ywd} (MPa)
P4	196	354	-	1.602	4.640	9.591	14.411	-	-	-
P12	198	352	503	1.700	4.720	9.546	14.282	21.856	28.263	300
P13	146	304	476	1.700	4.720	9.496	14.224	27.578	34.603	300

Tabela 3.54 – Dados para os cálculos das tensões cisalhantes conforme EUROCODE

EUROCODE											
PILAR	Perímetro crítico			Contorno u_0		Contorno u_1		Contorno u_{out}		Efeito tamanho	Stud
	u_0 (cm)	u_1 (cm)	u_{out} (cm)	W_1 (cm ²)	W_2 (cm ²)	W_1 (cm ²)	W_2 (cm ²)	W_1 (cm ²)	W_2 (cm ²)	k	$f_{ywd,ef}$ (MPa)
P4	196	354	-	1.602	4.640	9.591	14.411	-	-	2	-
P12	198	352	465	1.700	4.720	9.546	14.282	21.856	28.263	2	300
P13	146	304	453	1.700	4.720	9.496	14.224	27.578	34.603	2	300

Tabela 3.55 – Dados para os cálculos das tensões cisalhantes conforme ACI

ACI													
PILAR	Perímetro crítico		Contorno b_o		Contorno b_{out}		Contorno b_o		Contorno b_{out}		Dados adicionais		
	b_o (cm)	b_{out} (cm)	γ_{v1}	γ_{v2}	γ_{v1}	γ_{v2}	J_{c1} (cm ⁴)	J_{c2} (cm ⁴)	J_{c1} (cm ⁴)	J_{c2} (cm ⁴)	β	λ_s	f_{yt} (MPa)
P4	246	-	0,28	0,54	-	-	615.642	3.347.214	-	-	4,44	1	-
P12	247	376	0,28	0,53	0,33	0,47	631.707	3.292.896	6.495.235	15x10 ⁶	4,21	1	420
P13	202	377	0,28	0,53	0,34	0,46	625.171	3.266.122	11x10 ⁶	23x10 ⁶	4,21	1	420

Em P12 e P13, adotou-se armadura de cisalhamento em 3 e 4 camadas respectivamente, considerando studs com área de aço total de 3,92 cm² por camada. As armaduras estão afastadas entre si por 9 cm, e a distância da primeira linha de conectores tipo pino até a face do pilar é igual 6 cm.

As Figuras 3.72 e 3.73 apresentam o detalhamento ou desenho da distribuição das armaduras de cisalhamento (conectores tipo pino ou studs) ao redor da ligação laje-pilar interna P12 e P13, respectivamente.

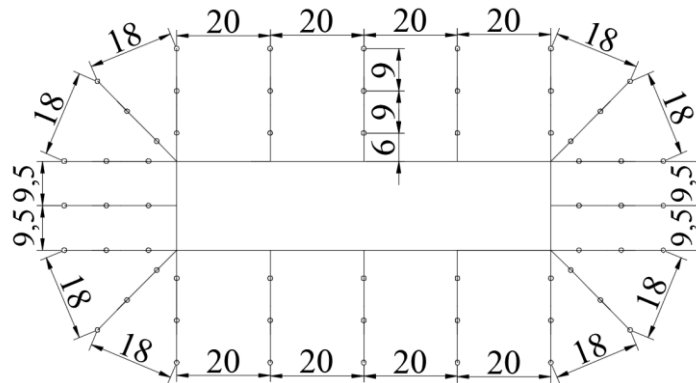


Figura 3.72 – Armadura de cisalhamento ao redor de P12 – Medidas em cm

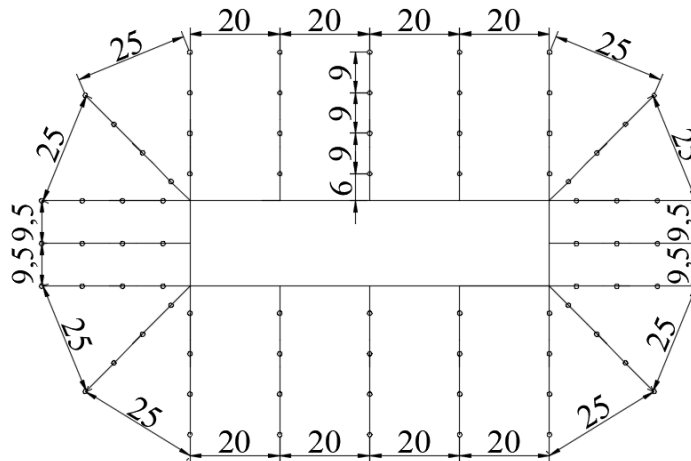


Figura 3.73 – Armadura de cisalhamento ao redor de P13 – Medidas em cm

Na verificação da ruptura por tração diagonal do concreto, a Tabela 3.56 apresenta as tensões cisalhantes resistentes proporcionadas pelas armaduras de cisalhamento e concreto nas ligações laje-pilar P12 e P13.

Tabela 3.56 – Parcela de resistência da armadura de cisalhamento e concreto

PILAR	Armadura			Concreto		
	NBR 6118 (MPa)	EUROCODE (MPa)	ACI (MPa)	NBR 6118 (MPa)	EUROCODE (MPa)	ACI (MPa)
P12	0,55	0,55	0,55	0,57	0,44	0,92
P13	0,64	0,64	0,68	0,61	0,48	0,90

Na Tabela 3.57, é possível visualizar as tensões cisalhantes para os apoios analisados e, a princípio não foi considerado o uso de armadura de cisalhamento na ligação laje-pilar interna P4.

Tabela 3.57 – Tensões de cisalhamento nos perímetros críticos

Normas	Tensões (MPa)	P4	P12	P13
NBR 6118	τ_{Rd1}	-	0,76	0,82
	τ_{Sd1}	-	0,51	0,66
	τ_{Rd3}	0,66	1,12	1,25
	τ_{Sd3}	0,57	0,75	1,09
	τ_{Rd2}	4,34	4,34	4,34
	τ_{Sd2}	1,35	1,49	2,65
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	-	0,62	0,67
	v_{Ed3}	-	0,55	0,66
	$V_{Rd,cs}$	0,54	0,99	1,12
	v_{Ed2}	0,57	0,75	1,09
	$V_{Rd,max}$	4,50	4,50	4,50
	v_{Ed1}	1,35	1,49	2,65
ACI	v_{cout}	-	0,64	0,64
	$V_{u,AB2}$	-	0,49	0,58
	v_n	0,92	1,47	1,58
	$V_{u,AB1}$	0,58	0,77	1,19
<p>τ_{Rd1} e τ_{Sd1} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C'', τ_{Rd3} e τ_{Sd3} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C', τ_{Rd2} e τ_{Sd2} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro C, $V_{Rd,c}$ e v_{Ed3} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_{out}, $V_{Rd,cs}$ e v_{Ed2} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_1, $V_{Rd,max}$ e v_{Ed1} são as tensões resistentes e solicitantes no perímetro u_0, v_{cout} e $V_{u,AB2}$ são as tensões resistentes e solicitantes considerando a ruptura na região externa às armaduras, v_n e $V_{u,AB1}$ são as tensões resistentes e solicitantes considerando a ruptura na tração diagonal do concreto com armadura de cisalhamento.</p>				

Como o pilar P13 está muito próximo de uma abertura da laje, conforme os documentos normativos, foi necessário desprezar o contorno do perímetro crítico entre as duas retas que passam pelo eixo ou centro de gravidade do pilar e tangenciam o contorno da abertura, de acordo com a Figura 3.74.

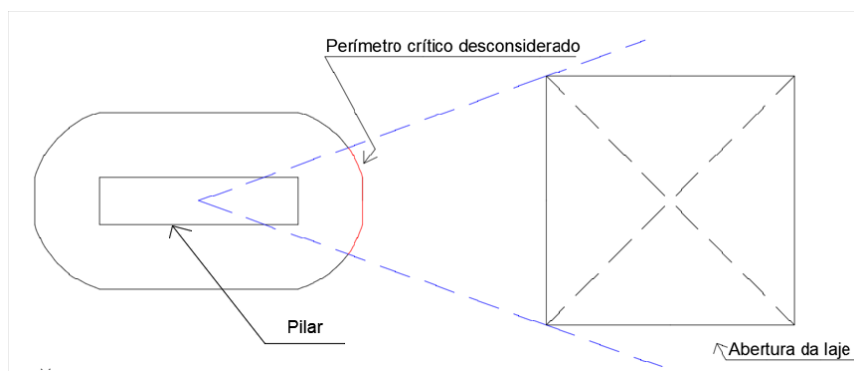


Figura 3.74 – Perímetro crítico desconsiderado

Observa-se que o pilar P12 está localizado distante da abertura ou furo presente no pavimento da estrutura, e não foi necessário desprezar parte do contorno do perímetro crítico conforme os três códigos normativos apresentados.

A Figura 3.75 mostra as relações de tensões para uma verificação ao puncionamento da estrutura com os pilares citados, e se verifica que a tensão solicitante foi maior que a tensão resistente em P4, segundo o EUROCODE. Conclui-se que, é necessário aumentar a capacidade da ligação com o uso de armadura de cisalhamento ou aumento das dimensões do pilar e/ou laje.

Vale ressaltar que o aumento da seção de um elemento estrutural (laje ou pilar) pode aumentar muito a carga que vai para fundação, pois o concreto armado tem um elevado peso específico. Dessa forma, a melhor proposta do ponto de vista econômico é usar armadura de punção em torno da ligação laje-pilar.

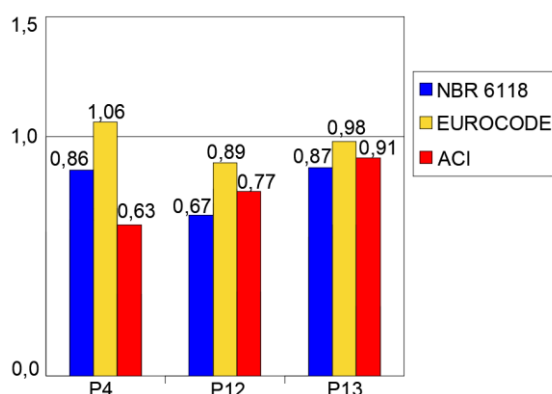


Figura 3.75 – Relação tensão atuante e resistente nas ligações laje-pilar

Percebe-se também que, existe uma grande relação de tensão atuante e resistente no pilar P13, consoante a norma EUROCODE, e a situação mais crítica de dimensionamento acontece devido a ruptura na região externa às armaduras. A presença da abertura na laje impossibilitou colocar mais camadas de armaduras ao redor do apoio, com o objetivo de ajudar o concreto a resistir sozinho após a última camada de armadura de cisalhamento.

3.4.2. Armaduras contra o colapso progressivo

As áreas de aço das armaduras de prevenção à propagação de novos danos localizadas no bordo inferior da laje, foram determinadas conforme a metodologia de cálculo apresentada pelas normas NBR 6118:2014, GSA:2013 e CEB:2010.

Verifica-se que em P12, as áreas das armaduras calculadas são muito próximas, conforme os resultados apresentados pelas normas NBR 6118 e GSA na Tabela 3.58 e na Figura 3.76. Conforme P13, também pode se perceber que a maior resistência residual da ligação laje-pilar danificada é garantida pela norma CEB por apresentar maior quantidade de armadura.

Tabela 3.58 – Área de aço das armaduras contra o colapso progressivo

Pilar	N_K (kN)	NBR 6118 (cm ²)	GSA (cm ²)	CEB (cm ²)
P4	105,2	4,35	8,66	4,83
P12	215,1	8,90	8,66	9,89
P13	254,2	10,52	8,66	11,69

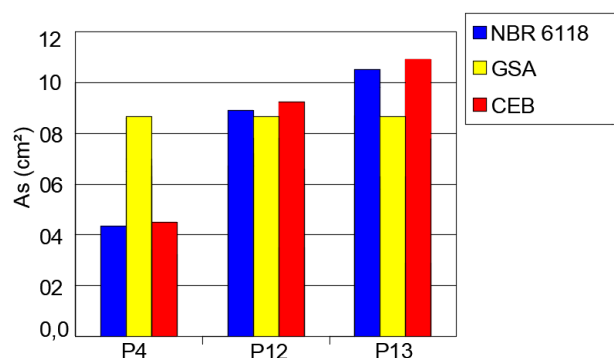


Figura 3.76 – Comparação das áreas de aço das armaduras

Pode-se observar que em P4, a norma GSA tem quase o dobro da área de aço das armaduras em comparação com a NBR 6118, pois não é considerado as reações dos apoios no cálculo de acordo com a norma americana GSA.

3.4.3. Comportamento pós puncionamento

A estrutura foi analisada admitindo a perda em parte ou completa de um apoio por punção, com uma redistribuição de esforços na edificação e sobrecarga em algumas ligações que também podem entrar em ruína e gerar o fenômeno conhecido como colapso progressivo.

Não foram avaliados os pilares ligados por vigas, pois não há possibilidade de ruptura por punção, porém é necessária uma verificação da flexo-compressão em outro estudo. Dessa forma, os pilares P4, P12 e P13 foram removidos pois esses apoios são suscetíveis à uma ruptura por punção. A retirada de cada apoio não ocorreu ao mesmo tempo.

A - Ruptura de P4

A ruptura da ligação laje-pilar interna próxima à borda, P4, provocou um acréscimo, diminuição ou alteração insignificativa das reações nos pilares da estrutura como mostra a Tabela 3.59. Em sequência, a Figura 3.77 apresenta em valores percentuais as variações das reações nos apoios, considerando a estrutura íntegra e a edificação sem P4.

Tabela 3.59 – Reações de apoio após o puncionamento de P4

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	120,2	1,7	50,5	P13	252,6	17,7	4,4
P2	260,4	1,6	37,4	P14	253,2	22,4	4,5
P3	290,6	6,00	69,8	P15	216,1	10,1	3,8
P4	-	-	-	P16	-	-	-
P5	290,7	0,9	69,9	P17	-	-	-
P6	261,5	2,2	37,7	P18	120,9	2,6	48,3
P7	118,2	1,9	50,2	P19	263,9	1,2	41,4
P8	124,6	0,2	16,1	P20	282,2	6,3	61,7
P9	124,0	0,7	20,3	P21	111,5	0,9	1,4
P10	91,1	1,6	17,1	P22	282,4	0,0	62,2
P11	83,6	1,9	14,5	P23	264,1	2,00	40,6
P12	216,6	5,9	3,5	P24	119,6	2,00	47,8

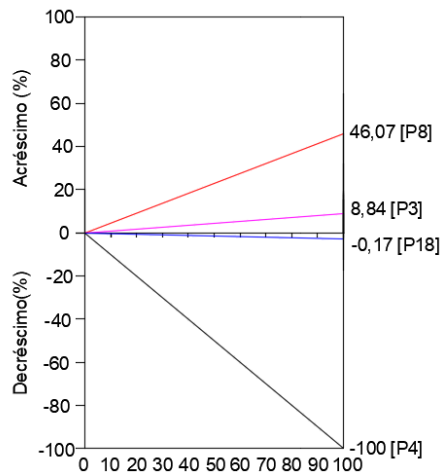


Figura 3.77 – Variação das reações de apoio após o puncionamento de P4

Após a ruptura completa da ligação laje-pilar P4, verifica-se que existe um grande acréscimo de carga em P8 e se pode deduzir que a chance de propagação de novos danos é relativamente grande.

O aumento de carga pode chegar a 46,1% em P8 considerando ruptura por punção completa da ligação laje-pilar P4. Caso exista uma resistência residual de 15% na ligação rompida, o acréscimo de carga passa para 39,2%.

A resistência residual de 15% provavelmente não vai diminuir de forma relevante a possibilidade de colapso progressivo, pois o acréscimo de reação em P8 continua muito elevado.

As armaduras contra o colapso progressivo permitem uma resistência residual na ordem de 60% e, dessa forma o aumento de carga passa para 18,4% em P8 e a chance de colapso progressivo é muito menor, corroborando a importância desse tipo de armadura.

O pilar mais comprometido é o P8, mas esse apoio conectado por vigas não foi avaliado, pois não existe a possibilidade de ruptura por punção. A ruptura de P4 não traria a princípio outra ruptura por punção na laje lisa, pois nenhuma ligação laje-pilar teve um acréscimo expressivo de carga.

B - Ruptura de P12

A Tabela 3.60 ilustra os esforços nos apoios da edificação logo depois da ocorrência de puncionamento na ligação laje-pilar interna P12, localizada próxima à borda do pavimento.

Tabela 3.60 – Reações de apoio após o puncionamento de P12

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	196,0	6,7	206,3	P13	298,7	36,9	5,00
P2	252,8	0,6	20,2	P14	255,0	23,3	4,6
P3	262,0	6,9	49,9	P15	215,9	10,0	3,8
P4	106,3	1,1	31,9	P16	-	-	-
P5	267,4	0,90	47,6	P17	-	-	-
P6	265,3	2,3	38,1	P18	195,1	9,4	204,0
P7	117,4	1,6	49,8	P19	253,2	0,7	22,4
P8	83,6	0,5	2,9	P20	277,1	6,0	64,0
P9	84,2	0,7	4,1	P21	112,7	1,2	1,4
P10	91,1	1,6	15,3	P22	282,2	0,00	62,4
P11	87,2	2,0	13,3	P23	264,0	2,00	40,7
P12	-	-	-	P24	119,6	2,00	47,7

Conforme a Figura 3.78, são mostradas, em valores percentuais, as variações das reações dos apoios mais afetados após a ruptura completa por punção em P12, e pode-se perceber uma redistribuição de esforços na estrutura analisada, com um acréscimo significativo de carga em P1 e P13.

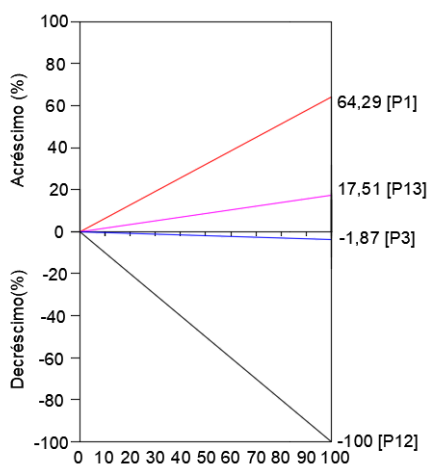


Figura 3.78 – Variação das reações nos apoios após ruptura em P12

Verifica-se que, o apoio mais comprometido é o pilar P1, apresentando um acréscimo de carga em 64,3%. Considerando uma resistência residual de 15% na ligação P12, a sobrecarga em P1 diminui para 54,6% e existe grande chance de colapso progressivo.

A presença de uma armadura contra o colapso progressivo, na ligação danificada, pode diminuir a chance de propagação de novas rupturas, garantindo uma resistência residual de 60% e reduzindo o aumento de carga para 25,7% em P1.

Foi avaliado o segundo pilar com mais acréscimo de carga, pois P1 está conectado por vigas e P13 é uma ligação laje-pilar suscetível à uma ruptura por punção. Em outro estudo, existe a necessidade de verificar a flexo-compressão em P1 devido ao grande aumento de carga.

Uma nova verificação ao puncionamento foi realizada em P13 considerando as tensões solicitantes e resistentes de punção após ruptura de P12, conforme mostra a Tabela 3.61. Nessa análise, estudaram-se as relações de tensões mostradas na Figura 3.79, considerando uma ruptura completa da ligação laje-pilar danificada e uma ruptura com a contribuição de armadura contra o colapso progressivo, de acordo com as três normas.

Tabela 3.61 – Tensões de cisalhamento em P13 após ruptura em P12

Normas	Tensões (MPa)	P13 Sem resistência residual em P12	P13 Resistência residual de 60% em P12
NBR 6118	τ_{Rd1}	0,82	0,82
	τ_{Sd1}	0,80	0,72
	τ_{Rd3}	1,25	1,25
	τ_{Sd3}	1,36	1,20
	τ_{Rd2}	4,34	4,34
	τ_{Sd2}	3,56	3,01
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,67	0,67
	v_{Ed3}	0,84	0,75
	$V_{Rd,cs}$	1,12	1,12
	v_{Ed2}	1,36	1,20
	$V_{Rd,max}$	4,50	4,50
	v_{Ed1}	3,56	3,01
ACI	v_{cout}	0,64	0,64
	$V_{u,AB2}$	0,69	0,62
	v_n	1,58	1,58
	$V_{u,AB1}$	1,50	1,31

Admitindo-se a Figura 3.79, as armaduras contra o colapso progressivo foram importantes ao evitar o surgimento de novas rupturas, conforme NBR 6118 e ACI e, portanto, um acidente de grandes proporções poderia ser impedido.

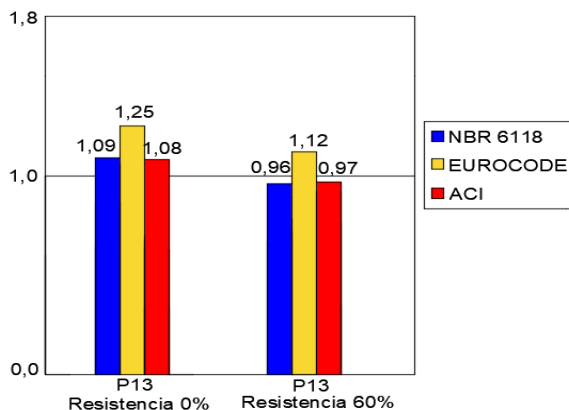


Figura 3.79 – Relações de tensão em P13 com ou sem resistência residual em P12

C - Ruptura de P13

A Tabela 3.62 ilustra as reações e os momentos fletores nos apoios, considerando a perda da ligação laje-pilar P13, e se verifica que não há chances de sobrecarga significativa em pilares muito distantes da ligação que entrou em ruína.

Tabela 3.62 – Reações de apoio após o puncionamento de P13

Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)	Pilar	N_k (kN)	M_b (kN.m)	M_h (kN.m)
P1	98,6	0,4	51,6	P13	-	-	-
P2	312,7	1,0	25,5	P14	257,4	25,1	4,7
P3	307,7	8,9	10,3	P15	215,9	9,9	3,8
P4	92,4	0,6	31,3	P16	-	-	-
P5	269,2	0,8	47,7	P17	-	-	-
P6	265,1	2,3	38,1	P18	100,4	1,3	50,5
P7	117,4	1,5	49,8	P19	311,6	1,0	20,0
P8	94,0	1,2	5,9	P20	318,9	7,0	16,9
P9	81,6	0,8	3,7	P21	95,0	4,8	1,4
P10	161,2	5,4	28,5	P22	284,4	0,0	61,2
P11	72,9	2,1	7,8	P23	264,0	2,0	40,6
P12	283,5	113,3	4,9	P24	119,6	1,9	47,8

Conforme a Figura 3.80, ocorreu uma redistribuição de esforços na estrutura e a maior sobrecarga acontece nos pilares adjacentes ao apoio removido no programa computacional, e as reações verticais tendem a diminuir nos pilares localizados numa segunda linha de pilares ao redor da ligação em ruptura.

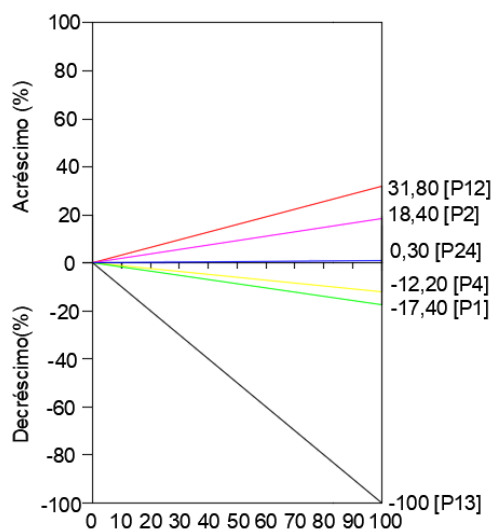


Figura 3.80 – Variação das reações de apoio após a ruptura em P13

Depois da ruptura de P13, a ligação mais comprometida é a P12 por apresentar um acréscimo de carga de 31,8%. Esse aumento pode diminuir para 27% ao considerar uma resistência residual de 15% na ligação danificada (P13).

As armaduras contra o colapso progressivo podem melhorar o comportamento da estrutura após uma ruptura por punção localizada, permitindo uma resistência residual de 60% em P13 e um aumento de carga de 12,7% na ligação P12. Dessa forma, conclui-se que a possibilidade de novas rupturas é baixa.

As tensões solicitantes e resistentes de punção para a ligação P12 são mostradas na Tabela 3.63, admitindo-se uma resistência residual de 60% ou nula em P13. A ligação P12 foi analisada por apresentar a maior sobrecarga.

Verifica-se na ligação laje-pilar interna P12, um aumento da reação e momentos fletores após ruptura de P13. Uma nova verificação do puncionamento em P12 foi realizada considerando o comportamento pós puncionamento da estrutura. Caso a ligação laje-pilar mais sobrecarregada P12 rompa, os danos se propagam no pavimento, porém não foi feito um estudo da estabilidade global da estrutura.

Tabela 3.63 – Tensões de cisalhamento em P12 após ruptura em P13

Normas	Tensões (MPa)	P12 Sem resistência residual em P13	P12 Resistência residual de 60% em P13
NBR 6118	τ_{RD1}	0,76	0,76
	τ_{SD1}	0,92	0,68
	τ_{RD3}	1,12	1,12
	τ_{SD3}	1,56	1,07
	τ_{RD2}	4,34	4,34
	τ_{SD2}	5,14	2,95
EUROCODE	$V_{Rd,c}$	0,62	0,62
	v_{Ed3}	0,97	0,72
	$V_{Rd,cs}$	0,99	0,99
	v_{Ed2}	1,56	1,07
	$V_{Rd,max}$	4,50	4,50
	v_{Ed1}	5,14	2,95
ACI	v_{cout}	0,64	0,64
	$V_{u,AB2}$	0,73	0,59
	v_n	1,47	1,47
	$V_{u,AB1}$	1,75	1,16

A partir desses resultados, é construída a Figura 3.81, com as relações de tensões nos casos mais críticos, de acordo com as normas.

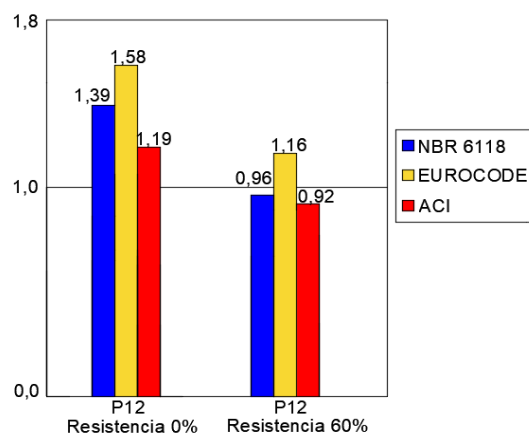


Figura 3.81 – Relação de tensões em P12 com ou sem resistência residual em P13

Observa-se que, a presença de armadura contra o colapso progressivo diminui de forma relevante as relações de tensões, pois a ligação danificada consegue suportar parte da reação original, segundo a estrutura íntegra e menores carregamentos são transferidos para os pilares remanescentes.

Conforme a Figura 3.81, verifica-se também que, existe uma enorme possibilidade de colapso progressivo da estrutura depois da ruptura completa de uma ligação laje-pilar, de acordo com as três normas utilizadas e as maiores relações de tensões foram obtidas pelo EUROCODE.

3.4.4. Verificação utilizando configurações de linhas de ruptura

O comportamento da estrutura, após a perda do apoio P13 por punção, foi estudado considerando o Método das Linhas de Ruptura, com o objetivo de verificar a capacidade de flexão do pavimento e a probabilidade de colapso progressivo.

As armaduras positivas e negativas da laje dimensionadas, previamente por Martins (2003), foram usadas no cálculo apresentado, admitindo-se uma resistência residual com valor de 0% para a ligação laje-pilar rompida.

O mesmo traçado das linhas de rupturas positivas e negativas no pavimento foi realizado, consoante Martins (2003) e as vigas localizadas na extremidade da laje não teriam resistência suficiente para alterar ou bifurcar o desenho das linhas positivas.

Nesse estudo, com a ruptura por punção de um pilar, foi traçado uma linha de ruptura positiva no vão central da laje e uma linha de ruptura negativa interceptando os pilares ao redor da ligação laje-pilar interna rompida (P13).

Conforme a Figura 3.82, observa-se um modelo hipotético de configuração de ruína do pavimento em torno da ligação danificada, considerando o traçado das linhas de ruptura na laje estudada.

De acordo com a análise das três estruturas anteriores, torna-se necessário conferir o comprimento de ancoragem das armaduras cortadas pelas linhas de ruptura, considerando a norma NBR 6118, e deve existir um comprimento de ancoragem, na região de boa aderência da laje, próximo de 25 cm, 30 cm, 40 cm e 47 cm para as armaduras de 6,3 mm, 8 mm, 10 mm e 12,5 mm, respectivamente.

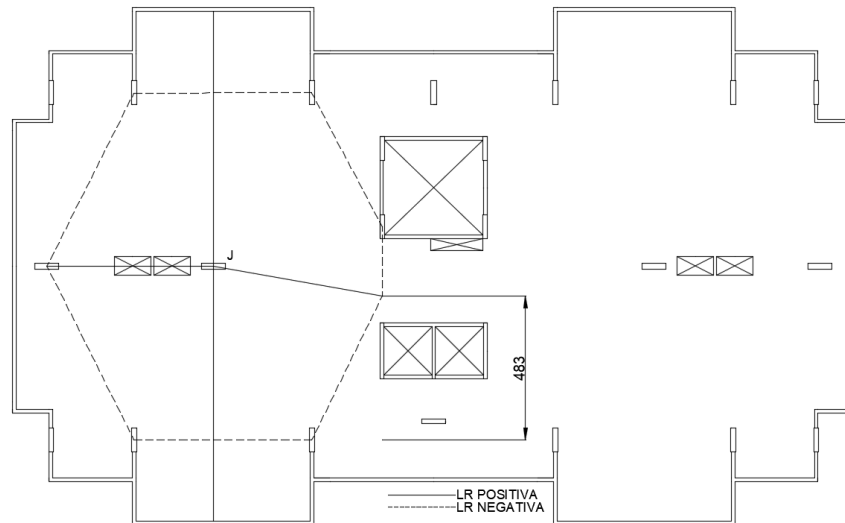


Figura 3.82 – Linhas de ruptura após a ruptura por punção em P13 – cotas em cm

De acordo com a Figura 3.83, pode-se visualizar o volume da laje deslocada com rotações, depois de impor um deslocamento virtual unitário (J) no ponto em que foi removido a ligação laje-pilar interna P13.

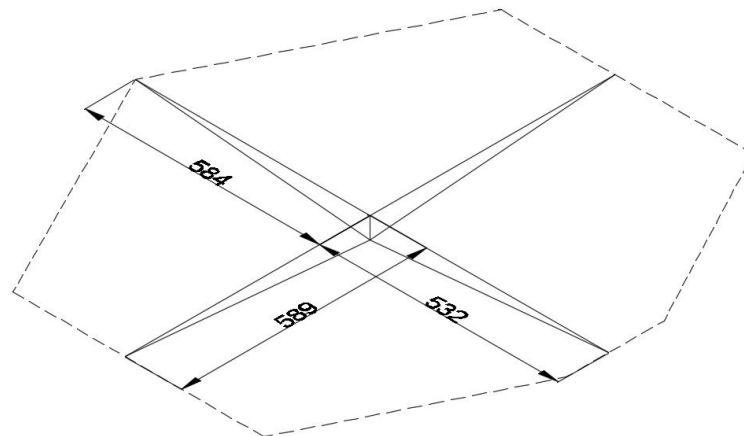


Figura 3.83 – Volume limitado pela laje deformada – cotas em cm

Todas as armaduras positivas ou negativas estavam localizadas em uma região de boa aderência do pavimento, e não foi necessário aumentar os comprimentos de ancoragem definidos anteriormente.

No cálculo apresentado, algumas armaduras cortadas pelas linhas de ruptura não tinham comprimentos de ancoragem satisfatório. Portanto, desprezou-se alguns momentos de plastificação no cálculo dos trabalhos internos positivos ou negativos.

As Figuras 3.84, 3.85, 3.86 e 3.87 apresentam o detalhamento das armaduras positivas e negativas em duas direções no pavimento, de acordo com o projeto original previamente desenvolvido por Martins (2003).

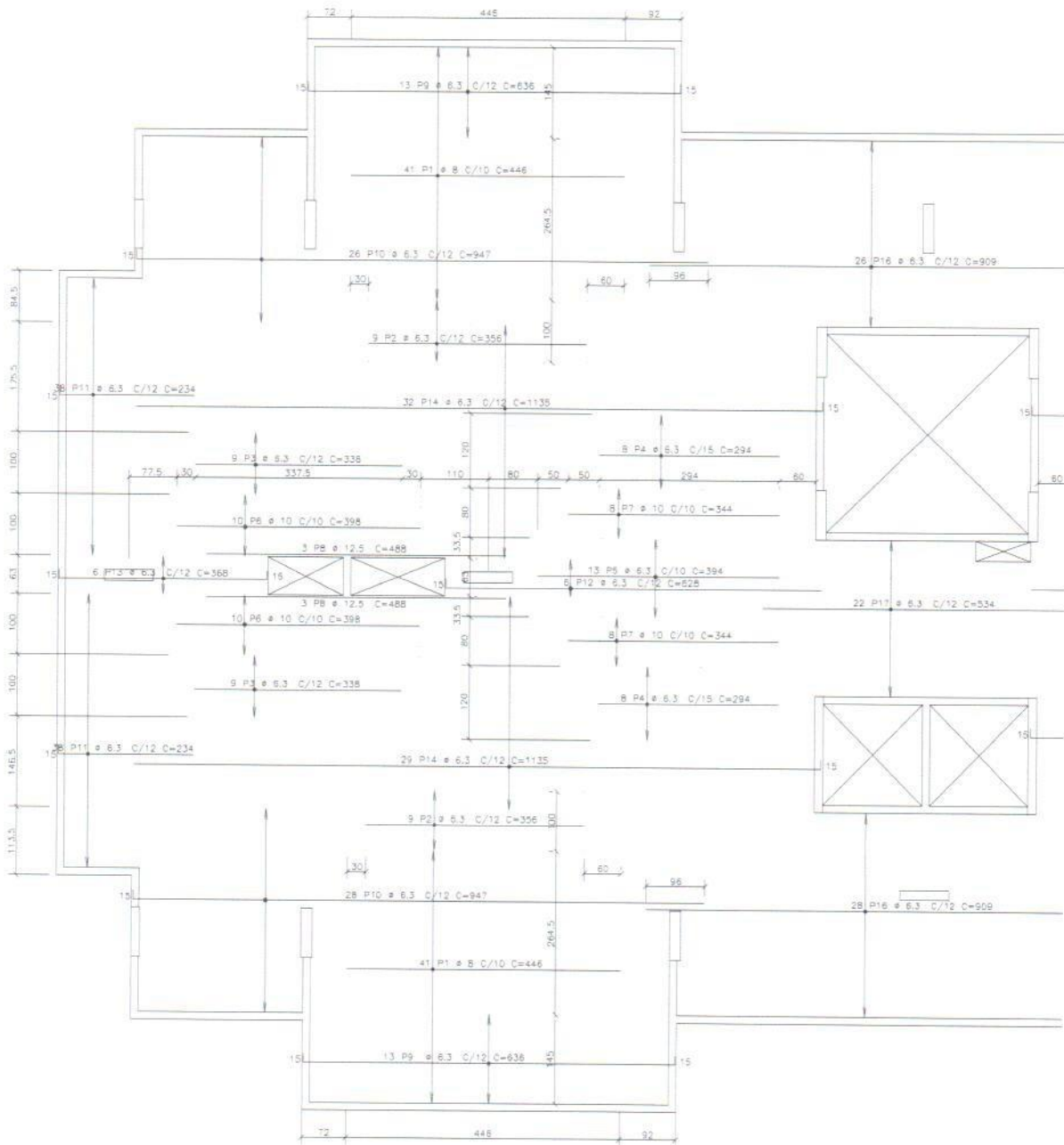


Figura 3.84 – Armadura positiva na direção X

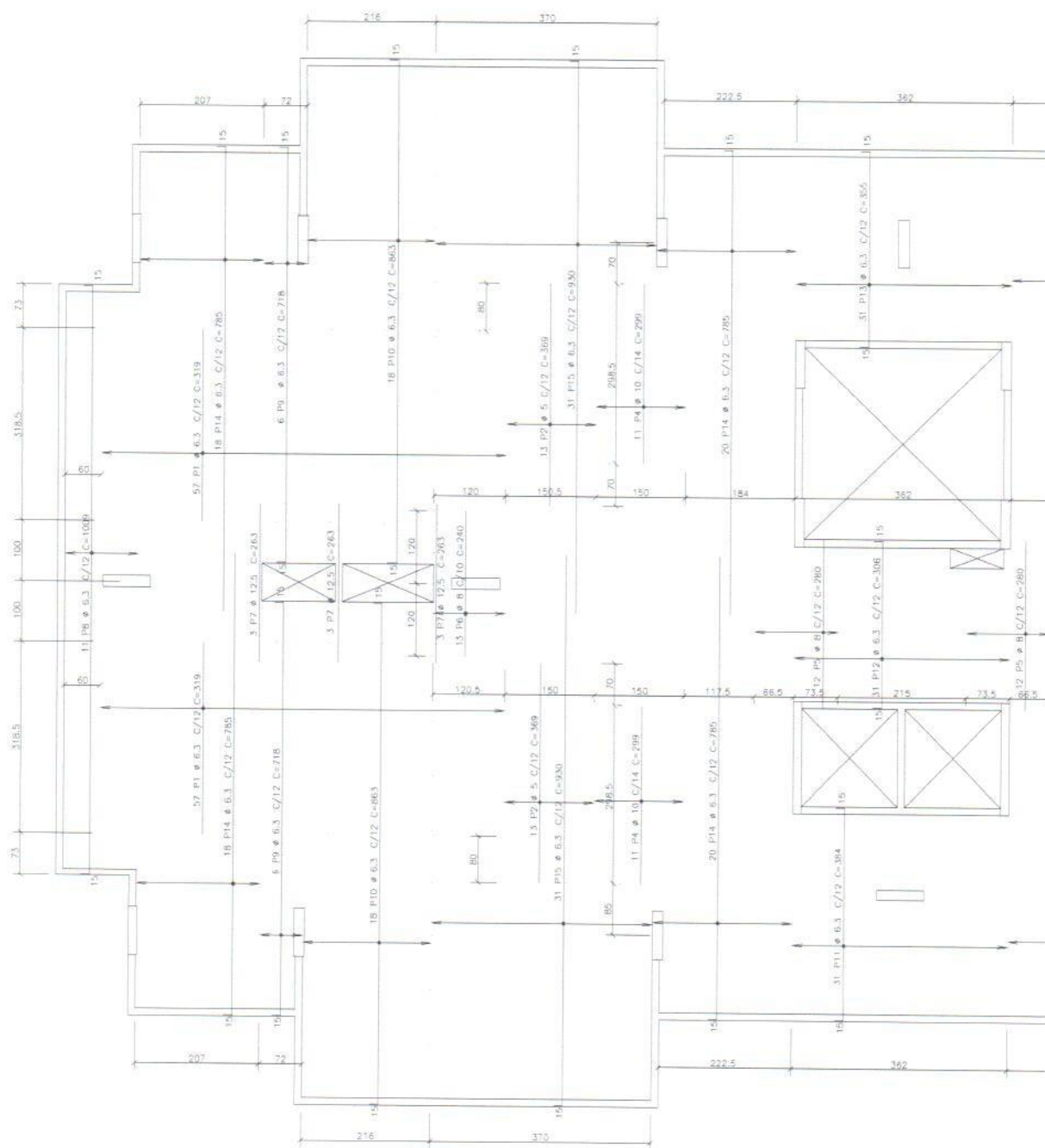


Figura 3.85 – Armadura positiva na direção Y

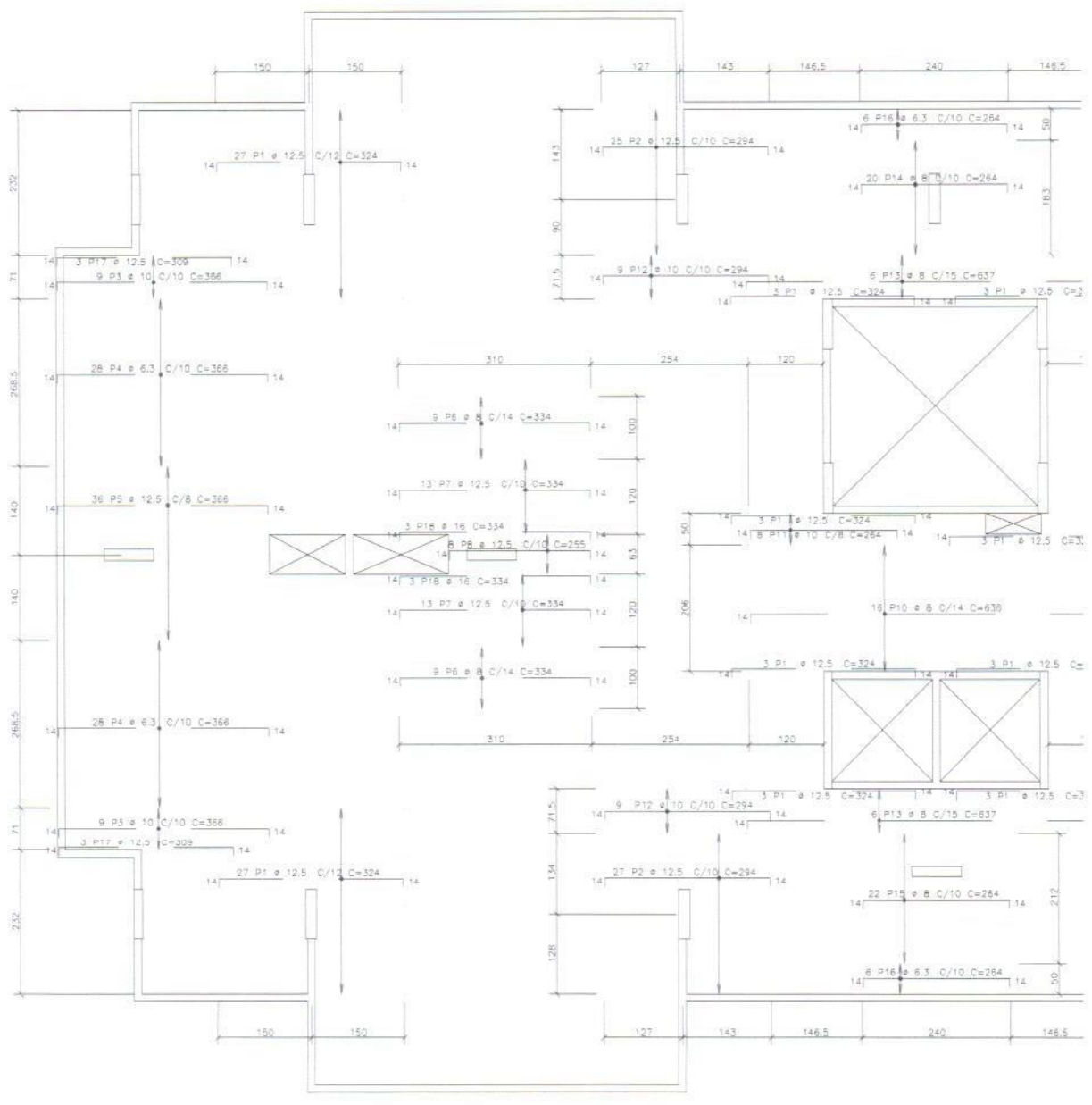


Figura 3.86 – Armadura negativa na direção X

As Figuras 3.88, 3.89, 3.90 e 3.91 mostram os momentos de plastificação positivos e negativos em duas direções, segundo o traçado das linhas de ruptura.

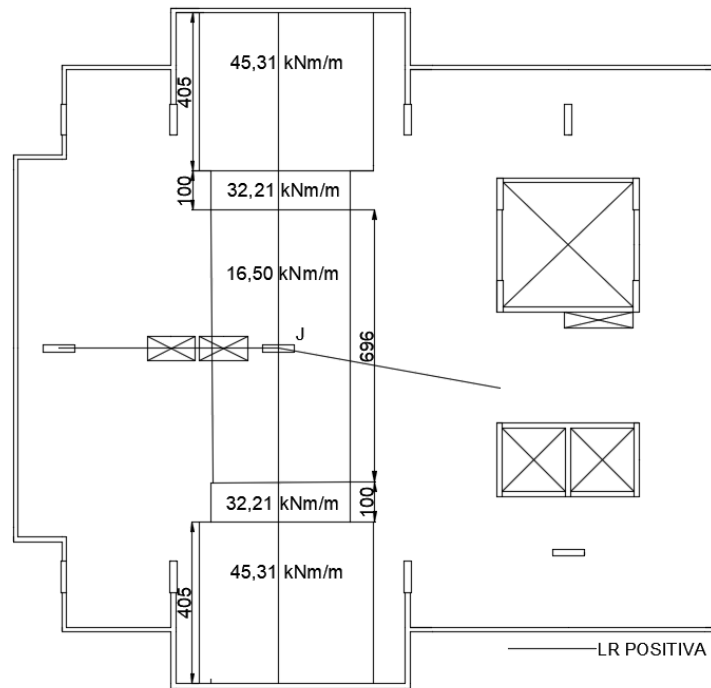


Figura 3.88 – Momentos de plastificação positivos na direção X – cotas em cm

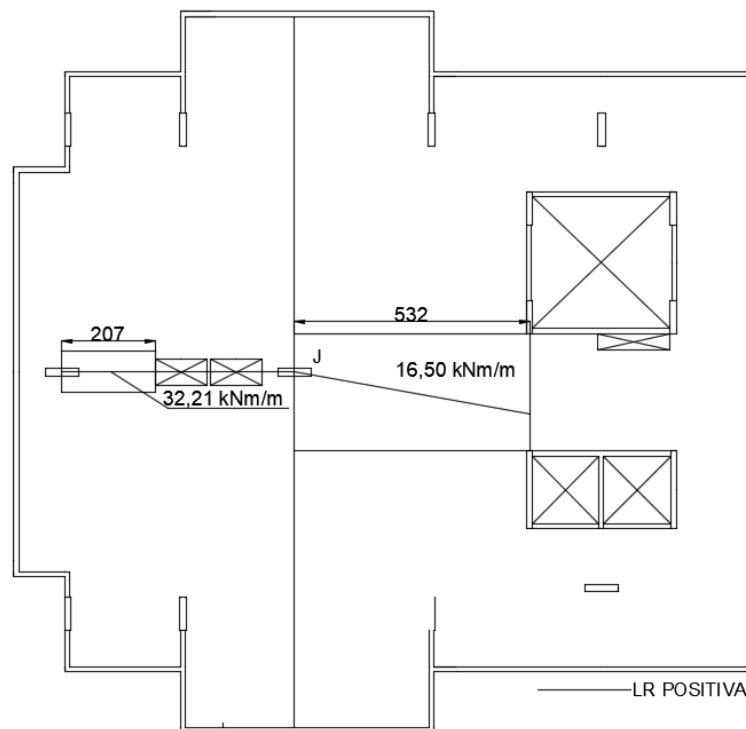


Figura 3.89 – Momentos de plastificação positivos na direção Y – cotas em cm

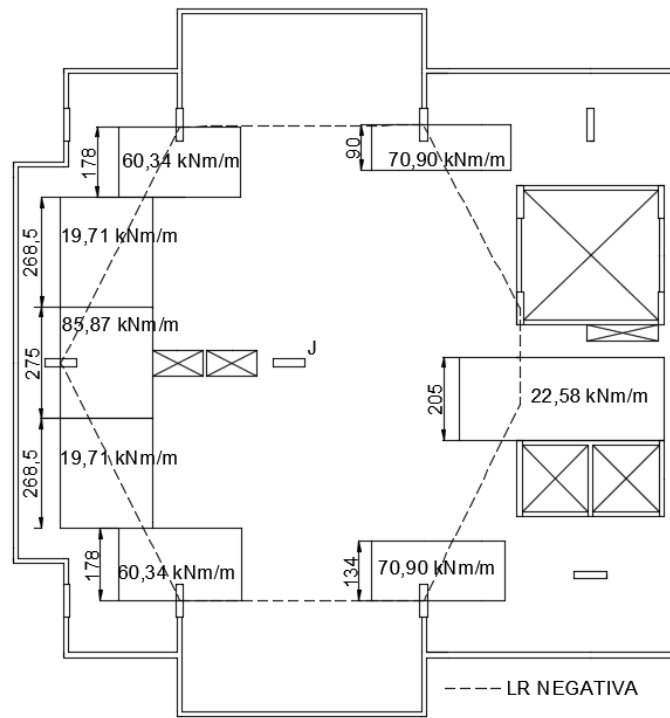


Figura 3.90 – Momentos de plastificação negativos na direção X – cotas em cm

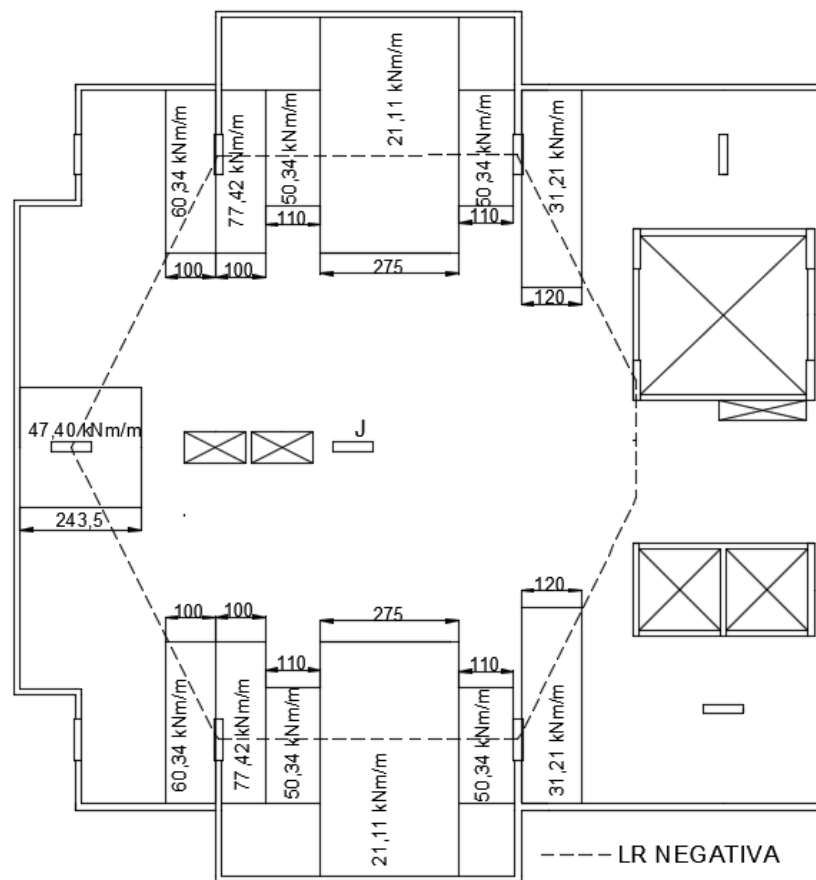


Figura 3.91 – Momentos de plastificação negativos na direção Y – cotas em cm

3.4.4.1. Trabalho externo

Depois da laje se deformar, existe um volume obtido de $343.123,2 \cdot \delta$ (cm^3) e o trabalho externo exigido pela carga é:

$$W_{ext} = 343.123,2 \cdot \delta \cdot q \text{ (cm}^3\text{)}$$

3.4.4.2. Trabalho interno

Os cálculos dos trabalhos internos são apresentados a seguir, conforme as análises realizadas nas três edificações, propostas anteriormente.

A - Trabalho interno positivo

$$W_{int+} = \delta \left(2 \cdot 45,31 \cdot 4,05 \cdot \frac{1}{589} + 2 \cdot 32,21 \cdot 1,00 \cdot \frac{1}{589} + 16,50 \cdot 6,96 \cdot \frac{1}{589} \right. \\ \left. + 32,21 \cdot 2,07 \cdot \frac{1}{584} + 16,50 \cdot 5,32 \cdot \frac{1}{532} \right) = 1,21 \text{ kNm}$$

B - Trabalho interno negativo

$$W_{int-} = \delta \left(85,87 \cdot 2,75 \cdot \frac{1}{584} + 22,58 \cdot 2,05 \cdot \frac{1}{532} + 70,90 \cdot 0,90 \cdot \frac{0,5 \cdot 1}{589} \right. \\ \left. + 70,90 \cdot 1,34 \cdot \frac{0,5 \cdot 1}{589} + 2 \cdot 60,34 \cdot 1,78 \cdot \frac{0,5 \cdot 1}{589} + 2 \cdot 77,42 \cdot 1,00 \cdot \frac{0,5 \cdot 1}{589} \right. \\ \left. + 2 \cdot 50,34 \cdot 1,10 \cdot \frac{1}{589} + 21,11 \cdot 2,65 \cdot 2 \cdot \frac{1}{589} + 2 \cdot 50,34 \cdot 1,10 \cdot \frac{0,5 \cdot 1}{589} \right) \\ = 1,41 \text{ kNm}$$

A carga de ruptura do pavimento é determinada igualando a energia externa com a energia interna, considerando o princípio dos trabalhos virtuais.

$$W_{int} = W_{ext}$$

$$(121 + 141) \cdot \delta = 343.123,20 \delta \cdot q$$

$$q = 7,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Verifica-se que, a carga de colapso calculada foi menor em 6,50% em relação a carga prevista para atuar na laje (8,17 kN/m²). Portanto, pode-se concluir que, haverá o colapso progressivo da estrutura com a perda do apoio P13.

A laje já se encontra em uma situação crítica, logo, não é necessário traçar outra linha de ruptura no pavimento. Mesmo que a carga de colapso seja maior em outra configuração de ruptura, deve-se adotar o menor valor do conjunto de resultados e a laje sempre estará em ruína.

A capacidade de flexão do pavimento é maior, caso houvesse alguma resistência residual da ligação rompida e, portanto, a chance de colapso progressivo da edificação com certeza é menor.

Não existiria a probabilidade de propagação de novos danos na estrutura, caso a laje não estivesse totalmente ocupada após a perda de P13. Considerando-se que, no instante da ruptura existisse até 65% de sobrecarga atuando na laje, não haveria o colapso progressivo da construção em análise.

4. CONCLUSÕES

4.1. CONCLUSÕES INICIAIS

Foi analisado o comportamento pós puncionamento de quatro estruturas em lajes lisas de concreto armado, com o emprego do Método das Linhas de Ruptura e programa computacional SAP2000 ou Eberick.

Considerando uma ruptura inicial e localizada em uma ligação laje-pilar, verificou-se a possibilidade de colapso progressivo, segundo o dimensionamento realizado por três normas do mundo ocidental. As áreas de aço das armaduras propostas, para evitar o surgimento de novos danos, foram comparadas de acordo com os resultados apresentados por três normas de diferentes países.

Após uma ruptura por punção no pavimento, ocorre uma redistribuição de esforços e as reações de cada apoio são alteradas pela mudança significativa de rigidez e deformação global do pavimento. Observa-se que, a laje fica muito sobrecarregada e alguns pilares têm maior responsabilidade em manter o equilíbrio estático da edificação, e se deve avaliar a possibilidade de colapso progressivo.

O colapso progressivo na estrutura é suscetível a geometria da edificação, carregamento aplicado na laje consoante o tipo de edificação, resistência residual da ligação laje-pilar, capacidade de flexão do pavimento e existência de armadura de cisalhamento. Esse fenômeno deve ser evitado, pois pode gerar uma ruptura em larga escala na edificação.

Mudar o lançamento estrutural realizado diminuindo a distância entre os pilares, aumentar a espessura da laje ou pilar, criar caminhos alternativos de carga são outras soluções para impedir a propagação de novos danos.

4.2. VERIFICAÇÃO AO PUNCIONAMENTO

Considerando as quatro estruturas analisadas, as capacidades ao puncionamento de algumas ligações laje-pilar foram avaliadas, em concordância com as orientações da NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2019.

Em todos os casos analisados, a norma EUROCODE apresenta os maiores valores para as relações de tensões solicitante e resistente. Já em 75% das ligações verificadas, a norma NBR tem maior razão de tensões em comparação com a norma ACI.

As quatro estruturas investigadas estavam em equilíbrio, considerando o uso de armadura de cisalhamento nas ligações laje-pilar, e se verifica que as tensões atuantes eram menores que as tensões resistentes.

4.3. CÁLCULO DA ARMADURA CONTRA O COLAPSO PROGRESSIVO

Áreas de aço das armaduras contra o colapso progressivo foram determinadas e comparadas conforme as normas NBR 6118:2014, CEB:2010 e GSA:2013. No primeiro e quarto exemplo, a norma CEB foi mais conservadora em pilares com maiores carregamentos. Já para a segunda e terceira estrutura, a norma GSA apresentou as maiores áreas de armadura por não considerar no seu cálculo as reações dos apoios.

4.4. COMPORTAMENTO PÓS PUNÇIONAMENTO

4.4.1. Primeiro exemplo

Após o punçionamento dos pilares P1, P2 e P6, as ligações vizinhas (P2, P1 e P7) apresentaram as maiores sobrecargas, respectivamente, pois a carga procura o caminho mais fácil até chegar à fundação.

Em todos os casos avaliados, as três normas indicam o colapso progressivo da estrutura considerando uma resistência residual nula no apoio danificado. A norma ACI sempre garante a estabilidade da edificação ao considerar uma resistência residual parcial nos apoios punçionados.

A norma EUROCODE apresenta altos valores de razões de tensões e acusa o surgimento de novas rupturas, mesmo com a presença de armadura contra o colapso progressivo nas ligações rompidas.

Conclui-se que, a estrutura analisada está suscetível à propagação de novos danos, conforme EUROCODE e NBR 6118, caso ocorra uma ruptura por punção nos apoios P1 e P2 presentes na estrutura.

Verificação utilizando configurações de linhas de ruptura - Verifica-se que, vai existir o colapso progressivo da estrutura, pois a carga de ruptura ($5,39 \text{ kN/m}^2$) está 44% abaixo da carga solicitante na laje ($9,58 \text{ kN/m}^2$).

Observa-se que, a soma das cargas permanentes tem um valor de $8,08 \text{ kN/m}^2$, um resultado já muito maior que a carga de colapso. Dessa forma, mesmo considerando 10% da sobrecarga atuando no pavimento, o risco de propagação de novos danos ainda é alto e a estrutura é muito suscetível à ocorrência de colapso progressivo.

4.4.2. Segundo exemplo

Para as verificações das ligações puncionadas P16 e P27, considerando na análise uma resistência residual de 60%, as três normas indicam que não há possibilidade de colapso progressivo em P11 e P23. Observa-se que, as ligações sobrecarregadas apresentam uma resistência à punção superior aos esforços solicitantes.

De acordo com os resultados apresentados pelo EUROCODE, considerando o puncionamento da ligação P23, o apoio P27 não suportaria ao acréscimo de carga e romperia, podendo causar um efeito dominó com novas rupturas e uma destruição em larga escala da estrutura.

Admitindo o puncionamento das ligações P16, P23, P27 e uma resistência residual nula ou parcial, a norma americana ACI não previu o surgimento de novos danos em P11, P27, P23, respectivamente.

Verificação utilizando as configurações das linhas de ruptura - Pode-se concluir que o pavimento consegue resistir e não há possibilidade de colapso progressivo, pois a carga de colapso ($25,10 \text{ kN/m}^2$) é 127% maior que a soma das cargas permanentes e acidental de projeto ($11,02 \text{ kN/m}^2$) previstas para atuarem na estrutura.

4.4.3. Terceiro exemplo

Considerando a ruptura por punção em P5, há o indicativo que haveria novas rupturas na ligações laje-pilar mais solicitada (P6), segundo os resultados obtidos pela NBR 6118 e EUROCODE.

Admitindo uma armadura contra o colapso progressivo em P3 e P6, as ligações mais sobrecarregadas não romperiam e suportariam a nova redistribuição de carregamentos na estrutura, não sucedendo novos danos de acordo com NBR 6118 e ACI.

Verificação utilizando as configurações das linhas de ruptura - Verifica-se que, a laje consegue se manter em equilíbrio estático após a perda de um apoio por punção, sem considerar nenhuma resistência residual, pois a carga de colapso ($8,05 \text{ kN/m}^2$) na laje foi superior em 10% que a carga atuante no pavimento ($7,32 \text{ kN/m}^2$).

4.4.4. Quarto exemplo

A ruptura por punção em P4, não gerou um acréscimo de carga significativo em outras ligações laje-pilar presentes na estrutura. Porém, o apoio travado por vigas (P8) apresentou um grande aumento de reação, e se torna necessário avaliar a flexo-compressão em outro estudo.

Os resultados apresentados pelo ACI e NBR 6118 indicam que não haverá o colapso progressivo da estrutura após o puncionamento de P12 e P13, considerando uma resistência residual parcial.

Considerando-se danos em P12 e P13, o EUROCODE prevê que as ligações mais solicitadas romperiam e não suportariam ao acréscimo de carga, e dessa forma, novos danos continuariam a se propagar ao longo da edificação.

Verificação utilizando configurações de linhas de ruptura - Conclui-se que, haverá a ruptura da laje e o colapso progressivo da edificação, pois a carga de colapso da laje ($7,64 \text{ kN/m}^2$) foi menor que a carga prevista para atuar no pavimento ($8,17 \text{ kN/m}^2$). Considerando-se que, existe 50% de sobrecarga aplicada na laje no instante da ruptura ou resistência parcial da ligação rompida, a situação da laje seria amenizada e a chance de novos danos seria menor.

4.5. CONCLUSÕES FINAIS

Conforme Melo (1990), verificou-se a eficácia em prever um novo cenário de redistribuição de cargas e momentos considerando uma ruptura por punção ao remover um pilar do pórtico estrutural.

Observa-se que, o Método das Linhas de Ruptura consegue prever com precisão a capacidade de flexão da laje depois da perda de um apoio por punção. Como era de se esperar, várias pesquisas mostram a excelência desse método na análise do comportamento da estrutura, conforme Johansen (1962).

Nas estruturas íntegras analisadas por Bezerra (2001) e Martins (2003), algumas ligações laje-pilar têm resistência satisfatória à punção conforme as reações calculadas pelos programas computacionais SAP2000 e TQS.

Considerando os resultados obtidos pelo software adotado no presente trabalho (Eberick) e a norma EUROCODE, verifica-se que era necessário aumentar a capacidade das ligações dimensionadas por Bezerra (2001) e Martins (2003).

Observa-se que três programas computacionais que adotam métodos de cálculo específicos, podem apresentar resultados diferentes devido à determinação das reações transferidas pela laje para os pilares.

Verifica-se que, são necessários mais estudos sobre o colapso progressivo e o comportamento pós punção em lajes lisas, pois normas de diferentes países apresentam resultados completamente diferentes. Uma norma pode indicar uma ruptura por punção, enquanto outro código normativo garante a estabilidade da edificação.

Empregando as normas NBR 6118 e EUROCODE, as tensões solicitantes de punção calculadas são muito próximas devido a metodologia de cálculo semelhante entre os modelos normativos. Verifica-se também que as tensões cisalhantes resistentes são diferentes, pois a norma europeia tem um maior fator de redução da resistência do concreto e limita a taxa de armadura negativa e o efeito tamanho.

Chega-se à conclusão de que a norma EUROCODE é a mais conservadora e apresenta altas relações de tensão atuante e resistente na maioria das estruturas íntegras estudadas. Consequentemente, a ligação laje-pilar não suporta grandes carregamentos adicionais após um dano local e o EUROCODE indica novas rupturas enquanto a NBR 6118 e ACI não acusam novos danos na ligação mais sobrecarregada.

Vale ressaltar que a análise elástica foi empregada pelos programas computacionais. Ao considerar a plastificação, menores carregamentos são transmitidos para as ligações laje-pilar e a norma EUROCODE apresentaria uma menor relação de tensão atuante e resistente de cisalhamento na estrutura íntegra. Consequentemente, existe menor chance de colapso

progressivo em uma análise plástica, pois a ligação suportaria maiores carregamentos adicionais após uma ruptura por punção.

Conforme os modelos normativos, é importante concluir também que as relações de tensão atuante e resistente de cisalhamento podem ser um pouco maiores que o limite estabelecido como um, e torna-se complicado afirmar categoricamente que realmente vai ocorrer uma ruptura por punção.

A importância dessa pesquisa é aplicar uma metodologia que permite prever a possibilidade de colapso progressivo após a ocorrência de um dano local. No estudo apresentado, verifica-se que as armaduras contra o colapso progressivo na ligação laje-pilar podem manter a integridade do pavimento depois de uma ruptura por punção.

Como sugestão de estudo para trabalhos futuros, uma análise plástica poderia ser considerada na distribuição de esforços na estrutura. Dessa forma, novos resultados poderiam ser encontrados no comportamento pós puncionamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and Commentary**. Farmington Hills, EUA, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2014

BEZERRA L. M., **Comportamento pós-puncionamento de lajes cogumelo de concreto armado**. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental., Universidade de Brasília. Distrito Federal, 2001.

CHAVES, R.A., **Concreto Armado II – Lajes lisas e Lajes cogumelo**. Notas de Aulas. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2011.

COURI, G. A., FEIGELSON S., **Ruína do Edifício Liberdade Cinelândia**. XVII Congresso Brasileiro de Engenharia de Avaliações e Perícias. Florianópolis, 2013.

DIMAS T. S., **Análise de estruturas de edifícios sujeitas às ações acidentais**. Dissertação de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. Portugal, 2014.

DUMARESQ, G. L., **Análise de pós puncionamento em lajes lisas de edifícios em concreto armado**. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental., Universidade de Brasília. Distrito Federal, 2008.

EBERICK. **Software em projeto de estruturas em concreto armado**. Empresa AltoQi, 2022.

EUROCODE 2. **Design of concrete structures: General rules and rules for buildings**. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.

FIB MODEL CODE 2010. **Model code for concrete structures 2010**. Lausanne: Special Activity Group 5, 2013. 390 p.

GSA – GENERAL SERVICES ADMINISTRATION. **Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance**. EUA, 2013.

JAROSLAV, H., ALEKSANDAR. V., VIKTOR, B. **Failure analysis of collapsed parking garage building due to punching**. Journal Elsevier. Eslováquia, 2021.

JOHANSEN, K. W., **Linhas de Ruptura: teoria e prática**. Livro técnico. Rio de Janeiro, 1962. 380p.

KUKORLO, J. D. **Harbour Cay Condominiums**. Failures Wiki, 2009. Disponível em: <<http://failures.wikispaces.com/Harbour+Cay+Condominiums>>. Acesso em: 15 março de 2021.

LANGENDONCK, T. V., **Teoria Elementar das Charneiras Plásticas**. Livro técnico. São Paulo, 1970. 414p.

LARANJEIRAS, A. C. R., **Colapso progressivo dos edifícios – Breve introdução**. TQS News. Brasil, 2010.

LEW, H. S., CARINO N. J., FATTAL S. G., **Cause of the condominium collapse in Cocoa Beach, Flórida**. Concrete international: design and construction, ACI, volume 4. EUA, 1982.

LIMA NETO, A.F., **Análise experimental na Fase de Pós-puncionamento de Lajes Cogumelo de Concreto**. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental., Universidade de Brasília. Distrito Federal, 2003.

LONGO, H. I., **Análise da Estrutura para Avaliação do Colapso Progressivo**. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

LONGO H. I., **Estudo da viabilidade das armaduras nas vigas para evitar o colapso progressivo**. IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, 2016.

MARTINS, P.A., **Colapso progressivo em edifícios em laje cogumelo de concreto armado**. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental., Universidade de Brasília. Distrito Federal, 2003.

MELGES, J.L. **Análise Experimental da Punção em lajes de Concreto Armado e Protendido**. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, USP. São Paulo, 2001.

MELO, G. S. S. A. **Behavior of reinforced concrete flat slabs after local failure.** PhD Thesis. Polytechnic of Central London. Inglaterra, 1990.

MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M., **MC2010: The Critical Shear Crack Theory as a mechanical model for punching shear design and its application to code provisions.** Federation international du béton. França, 2010.

OLIVEIRA, M.H. **Punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento submetidas a carregamento excêntrico e apoiadas sobre pilares retangulares.** Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental., Universidade de Brasília. Distrito Federal, 2013.

PIANCASTELLI, E.M., [Correspondência]. Destinatário: Bernardo Cruz Pereira Galdino. Belo Horizonte, 2021. 1 Projeto estrutural de uma edificação em concreto armado em formato dwg.

PROENÇA S. P. B., **Análise não linear de estruturas.** Notas de Aulas. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2018.

SANTOS E. V., **Análise experimental da punção em lajes lisas de concreto armado com sistema construtivo bubbledeck.** Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Distrito Federal, 2016.

SCOTT, G. **Building disasters and failures.** The construction Press. Edição nº. 1. Inglaterra, 1976.

SILVA, N.A., **Concreto Armado II – Especialização.** Notas de Aulas. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2015.

STAROSSEK U., **Typology of progressive collapse.** Journal Engineering Structures – Elsevier. Alemanha, 2007.

STROUD, C. R., **Dismantling of Ronan Point – the feedback.** Symposium on high-rise housing, institute of Structural Engineers. Londres, 1987.

UDILOVICH, K.V., SHLEYKOV I.B., BANCHUZHNYI M.V., **Design of Flat-Plate Floors for Progressive Collapse Using Yield-Line Analysis.** Journal ACI Structural – Concrete International. New York, 2010.

WENG, Y., QIAN K., FU F., FANG Q., **Numerical investigation on load redistribution capacity of flat slab substructures to resist progressive collapse.** Journal of Building Engineering. Londres e China, 2020.

WIGHT J. K., MACGREGOR J. G., **Reinforced concrete mechanics and design.** Edição nº. 6. EUA, 2011.

YANKELEVSKY D., KARINSKI Y., TSEMAKH D., BRODSKY A., FELDGUN V., **Some aspects of dynamic punching shear of RC flat slabs.** FIB SYMPOSIUM. Israel, 2020.