

**PUNÇÃO EM LAJES COGUMELO DE CONCRETO PROTENDIDO COM
CABOS NÃO-ADERENTES NA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DE BORDA.**

VLADIMIR VILLAVERDE BARBÁN

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

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

**PUNÇÃO EM LAJES COGUMELO DE CONCRETO
PROTENDIDO COM CABOS NÃO-ADERENTES NA
LIGAÇÃO LAJE-PILAR DE BORDA.**

Eng.: VLADIMIR VILLAVERDE BARBÁN

ORIENTADOR: GUILHERME SALES S. DE A. MELO, PhD (UnB)

TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E. TD – 001 A/08

BRASÍLIA/DF, MAIO – 2008

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

PUNÇÃO EM LAJES COGUMELO DE CONCRETO PROTENDIDO COM CABOS
NÃO-ADERENTES NA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DE BORDA.

Eng.: VLADIMIR VILLAVERDE BARBÁN

TESE SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE
BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESÁRIOS PARA A OBTENÇÃO
DO GRAU DE DOUTOR EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Guilherme Sales S. de A. Melo
(ORIENTADOR – Ph.D – UnB)

Prof. Yosiaki Nagato
(EXAMINADOR INTERNO – D.Sc. – UnB)

Prof. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
(EXAMINADOR EXTERNO – D.Sc. – UFPA)

Prof. Ronaldo Barros Gomes
(EXAMINADOR EXTERNO – Ph.D – UFG)

Prof. João Bento de Hanai
(EXAMINADOR EXTERNO – D.Sc – EESC-USP)

DATA: BRASÍLIA/DF, 08 DE MAIO DE 2008

FICHA CATALOGRÁFICA

VILLAVERDE BARBÁN, Vladimir

Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Protendido com Cabos Não-Aderentes na Ligação Laje-Pilar de Borda. [Distrito Federal] 2008.

XLI, 337 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Estruturas e Construção Civil, 2008).

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|---------------------------|------------------------|
| 1. Estruturas | 2. Concreto Protendido |
| 3. Lajes Cogumelo | 4. Punção |
| 5. Protensão não-aderente | 6. Cordoalha Engraxada |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

VILLAVERDE B.,V. (2008). Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Protendido com Cabos Não-Aderentes na Ligação Laje-Pilar de Borda. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-001/08, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF, 378 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Vladimir Villaverde Barbán

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: “Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Protendido com Cabos Não-Aderentes na Ligação Laje-Pilar de Borda”.

GRAU/ANO: Doutor/2008

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

Eng^o Vladimir Villaverde Barbán
SQN 410 Bloco L apto 307 Asa Norte
CEP: 70865-120 – Brasília/DF – Brasil
vladimir.proest@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Ao Professor e amigo Guilherme Sales S. de A. Melo, pela valiosa orientação, apoio e motivação ao longo do trabalho.

Ao Professor Paul Regan, pela co-orientação e excelentes contribuições dadas desde o começo do programa experimental.

Ao Professor Yosiaki Nagato, pela inestimável ajuda e auxílio no programa experimental, pela sua dedicação e interesse no trabalho desenvolvido e pela grande contribuição dada no exame de qualificação junto aos professores Ronaldo Barros Gomes e Alessandra Luciano Carvalho.

Aos alunos de doutorado Carlos Eduardo Luna de Melo e Helder Pontes pela ajuda fundamental durante a etapa de fabricação e ensaios dos modelos de lajes e os conhecimentos compartilhados na análise dos resultados.

Aos colegas do Laboratório de Estruturas: Eliane (chefe do Laboratório), Leonardo (técnico de laboratório), Leandro (técnico de laboratório), Antonio (armador), pela ajuda imprescindível nas tarefas de laboratório e pelo interesse na realização de um bom trabalho.

Aos colegas do Laboratório de Materiais: Severino e Xavier (técnicos de laboratório), pela sua colaboração.

À Impacto Protensão por todo o apoio na área de protensão fornecendo e facilitando a compra dos materiais para a realização do trabalho.

Ao CNPq pelo auxílio financeiro durante o período de doutorado e em geral a todos os professores e alunos do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, pelo apoio e ensinamentos transmitidos.

A minha família e amigos, pelo amor e compressão.

Dedico este trabalho especialmente
a minhas duas filhas, Diana e Laura,
a minha esposa, Himilsys,
e a meus pais e irmão, José Manuel,
Andréa e William Villaverde.

RESUMO

PUNÇÃO EM LAJES COGUMELO DE CONCRETO PROTENDIDO COM CABOS NÃO-ADERENTES EM LIGAÇÕES LAJE-PILAR DE BORDA

Autor: Vladimir Villaverde Barbán

Orientador: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, UnB, Brasil

São investigados o comportamento estrutural e a resistência última à punção de ligações laje-pilar de borda, em edifícios em lajes cogumelo de concreto protendido com cabos não-aderentes, tendo como principal variável a excentricidade da força cortante, dada pela variação da relação $M(\text{momento transferido ao pilar}) / V(\text{força cortante})$. Foram ensaiadas 15 ligações laje-pilar de borda, divididas em 4 grupos, em função da armadura utilizada (ativa e passiva) e do carregamento aplicado, e tendo como principal variável a relação M/V na ligação, obtida variando-se a relação $P1/P2$, entre as cargas $P1$ (produz momento predominante paralelo à borda) e $P2$ (produz momento predominante perpendicular à borda), que variou de “infinito” ($P2 = 0$) a 0 ($P1 = 0$), e com cinco relações intermediárias (4, 2, 1, 0,5 e 0,25). Outras variáveis foram os níveis de protensão da armadura ativa e a distribuição da armadura passiva.

Foram analisados os resultados de cargas últimas, fissuração, flechas, deformações da armadura passiva e do concreto. A variação da relação μ_u/V_u , em função da variação da relação do carregamento $P1/P2$, e, por conseguinte, da excentricidade, influenciou o comportamento das lajes e a carga e modo de ruptura das lajes, como esperado. O aumento da excentricidade da força cortante na direção perpendicular à borda livre acarretou mudança do modo de ruptura por punção para flexo-punção, flexo-torção-punção ou flexo-torção.

Os resultados foram comparados com os estimados pelas normas ACI 318M-02, *fib*-CEB-FIP (1998), EC2 (2001) e NBR-6118 (2003). O ACI e a NBR apresentaram as estimativas mais conservadoras, enquanto o EC2 apresentou as estimativas mais próximas dos resultados experimentais. Por outro lado, a simplificação proposta pelo EC2 apresentou estimativas contra a segurança. A NBR, apesar de baseada em parte no EC2, acabou ficando praticamente tão conservadora como o ACI. Recomenda-se que todas as normas passem a levar em conta o momento desequilibrante e, por conseguinte, a excentricidade, pois o grau de conservadorismo deveria obviamente ser o mesmo, o que não está ocorrendo, e neste sentido foram apresentadas propostas de modificações para todas as normas estudadas.

ABSTRACT

PUNCHING SHEAR IN PRESTRESSED CONCRETE FLAT SLABS WITH SLAB-EDGE COLUMN CONNECTIONS

Author: Vladimir Villaverde Barbán

Supervisor: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, UnB, Brasil

The structural behavior and the ultimate punching resistance of prestressed flat plates with edge columns are investigated. The main variable is the eccentricity of the shear load, given by the variation of the relation M (moment transferred to the column) / V (shear). Fifteen slab/column connections were tested, divided in four groups, as function of the prestressed and ordinary reinforcement present and of the applied load. M/V variation was obtained varying the relation $P1/P2$, between loads $P1$ (giving predominant parallel moment to the edge) and $P2$ (giving predominant perpendicular moment to the edge), with M/V varying from “infinite” ($P2 = 0$) to 0 ($P1 = 0$), and with five intermediary relations: 4, 2, 1, 0.5 and 0.25. Prestress level and distribution of the ordinary reinforcement were others variables.

Ultimate loads and failure types, cracking, deflections, concrete and reinforcement strains, and variation of the cables forces were presented and analyzed. The test results were also compared with the estimations from ACI 318M-02, *fib*-CEB-FIP (1998), EC2 (2001) and NBR-6118 (2003).

ACI and the Brazilian NBR presented the most conservative estimates, while EC2 presented estimates close to the test results. The simplification proposed by EC2, otherwise, presents non conservative estimates, against safety. Brazilian NBR presents conservative estimates like ACI even though being based in part in EC-2. It is proposed a modification on all codes to take in account the non equilibrated bending moment, and the associated eccentricity, as the same level of conservatism should be desired irrespective of the combination of those parameters.

SUMÁRIO

1- INTRODUÇÃO	1
1.1- CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2- HISTÓRICO RESUMIDO SOBRE O ESTUDO DA PUNÇÃO.....	2
1.3- MOTIVAÇÃO	4
1.4- OBJETIVOS.....	4
1.5- METODOLOGIA	5
1.6- CONTEUDO DA TESE.....	6
2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1- COMPORTAMENTO E MECANISMO DE RUPTURA DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR.....	7
2.2- PRESCRIÇÕES NORMATIVAS.....	8
2.2.1- ACI 318M-02 Building Code Requirements for Structural Concrete	8
2.2.2- fib (CEB – FIP) – 1998 Recommendations for the design of post-tensioned slabs and foundation rafts.....	19
2.2.3- Eurocode 2/2001: Design of concrete structures.....	25
2.2.4- NBR 6118: 2004. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.	30
2.3- COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS ESTUDADAS	35
2.4- TRABALHOS EXPERIMENTAIS COM PILARES DE BORDA.....	39
2.4.1- TOSHIAKI TAKEYA “Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de lajes cogumelo” /1983.....	40

2.4.2-	JASSON R. FIGUEIREDO FILHO “Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em casos característicos de cantos de lajes cogumelo” /1983	42
2.4.3-	DILGER e SHATILA /1989. “Resistência à punção na ligação laje-pilar de bordo em lajes protendidas com e sem armadura de cisalhamento.”	44
2.4.4-	DOUGLAS A. FOUTCH, WILLIAM L. GAMBLE E HARIATO SUNIDJA. “Ensaio experimentais na conexão laje-pilar de extremidade em laje cogumelo protendida”/1990.....	46
2.4.5-	GARDNER E REZAI/1998. “Resistência à punção em lajes lisas protendidas contínuas.”	50
2.4.6-	GARDNER E SHARIFI – Stockholm 2000. “Resistência à punção na conexão laje-pilar de extremidade em lajes lisas protendidas com cabos não aderentes.”	52
2.4.7-	Consolidação e comentário dos ensaios realizados.....	53
3-	PROGRAMA EXPERIMENTAL	54
3.1-	DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....	54
3.2-	DEFINIÇÃO DOS GRUPOS DE LAJES E VARIÁVEIS EXPERIMENTAIS	58
3.3-	DESCRIÇÃO E DETALHAMENTO DAS LAJES ENSAIADAS.....	61
3.3.1	Geometria e formas das lajes ensaiadas.....	61
3.3.2	Armaduras ativas e passivas	63
3.4-	MONTAGEM DO ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO	78
3.4.1	Montagem do ensaio.....	78
3.4.2	Protensão das lajes	83
3.4.3	Procedimento de ensaio	87

3.4.4	Procedimento de desprotensão.....	89
3.4.5	Instrumentação.....	89
4-	RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	97
4.1-	MATERIAIS.....	97
4.1.1-	Concreto.....	97
4.1.2-	Armadura aderente (passiva).....	100
4.1.3-	Armadura não aderente (monocordoalha de protensão).....	101
4.2-	FORÇA DE PROTENSÃO EFETIVA E PERDAS NO PROCESSO DE PROTENSÃO.....	102
4.3-	VARIAÇÃO DA PROTENSÃO DOS CABOS DURANTE OS ENSAIOS....	119
4.4-	FISSURAÇÃO.....	128
4.5-	CARGAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA.....	134
4.6-	DEFORMAÇÃO NA ARMADURA PASSIVA E NA SUPERFÍCIE INFERIOR DO CONCRETO.....	156
4.6.1-	Deformação na armadura passiva de flexão.....	156
4.6.2-	Deformação no concreto na superfície inferior das lajes.....	166
4.7-	DESLOCAMENTOS VERTICAIS.....	178
5-	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	193
5.1-	CARGAS E MODO DE RUPTURA.....	194
5.1.1-	Comparação entre as lajes do grupo 1 (L1 a L7).....	194
5.1.2-	Análise das lajes do grupo 2 (L8 a L10), e comparação com o grupo 1 ..	199

5.1.3-	Análise das lajes do grupo 3 (L11 a L14), e comparação com as lajes do grupo 1	204
5.1.4-	Comparação da laje L15 (grupo 4) com a laje L7 (grupo 1)	208
5.1.5-	Comentários finais sobre as cargas e modos de ruptura das lajes.....	210
5.2-	DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS PASSIVAS E DO CONCRETO NA SUPERFÍCIE INFERIOR DAS LAJES	213
5.2.1-	Comparação entre as lajes do grupo 1 (L1 a L7)	214
5.2.2-	Comparação entre as lajes do grupo 2 (L8 a L10) e com as lajes do grupo 1	215
5.2.3-	Comparação entre as lajes do grupo 3 (L11 a L14) e com as demais lajes	216
5.2.4-	Comparação entre as lajes L7 e L15.....	217
6-	COMPARAÇÃO COM NORMAS E MANUAIS, E PROPOSTAS PARA O CÁLCULO DE PUNÇÃO EM LAJES GOGUMELO PROTENDIDAS NA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DE BORDA.....	218
6.1-	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM AS ESTIMATIVAS DE NORMA DO ACI 318M-02.....	220
6.2-	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM AS ESTIMATIVAS DE NORMA DO <i>FIB</i> (CEB-FIP)/1998.....	227
6.3-	COMPARAÇÃO COM AS ESTIMATIVAS DA NORMA DO EUROCODE 2/2001	230
6.4-	COMPARAÇÃO COM AS ESTIMATIVAS DA NORMA NBR 6118/2003 .	236
6.5-	COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS ESTUDADAS	249
7-	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	254

7.1-	CONCLUSÕES	254
7.1.1-	Comportamento das lajes	254
7.1.2-	Aplicação das normas / Comparação com as normas.....	262
7.2-	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	266
7.2.1-	Com relação ao aparato experimental utilizado no laboratório	266
7.2.2-	Novas pesquisas experimentais	266
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	269
APÊNDICES		
A-	CÁLCULOS PRELIMINARES AO PROGRAMA EXPERIMENTAL	275
A.1-	ESTIMATIVAS DA CARGA ÚLTIMA DE PUNÇÃO PELAS DIFERENTES NORMAS	275
A.1.1-	Estimativa de carga última pelo código do ACI 318M-02.....	275
A.1.2-	Estimativa de carga última pelo <i>fib</i> (CEB-FIP)-98	281
A.1.3-	Estimativa de carga última pelo EUROCODE 2/2001	285
A.1.4-	Estimativa da carga última pela NBR 6118/03.....	289
A.1.5-	Resumo da estimativa da carga de punção esperada nos ensaios.....	292
A.2-	CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR ÚLTIMO, E ESTIMATIVA DO MODO DE RUPTURA	293
A.2.1-	Cálculo do momento fletor resistente das lajes na direção perpendicular ao bordo livre.....	294
A.3-	CÁLCULO DA ARMADURA DO PILAR.....	299

A.4- VERIFICAÇÃO DAS MÁXIMAS TENSÕES DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO NO CONCRETO DEVIDO À PROTENSÃO DAS LAJES	302
A.4.1- Cálculo da armadura de fretagem para as lajes do programa experimental	304
A.4.2- Verificação da tensão de compressão no concreto no apoio das chapas de ancoragem da protensão	305
B- PROJETO E CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA PARA PROTENSÃO	306
B.1- PROJETO E FABRICAÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA	306
B.2- CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA	307
C- RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS MATERIAIS (CONCRETO E ARMADURA PASSIVA)	317
C.1- RESULTADOS DOS ENSAIOS DO CONCRETO	317
C.2- RESULTADOS DOS ENSAIOS DAS ARMADURAS PASSIVAS	330

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Valores de k.....	21
Tabela 2.2 Valores de k para áreas carregadas retangulares	27
Tabela 2.3 Cargas de ruptura para os modelos de ensaios de TAKEYA /1983.....	41
Tabela 2.4 Cargas de ruptura média para os modelos de ensaios 10, 18 e 19 de FIGUEIREDO/1983.....	43
Tabela 2.5 Cargas e modos de rupturas. DILGER E SHATILA /1989.	45
Tabela 2.6 Dimensões e detalhes da protensão das lajes	48
Tabela 2.7 Cargas últimas medidas e calculadas	49
Tabela 3.1 Variáveis do programa experimental	59
Tabela 3.2 Propriedades mecânicas dos aços utilizados nas lajes.....	68
Tabela 3.3 Resumo das armaduras passivas e ativas	72
Tabela 3.4 Relação entre cargas aplicadas nos ensaios.....	87
Tabela 4.1 Resultados experimentais dos corpos-de-prova de concreto para a primeira concretagem	98
Tabela 4.2 Resultados experimentais dos corpos-de-prova de concreto para a segunda concretagem	99
Tabela 4.3 Características dos aços empregados nas lajes.....	101
Tabela 4.4 Características das monocordoalhas de protensão	101
Tabela 4.5 Força de protensão nos cabos da laje L1	103
Tabela 4.6 Força de protensão nos cabos da laje L2.....	104

Tabela 4.7 Força de protensão nos cabos da laje L3	105
Tabela 4.8 Força de protensão nos cabos da laje L4	106
Tabela 4.9 Força de protensão nos cabos da laje L5	107
Tabela 4.10 Força de protensão nos cabos da laje L6	108
Tabela 4.11 Força de protensão nos cabos da laje L7	109
Tabela 4.12 Força de protensão nos cabos da laje L8	110
Tabela 4.13 Força de protensão nos cabos da laje L9	111
Tabela 4.14 Força de protensão nos cabos da laje L10	112
Tabela 4.15 Força de protensão nos cabos da laje L11	113
Tabela 4.16 Força de protensão nos cabos da laje L12	114
Tabela 4.17 Força de protensão nos cabos da laje L13	115
Tabela 4.18 Força de protensão nos cabos da laje L14	116
Tabela 4.19 Força de protensão nos cabos da laje L15	117
Tabela 4.20 Resumo das forças de protensão em cada direção	118
Tabela 4.21 Resumo da sobre-tensão dos cabos em cada direção	128
Tabela 4.22 Carga correspondente ao surgimento da primeira fissura visível	134
Tabela 4.23 Cargas de ruptura das lajes	135
Tabela 5.1 Composição dos grupos e seus parâmetros analisados	193
Tabela 5.2 Cargas de rupturas para as lajes do grupo 1	195
Tabela 5.3 Cargas de ruptura nas lajes do grupo 2	200

Tabela 5.4 Taxas de armadura efetivas das lajes do grupo 3 (L11 a L14) e da laje L5 (grupo 1)	205
Tabela 5.5 Cargas de ruptura nas lajes do grupo 3 (L11 a L14) e da laje L5 (grupo 1)	206
Tabela 5.6 Cargas de ruptura nas lajes L7 e L15	210
Tabela 6.1 Resumo dos dados obtidos experimentalmente	218
Tabela 6.2 – Resumo das geometrias e característica gerais das lajes ensaiadas	220
Tabela 6.3 Comparação com estimativas do ACI 318M-02, considerando as restrições normativas	223
Tabela 6.4 Comparação com estimativas do ACI 318M-02, para $f_{pc} = 3,5$ MPa e $f_c = 35$ MPa	224
Tabela 6.5 Comparação com estimativas do ACI 318M-02, para resistências (f_c) e tensões de compressão no plano (f_{pc}) efetivas	225
Tabela 6.6 Comparação com estimativas do <i>fib</i> (CEB-FIP)/98	229
Tabela 6.7 Comparação com a norma EUROCODE 2/2001	232
Tabela 6.8 Comparação com a norma EUROCODE 2/2001, considerando a simplificação proposta para pilar de extremidade	234
Tabela 6.9 Comparação com a norma NBR 6118/2003	238
Tabela 6.10 Comparação com a NBR 6118/2003, considerando a influência favorável da tensão de compressão no plano e utilizando-se o perímetro crítico completo	244
Tabela 6.11 Comparação entre as normas	249
Tabela 7.1 Comparação entre as normas - Tensão atuante / Tensão resistente	262
Tabela 7.2 Comparação entre as normas modificadas - Tensão atuante / Tensão resistente	264
Tabela A.1 Relação M/V para cada laje em relação à face interna do pilar (mm)	277

Tabela A.2 Cargas últimas estimadas pelo ACI 318M-02.....	280
Tabela A.3 Taxas de armadura passiva das lajes nas duas direções segundo <i>fib/98</i>	282
Tabela A.4 Cargas últimas estimadas pelo <i>fib/98</i>	285
Tabela A.5 Taxas de armadura passiva das lajes nas duas direções segundo o EC2.....	287
Tabela A.6 Cargas últimas estimadas pelo EUROCODE 2/2001.....	288
Tabela A.7 Relação M/V para cada laje em relação ao eixo do pilar (mm)	290
Tabela A.8 Cargas últimas estimadas pela NBR 6118/2003	292
Tabela A.9 Cargas estimadas para a ruptura por punção	293
Tabela A.10 Estimativa de cargas últimas e modo de ruptura usando as normas.....	299
Tabela A.11 Resumo das cargas e momentos últimos esperados nos ensaios.....	300
Tabela B.1 Calibração da célula de carga N°. 01	308
Tabela B.2 Calibração da célula de carga N°. 02	309
Tabela B.3 Calibração da célula de carga N°. 03	310
Tabela B.4 Calibração da célula de carga N°. 04	311
Tabela B.5 Calibração da célula de carga N°. 05	312
Tabela B.6 Calibração da célula de carga N°. 06.....	313
Tabela B.7 Calibração da célula de carga N°. 07	314
Tabela B.8 Calibração da célula de carga N°. 08	315
Tabela B.9 Calibração da célula de carga N°. 09	316
Tabela C.1 Traço de concreto para a primeira concretagem (L1 a L7)	317
Tabela C.2 Traço de concreto para a segunda concretagem (L8 a L15).....	318

Tabela C.3 Resultados do ensaio de compressão e tração da laje L2	319
Tabela C.4 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L3 e L4	319
Tabela C.5 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L5 e L6	319
Tabela C.6 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L7 e L1	319
Tabela C.7 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L8 e L9	320
Tabela C.8 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L10, L11 e L12.....	320
Tabela C.9 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L13, L14 e L15.....	320
Tabela C.10 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 da laje L2	321
Tabela C.11 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 da laje L2	321
Tabela C.12 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 da laje L2	322
Tabela C.13 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes L3 e L4	322
Tabela C.14 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes L3 e L4	323
Tabela C.15 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 das lajes L3 e L4	323
Tabela C.16 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes L5 e L6	324
Tabela C.17 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes L5 e L6	324

Tabela C.18 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 das lajes L5 e L6	324
Tabela C.19 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes L7 e L1	325
Tabela C.20 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes L7 e L1	325
Tabela C.21 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 das lajes L7 e L1	326
Tabela C.22 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes L8 e L9	326
Tabela C.23 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes L8 e L9	327
Tabela C.24 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 das lajes L8 e L9	327
Tabela C.25 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes L10, L11 e L12.....	328
Tabela C.26 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes L10, L11 e L12.....	328
Tabela C.27 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 das lajes L10, L11 e L12.....	328
Tabela C.28 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes L13, L14 e L15.....	329
Tabela C.29 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes L13, L14 e L15.....	329
Tabela C.30 Resultado do ensaio de tração do CP-1, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm.....	331

Tabela C.31 Resultado do ensaio de tração do CP-2, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm.....	332
Tabela C.32 Resultado do ensaio de tração do CP-3, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm.....	333
Tabela C.33 Resultado do ensaio de tração do CP-1, armadura de $\varnothing = 8,0$ mm.....	334
Tabela C.34 Resultado do ensaio de tração do CP-2, armadura de $\varnothing = 8,0$ mm.....	335
Tabela C.35 Resultado do ensaio de tração do CP-3, armadura de $\varnothing = 8,0$ mm.....	336

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Transferência de esforços entre a laje e o pilar de extremidade na direção perpendicular à borda.....	8
Figura 2.2 Perímetro crítico segundo o ACI-318/02.....	10
Figura 2.3 Carregamento equivalente à força de protensão.....	11
Figura 2.4 Parâmetros para a determinação de V_p pela equação sugerida por COLLINS e MITCHELL (1991).....	13
Figura 2.5 Distribuição de tensões de cortante para a ligação do pilar de extremidade	15
Figura 2.6 Faces críticas para pilar de interior e de extremidade, ACI/2002.....	17
Figura 2.7 Força efetiva de punção	20
Figura 2.8 Perímetro de controle <i>fib</i> /98 para pilar de interior.....	21
Figura 2.9 Perímetro de controle <i>fib</i> /98 para pilar de borda	22
Figura 2.10 Perímetros de controle Eurocode 2 / 2002.....	26
Figura 2.11 Distribuição de cortante devido ao momento desequilibrado na conexão laje-pilar de interior	27
Figura 2.12 Perímetro crítico NBR 6118 / 2003	31
Figura 2.13 Efeito favorável dos cabos de protensão inclinados	34
Figura 2.14 Carga última de punção em função da resistência à compressão do concreto	37
Figura 2.15 Carga última de punção em função da taxa de armadura passiva	38
Figura 2.16 Carga última de punção em função da relação M/V.....	39
Figura 2.17 Planta do modelo de ensaio utilizado por TAKEYA / 1983.....	41
Figura 2.18 Planta do modelo de ensaio utilizado por FIGUEIREDO/1983	43

Figura 2.19 Modelos e <i>layout</i> dos cabos de protensão. DILGER E SHATILA /1989.	45
Figura 2.20 Modelo global do pavimento em laje cogumelo protendida (mm). FOUTCH-GAMBLE-SUNIDJA/1990.....	47
Figura 2.21 Detalhes das armaduras e posição dos carregamentos para todas as lajes. Unidades em mm.....	48
Figura 2.22 Modelo global ensaiado por GARDNER E REZAI/1998.....	50
Figura 3.1 Arranjo dos cabos no pavimento de laje protendida.....	54
Figura 3.2 Modelo analisado no SAP2000.....	56
Figura 3.3 Diagramas de momentos fletores nas direções ortogonais da laje.....	57
Figura 3.4 Diagramas de momento fletor nulo nas duas direções superpostas para as ligações de borda e interior de edifícios.....	58
Figura 3.5 Resumo das principais variáveis do programa experimental.....	60
Figura 3.6 Detalhes das lajes ensaiadas	61
Figura 3.7 Formas dos modelos de lajes	62
Figura 3.8 Formas dos pilares inferior e superior	62
Figura 3.9 Disposição dos cabos de protensão para todas as lajes em planta (mm)	64
Figura 3.10 Perfis dos cabos de protensão para as lajes com 6 cabos e 3 cabos nas direções perpendiculares e paralelas à borda.....	65
Figura 3.11 Perfis dos cabos de protensão para as lajes com 4 cabos e 2 cabos nas direções perpendiculares e paralelas à borda.....	66
Figura 3.12 Foto extraída do catálogo da Impacto Protensão, para ancoragem mono 12,7mm engraxada ativa completa e monocordoalha engraxada.....	67
Figura 3.13 Disposição da armadura passiva superior das lajes L1 até L13 em planta (mm). 69	

Figura 3.14 Disposição da armadura passiva superior das lajes L14 e L15 em planta (mm)..	70
Figura 3.15 Seção transversal das lajes na direção perpendicular à borda (armadura passiva) (mm).....	70
Figura 3.16 a) Armadura inferior para todas as lajes; b) Armadura do pilar (mm)	71
Figura 3.17 Armadura de fretagem	71
Figura 3.18 Fotografia da forma e armadura para as lajes L1 a L7	73
Figura 3.19 Fotografia representativa da armadura das lajes L8, L9 e L10.....	74
Figura 3.20 Fotografia da armadura da laje L11	74
Figura 3.21 Fotografia da armadura da laje L12.....	75
Figura 3.22 Fotografia da armadura da laje L13	75
Figura 3.23 Fotografia da armadura da laje L14.....	76
Figura 3.24 Fotografia da armadura da laje L15	76
Figura 3.25 Fotografia das lajes prontas para serem concretadas	77
Figura 3.26 Posição dos canos e ganchos para içamento das lajes	77
Figura 3.27 Isométrico do pórtico de ensaio utilizado nos ensaios (mm).....	78
Figura 3.28 Planta e elevação do modelo de ensaios (mm)	79
Figura 3.29 Esquema tridimensional de uma laje posicionada para ser ensaiada.....	80
Figura 3.30 Fixação das lajes no pórtico.....	81
Figura 3.31 Ensaio montado.....	82
Figura 3.32 Posicionamento das vigas e as placas de aplicação de carga (mm).....	82
Figura 3.33 Rótula utilizada na aplicação de cargas	83

Figura 3.34 Esquema para a montagem por peças do sistema de protensão adotado	84
Figura 3.35 Artíficos adicionais utilizados na protensão e reprotensão das lajes.....	85
Figura 3.36 Sistema de protensão posicionado	85
Figura 3.37 Detalhe após a protensão e reprotensão, com chapas de reprotensão posicionadas	86
Figura 3.38 Ordem de protensão dos cabos	86
Figura 3.39 Bombas utilizadas para aplicação de cargas	88
Figura 3.40 Célula de carga e indicador digital	89
Figura 3.41 Relógios comparadores utilizados na superfície superior das lajes e nos pilares.	90
Figura 3.42 Relógios comparadores colocados sob a laje.....	90
Figura 3.43 Locação dos relógios comparadores nas lajes (mm)	91
Figura 3.44 Instrumentação da armadura passiva com extensômetros EER (mm).....	92
Figura 3.45 Locação dos extensômetros para instrumentação da superfície inferior do concreto (mm)	93
Figura 3.46 Posição das células de carga	94
Figura 3.47 Célula de carga posicionada em ancoragem passiva de cabo de protensão.....	94
Figura 3.48 Esquema de conexão dos extensômetros nas células de carga	95
Figura 3.49 Instrumentação e proteção das células de carga	95
Figura 3.50 Calibração das células de carga	96
Figura 4.1 Gráfico tensão vs deformação para barras de 6,3mm.....	100
Figura 4.2 Gráfico tensão vs deformação para barras de 8,0mm.....	100
Figura 4.3 Locação dos cabos de protensão.....	102

Figura 4.4 Etapas de protensão nos cabos da laje L1	103
Figura 4.5 Etapas de protensão nos cabos da laje L2.....	104
Figura 4.6 Etapas de protensão nos cabos da laje L3.....	105
Figura 4.7 Etapas de protensão nos cabos da laje L4.....	106
Figura 4.8 Etapas de protensão nos cabos da laje L5.....	107
Figura 4.9 Etapas de protensão nos cabos da laje L6.....	108
Figura 4.10 Etapas de protensão nos cabos da laje L7.....	109
Figura 4.11 Etapas de protensão nos cabos da laje L8.....	110
Figura 4.12 Etapas de protensão nos cabos da laje L9.....	111
Figura 4.13 Etapas de protensão nos cabos da laje L10.....	112
Figura 4.14 Etapas de protensão nos cabos da laje L11.....	113
Figura 4.15 Etapas de protensão nos cabos da laje L12.....	114
Figura 4.16 Etapas de protensão nos cabos da laje L13.....	115
Figura 4.17 Etapas de protensão nos cabos da laje L14.....	116
Figura 4.18 Etapas de protensão nos cabos da laje L15.....	117
Figura 4.19 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L1.....	120
Figura 4.20 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L2.....	121
Figura 4.21 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L3.....	121
Figura 4.22 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L4.....	122
Figura 4.23 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L5.....	122
Figura 4.24 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L6.....	123

Figura 4.25 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L7.....	123
Figura 4.26 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L8.....	124
Figura 4.27 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L9.....	124
Figura 4.28 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L10.....	125
Figura 4.29 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L11.....	125
Figura 4.30 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L12.....	126
Figura 4.31 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L13.....	126
Figura 4.32 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L14.....	127
Figura 4.33 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L15.....	127
Figura 4.34 Primeiras fissuras nas lajes L1 e L2.....	129
Figura 4.35 Primeiras fissuras nas lajes L3 a L8.....	130
Figura 4.36 Primeiras fissuras nas lajes L9 a L12.....	132
Figura 4.37 Primeiras fissuras nas lajes L13 a L15.....	133
Figura 4.38 Fissuração e ruptura das lajes L1 a L6.....	138
Figura 4.39 Fissuração e ruptura das lajes L7 a L12.....	139
Figura 4.40 Fissuração e ruptura das lajes L13 a L15.....	140
Figura 4.41 Projeto de corte das lajes	140
Figura 4.42 Ruptura da laje L1.....	141
Figura 4.43 Seção transversal da ruptura laje L1	141
Figura 4.44 Ruptura da laje L2.....	142
Figura 4.45 Seção transversal da ruptura laje L2	142

Figura 4.46 Ruptura da laje L3.....	143
Figura 4.47 Seção transversal da ruptura laje L3	143
Figura 4.48 Ruptura da laje L4.....	144
Figura 4.49 Seção transversal da ruptura laje L4	144
Figura 4.50 Ruptura da laje L5.....	145
Figura 4.51 Seção transversal da ruptura laje L5	145
Figura 4.52 Ruptura da laje L6.....	146
Figura 4.53 Seção transversal da ruptura laje L6	146
Figura 4.54 Ruptura da laje L7 em planta.....	147
Figura 4.55 Seção transversal da ruptura laje L7	147
Figura 4.56 – Ruptura da laje do modelo L8.....	148
Figura 4.57 Seção transversal da ruptura laje L8	148
Figura 4.58 – Ruptura da laje do modelo L9.....	149
Figura 4.59 Seção transversal da ruptura laje L9	149
Figura 4.60 – Ruptura da laje do modelo L10.....	150
Figura 4.61 Seção transversal da ruptura laje L10	150
Figura 4.62 – Ruptura do da laje modelo L11.....	151
Figura 4.63 Seção transversal da ruptura laje L11	151
Figura 4.64 – Ruptura da laje do modelo L12.....	152
Figura 4.65 Seção transversal da ruptura laje L12	152
Figura 4.66 Ruptura da laje do modelo L13.....	153

Figura 4.67 Seção transversal da ruptura laje L13	153
Figura 4.68 Ruptura da laje do modelo L14.....	154
Figura 4.69 Seção transversal da ruptura laje L14	154
Figura 4.70 Ruptura da laje do modelo L15.....	155
Figura 4.71 Seção transversal da ruptura laje L15	155
Figura 4.72 Posicionamento em planta dos extensômetros.....	156
Figura 4.73 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão para a laje L1.....	157
Figura 4.74 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão para a lajes L2	157
Figura 4.75 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão para a lajes L3	158
Figura 4.76 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão para a lajes L4	158
Figura 4.77 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão para a lajes L5	159
Figura 4.78 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão para a lajes L6	159
Figura 4.79 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão para a lajes L7	160
Figura 4.80 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão na Laje L8.	160
Figura 4.81 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão na Laje L9.	161
Figura 4.82 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão na laje L10.	161
Figura 4.83 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão na Laje L11.	162
Figura 4.84 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão na Laje L12	162
Figura 4.85 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão na Laje L13	163
Figura 4.86 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão na Laje L14	163
Figura 4.87 Reação do pilar <i>versus</i> deformação nas armaduras de flexão na Laje L15	164

Figura 4.88 Arranjo dos extensômetros na superfície inferior das lajes	167
Figura 4.89 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L1	167
Figura 4.90 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L2	168
Figura 4.91 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L3	168
Figura 4.92 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L4	169
Figura 4.93 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L5	169
Figura 4.94 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L6	170
Figura 4.95 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L7	170
Figura 4.96 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L8	171
Figura 4.97 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L9	171
Figura 4.98 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L10	172
Figura 4.99 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L11	172
Figura 4.100 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L12	173
Figura 4.101 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L13	

.....	173
Figura 4.102 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L14	174
.....	174
Figura 4.103 Reação do pilar <i>versus</i> deformação na superfície inferior do concreto - Laje L15	174
.....	174
Figura 4.104 Posição dos relógios comparadores e perfis de flechas analisados	178
Figura 4.105 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L1	179
Figura 4.106 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L1	180
Figura 4.107 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L2	180
Figura 4.108 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L2	180
Figura 4.109 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L3	181
Figura 4.110 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L3	181
Figura 4.111 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L4	181
Figura 4.112 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L4	182
Figura 4.113 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L5	182
Figura 4.114 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L5	182
Figura 4.115 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L6	183
Figura 4.116 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L6	183
Figura 4.117 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L7	183
Figura 4.118 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L7	184
Figura 4.119 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L8	184
Figura 4.120 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L8	185

Figura 4.121 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L9.....	185
Figura 4.122 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L9	186
Figura 4.123 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L10.....	186
Figura 4.124 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L10	187
Figura 4.125 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L11.....	187
Figura 4.126 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L11	188
Figura 4.127 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L12.....	188
Figura 4.128 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L12	189
Figura 4.129 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L13.....	189
Figura 4.130 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L13	190
Figura 4.131 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L14.....	190
Figura 4.132 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L14	191
Figura 4.133 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L15.....	191
Figura 4.134 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L15	192
Figura 5.1 Variação da resistência das lajes L1 a L7 com o aumento da excentricidade da força cortante.....	195
Figura 5.2 Cones de ruptura internos das lajes do grupo 1, depois do corte das lajes	198
Figura 5.3 Relação momento vs cortante para as lajes ensaiadas do grupo 1	199
Figura 5.4 Variação da resistência das lajes L8 a L10 com o aumento da excentricidade da força cortante.....	201
Figura 5.5 Cones de ruptura internos das lajes do grupo 2, depois do corte das lajes	202
Figura 5.6 Relação momento vs cortante para as lajes do grupo 2	204

Figura 5.7 Cones de ruptura no interior das lajes do grupo 3	208
Figura 5.8 Cones de ruptura no interior das lajes L7 e L15	210
Figura 5.9 Gráfico de ruptura para todas as lajes	212
Figura 5.10 Tipo de cones de ruptura à punção obtidos nos ensaios	212
Figura 5.11 Posicionamento em planta dos extensômetros na armadura passiva.....	213
Figura 5.12 Arranjo dos extensômetros na superfície inferior das lajes	214
Figura 6.1 Relação v_u/v_n , entre a tensão correspondente à carga última obtida no ensaio e a tensão resistente, considerando as restrições normativas.....	226
Figura 6.2 Relação v_u/v_n , entre a tensão correspondente à carga última obtida no ensaio e a tensão resistente, para $f_{pc} = 3,5$ MPa e $f_c = 35$ MPa.....	226
Figura 6.3 Relação v_u/v_n , entre a tensão correspondente à carga última obtida no ensaio e a tensão resistente, para resistências (f_c) e tensões de compressão no plano (f_{pc}) efetivas	227
Figura 6.4 Relação entre a carga efetiva de punção ($P_{s,eff}^*$) e a resistência última efetiva à punção (P_{Ru}^*)	230
Figura 6.5 Comparação entre a tensão atuante máxima de cisalhamento (v_E) e a tensão máxima de cisalhamento resistente (v_{Ru})	235
Figura 6.6 Comparação entre a tensão atuante máxima de cisalhamento para o perímetro reduzido (v_E^*), e a tensão máxima de cisalhamento resistente (v_{Ru}).....	235
Figura 6.7 Componente da compressão no plano normal à superfície do cone de ruptura, admitindo-se um ângulo de 18° com a horizontal	240
Figura 6.8 Perímetro crítico considerado no cálculo da norma.....	242
Figura 6.9 Comparação entre a tensão atuante máxima atuante de cisalhamento ($\tau_{s,ef}^*$) e a tensão máxima de cisalhamento resistente (τ_{R1}^*) – Tabela 6.10	246
Figura 6.10 Perímetros de controle da NBR	247

Figura 6.11 Perímetro de controle total para a NBR.....	249
Figura 6.12 Comparação entre as normas	251
Figura 7.1 Relação carga última x momento perpendicular ao bordo livre das lajes	258
Figura 7.2 Tipo de cones de ruptura à punção obtidos nos ensaios	258
Figura 7.3 Ligações laje-pilar de borda com <i>overhang</i>	267
Figura 7.4 Armadura de cisalhamento em cruz com 5 linhas e 4 camadas.....	268
Figura A.1 Componentes verticais da força de protensão.....	284
Figura A.2 Momento fletor transferido para o pilar de extremidade	294
Figura A.3 Diagrama simplificado de tensões na ruptura por flexão.....	295
Figura A.4 Diagrama de domínio de deformações no estado limite último.	297
Figura A.5 Solicitações de projeto atuantes na laje L15 ($P_2 = 77,7$ kN e $P_1=0$).....	301
Figura A.6 Exemplo da região de distúrbios (LEONHARDT).....	302
Figura A.7 Tensões transversais de tração na região de distúrbios (IYENGAR/1962).....	303
Figura A.8 Detalhes da região de ancoragem	304
Figura B.1 Dimensões de projeto das células de carga	306
Figura B.2 Sistema de aquisição de dados usado nos ensaios	307
Figura B.3 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 01	308
Figura B.4 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 02	309
Figura B.5 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 03	310
Figura B.6 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 04	311
Figura B.7 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 05	312

Figura B.8 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 06	313
Figura B.9 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 07	314
Figura B.10 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 08	315
Figura B.11 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 09	316
Figura C.1 Gráfico tensão-deformação para o concreto da laje L2	322
Figura C.2 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L3 e L4	323
Figura C.3 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L5 e L6	325
Figura C.4 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L7 e L1	326
Figura C.5 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L8 e L9	327
Figura C.6 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L10, L11 e L12.....	329
Figura C.7 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L13, L14 e L15.....	330
Figura C.8 Gráfico tensão-deformação para o CP-1, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm	331
Figura C.9 Gráfico tensão-deformação para o CP-2, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm	332
Figura C.10 Gráfico tensão-deformação para o CP-3, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm	333
Figura C.11 Gráfico tensão-deformação para a armadura de $\varnothing = 8,0$ mm.....	337

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

A	-Área;
Ac	-Área de concreto;
ACI	-American Concrete Institute;
Ap	-Área de armadura ativa (protensão);
As	-Área de armadura passiva;
As _{f^{sup}}	-Armadura negativa de flexão mais próxima às fibras tracionadas;
As _{f^{inf}}	-Armadura negativa de flexão abaixo e ortogonal à As _{f^{sup}} ;
As _{inf}	-Armadura posicionada na região inferior da laje;
As _{sup}	-Armadura posicionada na região superior da laje;
b ₀	-Perímetro crítico (mm);
b ₁	- Largura da seção crítica medida na direção do vão para o qual os momentos são determinados;
b ₂	-Largura da seção crítica medida na direção perpendicular a b ₁ ;
b _x	-Dimensão do perímetro de controle ao longo do eixo x, localizado a uma distância 2d a partir da face do pilar;
b _y	-Dimensão do perímetro de controle ao longo do eixo y, localizado a uma distância 2d a partir da face do pilar;
c	-Comprimento do lado do pilar (mm);
CEB	-Comité Euro-International du Béton;
c ₁	-Largura do pilar perpendicular ao eixo onde atua o momento desequilibrado na ligação laje-pilar de extremidade (mm);
c ₂	-Largura do pilar paralelo ao eixo onde atua o momento desequilibrado na ligação laje-pilar de extremidade (mm);
d	-Altura útil da laje (mm);
d _s	-Altura útil da armadura de flexão (mm);
d _p	-Altura efetiva media da armadura de protensão (mm);
d _{px}	-Altura efetiva da armadura de protensão na direção do eixo x da laje na seção transversal que passa pela face do pilar (mm);

- d_{py} -Altura efetiva da armadura de protensão na direção do eixo y da laje na seção transversal que passa pela face do pilar (mm);
- d_x -Altura efetiva da armadura passiva na direção x da laje (mm);
- d_y -Altura efetiva da armadura passiva na direção y da laje (mm);
- e -Excentricidade;
- EA”#” -Extensômetro colado na armadura passiva;
- EC”#” -Extensômetro colado no concreto na superfície inferior da laje;
- E_s -Modulo de elasticidade do aço (GPa);
- E_{sec} -Modulo de elasticidade secante do concreto (GPa);
- f_c' -Resistência especificada para o concreto (MPa);
- f_{cd} -Resistência a compressão de cálculo do concreto (MPa);
- f_{cj} -Resistência o concreto a j dias (MPa)
- f_{ck} -Resistência característica do concreto a compressão (MPa);
- f_{ctd} -Resistência à tração de cálculo do concreto (MPa);
- f_{ctj} -Resistência à tração do concreto a j dias (MPa);
- f_{ctk} -Resistência à tração característica do concreto (MPa);
- f_{ctm} -Resistência media à tração do concreto (MPa);
- fib* -Fédération Internationale de la Précontrainte
- f_{pc} -Tensão no concreto devido a protensão (MPa);
- F_{pe} -Força de protensão total;
- f_{ptk} -Carga de ruptura característica da armadura de protensão;
- F_{Sd} -Força o reação de apoio concentrada de cálculo;
- f_y -Tensão de escoamento do aço (MPa);
- f_{sy} -Resistência da armadura (MPa);
- h -Altura da laje (mm);
- h_2 -Distância vertical do ponto central do cabo de protensão ao ponto de inflexão. Para cabos paralelos à borda da laje;
- $h_{2\perp}$ -Distância vertical do ponto central do cabo de protensão ao ponto de inflexão.

Para cabos perpendiculares à borda da laje;

- I -Momento de inércia;
- J_c -Momento polar de inércia da seção crítica assumida;
- L -Comprimento do vão;
- M -Momento fletor;
- M_p -Momento devido à protensão;
- M_{Sd} -Momento atuante de cálculo;
- M_{Sd}^* -Momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* em relação ao centro do pilar;
- M_{x0} -Momento de descompressão na direção x;
- M_{xSd} Momento fletor total na face do pilar, na largura b_x , em função de P_{Sd}
- M_{y0} -Momento de descompressão na direção y;
- M_{ySd} Momento fletor total na face do pilar, na largura b_y , em função de P_{Sd}
- M_u -Momento atuante na ligação laje-pilar
- M_{u1} -Momento desequilibrado referente à carga última de punção ao redor do eixo que passa pelo centro do pilar paralelo à borda da laje;
- M_{u2} -Momento desequilibrado referente à carga última de punção ao redor do eixo que passa pela face interna do pilar paralelo à borda da laje;
- NBR -Norma Brasileira;
- N_{Ed} -Força devida à ação dos cabos de protensão que atravessam todo o vão para pilar de interior e, para pilar de extremidade, são as forças dos cabos que atravessam o perímetro de controle;
- P -Força aplicada por um macaco, seja o macaco de protensão ou o macaco que aplica carga na laje (kN);
- P_0 -Força no cabo de protensão após as perdas imediatas. Força de protensão nos cabos no início dos ensaios;
- P_{cp} -Efeito de protensão na punção denominado de compressão no plano, que ocorre em função da compressão perpendicular ao plano de aplicação da carga (kN);
- P_{ef} -Carga concentrada resistida pela laje em função da armadura aderente e resistência do concreto (kN);
- P_i -Força de protensão média inicial aplicada na laje;

- $P_{i\perp}$ -Força de protensão média inicial aplicada na laje produto dos cabos perpendiculares ao bordo livre;
- $P_{i\parallel}$ Força de protensão média inicial aplicada na laje produto dos cabos paralelos ao bordo livre;
- $P_{kinf,i}$ -Força de protensão no cabo i
- P_{pi} -Força inicial de protensão aplicada a cada cabo;
- P_{p0} -Quantificação do efeito de compressão no plano. Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão;
- P_{pu} -Força de protensão no final do ensaio;
- P_{Rd} -Resistência de cálculo ao puncionamento sem armadura transversal;
- P_{ri} -Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão das lajes;
- P_{r0} -Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão das lajes;
- P_{Ru} -Resistência última ao puncionamento sem armadura transversal;
- P_{Ru}^* -Resistência última ao puncionamento sem armadura transversal considerando a força de descompressão;
- p_{sd} -Valor de dimensionamento da carga transversal aplicada por unidade de área da laje;
- P_{Sd} -Valor de dimensionamento da força de punção atuante;
- $P_{sd,eff}$ -Força efetiva de punção;
- $P_{sd,eff}^*$ -Força efetiva de punção considerando a componente vertical da força de protensão equivalente;
- $P_{sd,P}$ -Componente vertical da força de protensão equivalente;
- P_t -Carga de ruptura da laje por punção obtida no ensaio (kN);
- P_u -Carga de ruptura da laje por punção prevista por alguma norma (kN);
- P_{x0} -Força de descompressão correspondente à força de protensão na direção x
- P_{y0} -Força de descompressão correspondente à força de protensão na direção y
- P_1 -Forças aplicadas na laje a cada lado do pilar na direção paralela ao lado livre da laje;
- P_2 -Força aplicada na laje perpendicular ao lado livre da laje;
- q -Força uniformemente distribuída;

u	-Perímetro do contorno crítico;
u^*	-Perímetro do contorno crítico reduzido;
u_1	-Perímetro de controle (mm);
V_c	-Resistência nominal de cisalhamento provida pelo concreto;
V_{Ed}	-Valor de cálculo da força de cisalhamento aplicada;
V_n	-Força cortante nominal;
V_p	-Componente vertical da força de protensão efetiva que atravessa a seção crítica na direção paralela ao lado livre;
$V_{p\perp}$	-Componente vertical da força de protensão efetiva que atravessa a seção crítica na direção perpendicular ao lado livre;
$V_{Rd,c}$	-Valor de cálculo da resistência à punção da laje sem armadura de punção;
$V_{Rd,máx}$	-Valor de cálculo da máxima resistência à punção ao longo do perímetro de controle;
V_S	-Resistência nominal ao cisalhamento provida pela armação transversal;
V_u	-Força resistente última à punção;
w_1	-Modulo plástico do perímetro de controle;
w_{p1}	-Módulo de resistência plástica perpendicular à borda livre;
w_{p2}	-Módulo de resistência plástica paralelo à borda livre;
α_i	-Inclinação do cabo de protensão em relação ao plano da laje no contorno considerado;
α_x	-Inclinação do cabo de protensão em relação ao plano da laje no contorno da seção de controle na direção de x;
α_y	-Inclinação do cabo de protensão em relação ao plano da laje no contorno da seção de controle na direção de y;
α_s	-Coeficiente utilizado no ACI 318M, para a obtenção de V_c em lajes protendidas;
β_c	-Relação entre o maior e o menor lado da área carregada do pilar;
β_p	-Constante utilizada no ACI 318M, para a obtenção de V_c em lajes protendidas;
ϵ_c	-Deformação específica do concreto a compressão;
ϵ_{ct}	-Deformação específica do concreto a tração;

ϵ_y	-Deformação de escoamento do aço;
ϕ	-Diâmetro da barra de aço (mm);
ϕ	-Fator de redução da resistência nominal;
ϕ_s	-Diâmetro de barras de armadura passiva (mm);
ϕ_p	-Diâmetro de cordoalha de protensão (mm);
γ_c	-Coeficiente de minoração do concreto para o estado limite último;
γ_f	-Parcela do momento desequilibrado transferido por flexão na ligação laje-pilar;
γ_s	-Coeficiente de minoração do aço para o estado limite último;
γ_v	-Parcela do momento desequilibrado transferido por excentricidade da força cortante na ligação laje-pilar;
v_{Ed}	-Tensão atuante de cisalhamento;
v_n	-Tensão nominal de cisalhamento;
v_u	-Tensão de cisalhamento atuante na seção considerada;
ρ	-Taxa geométrica de armadura de flexão;
ρ_{eff}	-Taxa geométrica de armadura efetiva;
ρ_{eq}	-Taxa geométrica de armadura equivalente;
ρ_s	-Taxa geométrica de armadura da armação passiva;
ρ_p	-Taxa geométrica média de armadura de protensão;
ρ_{px}	-Taxa de armadura de protensão na direção x da laje ao redor do pilar;
ρ_{py}	-Taxa de armadura de protensão na direção y da laje ao redor do pilar;
ρ_x	-Taxa geométrica de armadura passiva na direção x da laje ao redor do pilar, como estabelece a NBR/2003;
ρ_y	-Taxa geométrica de armadura passiva na direção y da laje ao redor do pilar, como estabelece a NBR/2003;
σ_{cp}	-Tensão média no concreto devido à protensão na área do perímetro de controle;
σ_{cpx}	-Tensão de compressão no concreto devido à protensão na direção x;

- σ_{cpy} -Tensão de compressão no concreto devido à protensão na direção y;
- τ_{Pd} -Tensão devida ao efeito dos cabos de protensão inclinados que atravessam o contorno crítico considerado
- τ_{Rd} -Tensão resistente ao cisalhamento;
- τ_{Sd} -Tensão de cisalhamento atuante de cálculo;

1- INTRODUÇÃO

1.1- CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O sistema estrutural de lajes lisas ou cogumelo, apoiadas diretamente em pilares e ainda protendidas é cada vez mais utilizado em construções no Brasil e no mundo. Esta tendência se deve a três fatores que são: simplicidade construtiva, economia de material e mão-de-obra, e fator arquitetônico.

A simplicidade construtiva é dada pela facilidade na execução das formas com a redução de recortes pela ausência de vigas, facilidade na elaboração das armaduras e facilidade na concretagem. Isto possibilita a execução das lajes em menor tempo, o que as torna mais econômicas em comparação com o sistema convencional de lajes apoiadas em vigas. Arquitetonicamente, a ausência de vigas permite maior liberdade na definição dos espaços internos, facilidade de execução das instalações sob a laje e aumento do pé-direito efetivo.

Além disso, o uso da protensão não aderente com monocordoalha engraxada trouxe ao sistema praticidade, rapidez e economia. Com a protensão é possível se obter vãos maiores com controle ou ausência de fissuras e grandes deformações para as cargas de serviço. Lajes lisas com o uso de capitéis foram utilizadas pela primeira vez nos Estados Unidos da América por TURNER, em 1905.

O parâmetro que exige maior atenção em se tratando de lajes cogumelo é a possibilidade de ruptura da laje por punção na ligação laje-pilar, pois aí se concentram grandes forças cortantes e momentos fletores. Este problema é agravado quando os momentos não são balanceados, como é o caso de pilares de borda ou de canto, e a seção do perímetro de cálculo em torno do pilar é reduzida. O comportamento neste caso é complexo, pois envolve combinações de tensões devidas à flexão, ao esforço cortante e ao momento torçor e, dependendo da combinação dessas tensões, diversos tipos de ruptura podem ser verificados.

A complexidade da distribuição tridimensional de tensões ao redor do pilar e o grande número de parâmetros interdependentes envolvidos na resistência à punção tornam difícil o desenvolvimento de uma solução geral analítica para o cálculo dessa resistência na ligação, e os métodos comumente usados para o cálculo são expressões puramente empíricas baseadas em resultados experimentais.

A resistência à punção em lajes cogumelo, protendidas e não-protendidas, é governada por uma série de parâmetros: resistência do concreto, taxa de armadura à flexão, altura útil da laje, protensão, geometria da área carregada, efeito escala, além de outros parâmetros de menor importância. Essa quantidade de variáveis dificulta a investigação do comportamento desse tipo de ligação, encontrando-se então na literatura, vários trabalhos que abordam um ou vários desses parâmetros.

1.2- HISTÓRICO RESUMIDO SOBRE O ESTUDO DA PUNÇÃO

O início das pesquisas experimentais sobre a punção data de quase um século. A primeira pesquisa sobre o tema foi realizada por TALBOT em 1913. Ele ensaiou 197 sapatas, 114 sob muros e 83 sob pilares, e verificou que 20 romperam por punção. Talbot propôs, então, um cálculo para a resistência ao cisalhamento de ligações laje-pilar baseado apenas na resistência do concreto, sem levar em conta a influência da armadura de flexão. O autor constatou que a armadura de flexão tem influência sobre a resistência à punção e concluiu que a superfície de ruptura é tronco-cônica com faces inclinadas de um ângulo de aproximadamente 45°.

Em 1933, GRAF concluiu que a resistência à punção da laje aumentava muito pouco com o aumento da resistência à compressão do concreto e confirmou que a fissuração devido à flexão diminui a resistência da ligação laje-pilar.

RICHART, quinze anos depois, em 1948, ensaiou 164 sapatas, 24 sob muros e 140 sob pilares, e observou que a diminuição do parâmetro d (altura útil da armadura de flexão da laje) aumentava a resistência da ligação. Depois concluiu que o parâmetro que aumentava a resistência da ligação era a taxa de armadura de flexão, já que, ao diminuir a altura útil da laje, esta precisava de mais armadura de flexão.

Em 1953, HOGNESTAD, percebendo que a influência da flexão era considerável e, portanto, não dispensável no cálculo do esforço cortante, propôs o primeiro cálculo considerando este efeito recalculando as sapatas de RICHART. Já em 1956, em parceria com ELSTNER, HOGNESTAD observou em ensaios realizados que a concentração de armadura de flexão sobre o pilar não influenciava diretamente na resistência última ao cisalhamento, associando o aumento da armadura de flexão a uma redução da fissuração e, por conseguinte, ao aumento da resistência à punção.

O primeiro a estudar mais detalhadamente a transferência de momentos nas ligações laje-pilar foi MOE, em 1961, que ensaiou 43 lajes e fez um estudo estatístico dos resultados de 260 lajes e sapatas, e concluiu que essa transferência reduz a resistência da ligação e que a resistência à punção está estritamente relacionada com a resistência à flexão.

KINNUNEN e NYLANDER em 1960 ensaiaram lajes retangulares protendidas, representativas de lajes de pontes, e a partir destes ensaios desenvolveram uma formulação baseada em um modelo mecânico que definia melhor a influência da flexão na resistência à punção. Concluindo que a inclinação da superfície de ruptura na direção longitudinal dos cabos de protensão era de aproximadamente 18° com relação à horizontal, enquanto que na direção transversal em torno de 45° , o que demonstrou que é significativa a influência da tensão no concreto produzida pela protensão.

LAGENDONCK, em 1966 no Brasil, concluiu que o uso do complexo método de cálculo de NYLANDER só se justificaria se os resultados por ele obtidos fossem mais exatos. Ele comparou os resultados de 172 ensaios obtidos pelo método de NYLANDER com a formulação do ACI-318/63 e com a formulação de MOE e chegou à conclusão que a formulação de MOE, embora mais simples, apresentava estimativas mais próximas dos ensaios.

GESUND e DIKSHIT, em 1971 verificaram, que em muitos casos, a resistência à punção é governada pela resistência à flexão e que esta pode ser calculada pela teoria das charneiras plásticas para lajes com carregamento uniformemente distribuído.

Cinco anos mais tarde, em 1976, PARK & ISLAM analisaram a influência da armadura de punção em lajes assimetricamente carregadas e constataram que estribos fechados, além de aumentar a resistência da ligação, fornecem a esta mais ductilidade, o que evita, ou pelo menos reduz, rupturas repentinas.

Em São Carlos, Universidade de São Paulo, Brasil, em 1972, o Professor Dante Martinelli começa um amplo projeto de pesquisas, sugerido pelo Prof. Telêmaco van Langendonck, sobre o estudo experimental da resistência à punção da ligação laje-pilar de borda e canto em lajes cogumelo de concreto armado. Este projeto incluiu as dissertações de mestrado de FIGUEIREDO FILHO (1981), TAKEYA (1981), LIBÓRIO (1985), GONÇALVES (1986) e MODOTTE (1986).

Na Universidade de Brasília os primeiros ensaios de punção em lajes de concreto armado foram realizados por SANTOS (1995) e por OLIVEIRA (1998), e em lajes protendidas por CORREA (2001), ALVES (2002) e VILLAVARDE (2003), em suas dissertações de mestrado, e nas teses de doutorado de SILVA (2005) e CARVALHO (2005). Todos estes trabalhos estudando as ligações de lajes e pilares interiores, com e sem armadura de cisalhamento, sob a orientação do Professor Guilherme Sales S. de A. Melo.

1.3- MOTIVAÇÃO

A verificação à punção de lajes cogumelo, sejam protendidas ou de concreto armado, é baseada em informações de ensaios realizados, e, não obstante o grande número de pesquisas já realizadas na área, não se conhece totalmente a interação de todos os parâmetros na determinação da resistência desse tipo de ligações. Para as ligações laje-pilar de borda e de canto, o número de ensaios disponíveis é menor, e as formulações se apresentam extremamente conservadoras. Em estudos experimentais com estes tipos de conexões, a relação carga última experimental *versus* carga estimada pelas normas para a ruptura por punção é de aproximadamente o dobro, o que mostra as incertezas que existem no cálculo destes tipos de ligação. Isto justifica a necessidade de continuar ampliando os conhecimentos teórico-experimentais sobre o comportamento de lajes de concreto protendido, estudando algumas das variáveis que influenciam no cálculo da resistência a punção.

1.4- OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é investigar o comportamento à punção de ligações laje-pilar de borda em lajes lisas de concreto protendido com cordoalhas não aderentes. Os objetivos específicos são:

- Analisar a influência da variação do momento fletor e da força cortante, atuantes na ligação laje-pilar de borda, na resistência à punção da laje;
- Analisar a influência da tensão de compressão no plano da laje devida à protensão na resistência à punção da laje;

- Analisar a influência da taxa de armadura de flexão passiva, e de uma armadura adicional de borda, na resistência à punção da laje;
- Comparar os resultados experimentais obtidos com os estimados segundo as normas: ACI 318:2002, *fib*:1998, EC2:2001, e NBR 6118:2003.

1.5- METODOLOGIA

Para a realização deste trabalho foram ensaiadas 15 ligações laje-pilar de borda, tendo como principal variável a relação M/V (excentricidade da força cortante) na ligação, obtida variando-se a relação ($P1/P2$) entre as cargas $P1$ (carga que causa momento predominante paralelo à borda) e $P2$ (carga que causa momento predominante perpendicular à borda), que variou de “infinito” ($P2 = 0$) a 0 ($P1 = 0$), e com cinco relações intermediárias (4, 2, 1, 0,5 e 0,25). As variáveis secundárias foram a quantidade e distribuição das armaduras passivas e ativas.

Os 15 modelos de lajes foram divididos em 4 grupos, em função da armadura utilizada (ativa e passiva) e do carregamento aplicado. O primeiro grupo, composto por 7 lajes (lajes L1 a L7), tem mesma armadura passiva ($\rho_x = 0,6\%$ e $\rho_y = 0,75\%$, sendo “ x ” a direção paralela e “ y ” a perpendicular à borda) e ativa (composta por 6 cabos perpendiculares e por 3 cabos paralelos à borda). O segundo grupo, composto por três lajes (L8 a L10), difere do primeiro quanto à quantidade de cabos de protensão utilizada, 4 cabos perpendiculares e 2 cabos paralelos à borda. A armadura passiva foi a mesma do grupo 1. No terceiro grupo, composto por quatro lajes (L11 a L14), a armadura ativa foi a mesma do grupo 1 (6 cabos perpendiculares e 3 cabos paralelos à borda), enquanto que a armadura passiva foi variável. Finalmente no grupo 4, composto por uma laje (L15), laje similar à laje L7 (grupo 1), com armadura ativa composta por 6 cabos perpendiculares e por 3 cabos paralelos à borda, e mesma armadura passiva na direção “ y ” ($\rho_y = 0,75\%$), mas com um reforço de 6 \emptyset 10 mm colocado paralelo à borda da laje, resultando em uma taxa $\rho_x = 0,74\%$ na direção “ x ”.

1.6- CONTEUDO DA TESE

Além deste capítulo introdutório, com as considerações iniciais, um histórico resumido sobre estudo da punção, a motivação e os objetivos, o trabalho apresenta mais 6 (seis) capítulos descritos a seguir, Referências Bibliográficas e 3 (três) Apêndices.

No capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica com os conceitos relacionados à punção e flexão em lajes protendidas, recomendações feitas pelas normas ACI 318M-02, EUROCODE 2-2001, *fib* – CEB – FIP (1998) e NBR-6118 (2003). Por fim são apresentadas diversas pesquisas sobre punção em ligações laje-pilar de borda, em lajes cogumelo de concreto protendido.

O capítulo 3 apresenta em detalhes o programa experimental, com as características geométricas dos modelos de laje utilizados, materiais e instrumentação empregada na fabricação, técnicas e procedimentos para a protensão e esquema de carregamento utilizado.

O capítulo 4 apresenta os resultados dos ensaios dos materiais utilizados, e são apresentados os resultados de fissuração, carga e modo de ruptura, deformações na armadura passiva e na superfície inferior do concreto, deslocamentos verticais e força de protensão.

No capítulo 5 é realizada uma análise comparativa dos resultados experimentais entre todas as lajes ensaiadas.

No capítulo 6 é realizada uma análise comparativa dos resultados experimentais com as estimativas previstas pelas normas, detalhadas no Capítulo 2.

O capítulo 7 apresenta as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

Por último são apresentados as referências bibliográficas e os apêndices.

2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados os conceitos teóricos do comportamento e mecanismo de ruptura na área ao redor da ligação laje-pilar de borda em lajes cogumelo protendidas. Na seqüência são apresentadas as prescrições normativas do ACI 318M-02, do EUROCODE 2/2001, do *fib*/1998 e da NB1-2003 para a resistência à punção em lajes cogumelo protendidas na ligação do pilar de extremidade sem armadura de punção.

Foram analisados vários trabalhos de punção em lajes cogumelo protendidas com cabos não aderentes, estudando especificamente a ligação laje-pilar de borda.

2.1- COMPORTAMENTO E MECANISMO DE RUPTURA DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR

O mecanismo de ruptura por punção em uma ligação laje com um pilar de extremidade (borda) pode ser explicado com a ajuda do modelo mostrado na Figura 2.1, onde M_u é o momento fletor último resistente e V_u é a força cortante última resistente, transferidos da ligação com o pilar ao centróide do perímetro crítico da laje.

A força cortante é transmitida em parte por V_1 para a face frontal do perímetro crítico e o restante por V_2 para cada face lateral. O momento total M atuando perpendicularmente à borda da laje é transferido através de momento fletor (M_1) e de momentos torçores (M_{T2}), com $M = M_1 + 2 M_{T2}$. O momento fletor M_1 , que atua na face frontal da seção crítica (Figura 2.1) pode ser separado em duas parcelas, uma devida à resistência da laje à flexão e a outra devida à excentricidade da força cortante V_1 em relação ao centro do perímetro crítico. Os momentos torçores (M_{T2}) atuam nas laterais. No caso de pilar de extremidade com momento desequilibrado atuando paralelo ao lado livre da laje, surgiriam momentos fletores nas duas faces laterais, e momento torçor na face frontal.

Dos esforços transferidos para as várias faces do perímetro crítico, apenas M_1 pode ser determinado com bastante precisão, pois a distribuição de tensões de cisalhamento nas diferentes faces do perímetro crítico é bastante incerta. Por este motivo, para determinar estas tensões é assumido que a fração de V_u transmitida para cada face é proporcional à razão do comprimento de cada face do perímetro crítico, pelo comprimento do perímetro total. Por exemplo, V_1 na Figura 2.1 é igual a $V_u (b_2/u)$, sendo u o comprimento do perímetro crítico.

As normas calculam as tensões atuantes de cisalhamento no perímetro crítico com a força e momento resultante no centróide do perímetro, e comparam a maior tensão atuante com a tensão resistente distribuída uniformemente em todo o perímetro crítico.

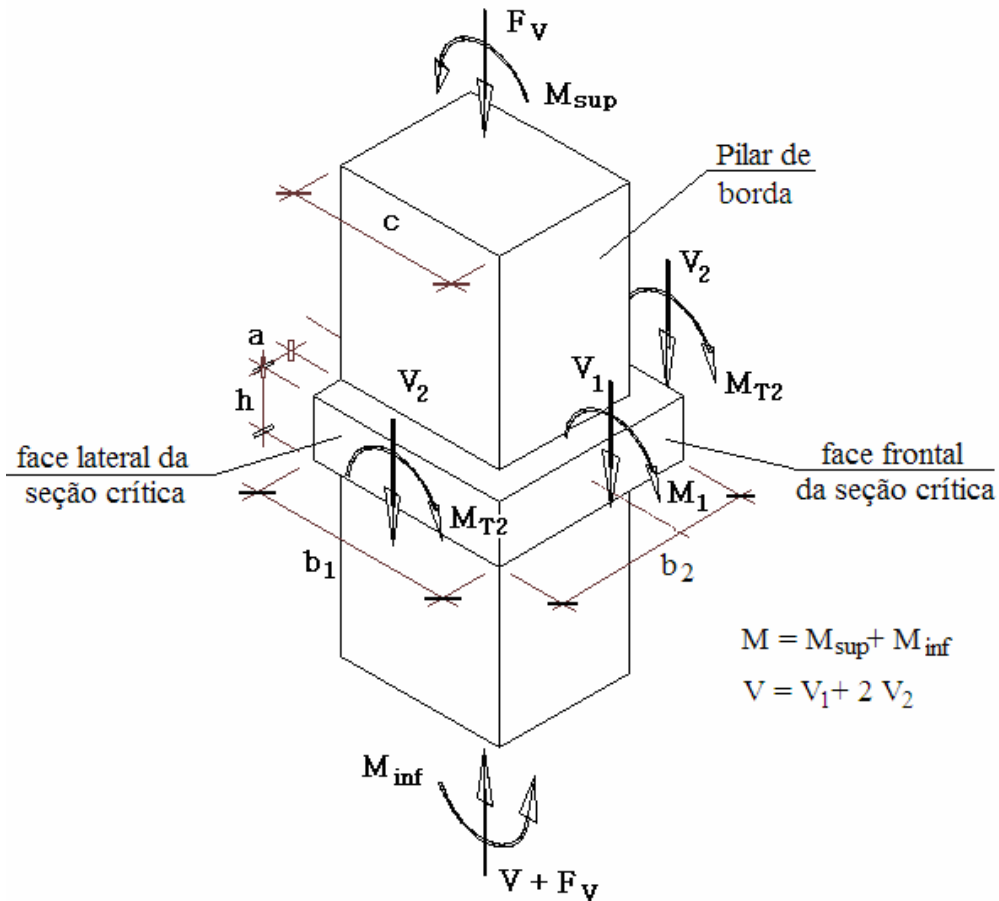


Figura 2.1 Transferência de esforços entre a laje e o pilar de extremidade na direção perpendicular à borda

2.2- PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

2.2.1- ACI 318M-02 Building Code Requirements for Structural Concrete

Em toda seção transversal submetida ao cisalhamento deve ser verificada a seguinte equação:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.1)$$

onde:

V_u : força de cisalhamento atuante na seção considerada

V_n : resistência nominal ao cisalhamento dada por:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.2)$$

V_c : resistência nominal ao cisalhamento provida pelo concreto

V_s : resistência nominal ao cisalhamento provida pela armadura transversal

ϕ : fator de redução da resistência nominal, igual a 0,75 para peças solicitadas a cisalhamento e torção

Para lajes cogumelo protendidas e radiers, armados nas duas direções e definidos como lajes sólidas de espessura uniforme, o valor da resistência ao puncionamento provida pelo concreto, V_c , é dado pela expressão (2.3). V_c é função de três fatores: resistência do concreto, resistência acrescida ao concreto pelo confinamento causado pela componente horizontal da protensão e finalmente resistência devida à carga equilibrante ou de desvio causada pelas componentes verticais da força de protensão dentro do perímetro crítico.

$$V_c = \left(\beta_p \sqrt{f'_c} + 0,3 f_{pc} \right) \cdot b_o \cdot d + V_p \quad (2.3)$$

onde:

$$\beta_p \text{ é o menor valor } \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \\ \frac{\left(\alpha_s \cdot \frac{d}{b_o} + 1,5 \right)}{12} \end{array} \right.$$

β_p : constante utilizada para a obtenção de V_c em lajes protendidas

$$\alpha_s = \begin{cases} 40 & \text{para pilar de interior;} \\ 30 & \text{para pilar de extremidade;} \\ 20 & \text{para pilar de canto;} \end{cases}$$

f'_c : resistência à compressão especificada do concreto (MPa)

f_{pc} : valor médio da tensão de compressão no concreto no centróide da seção transversal nas duas direções (MPa)

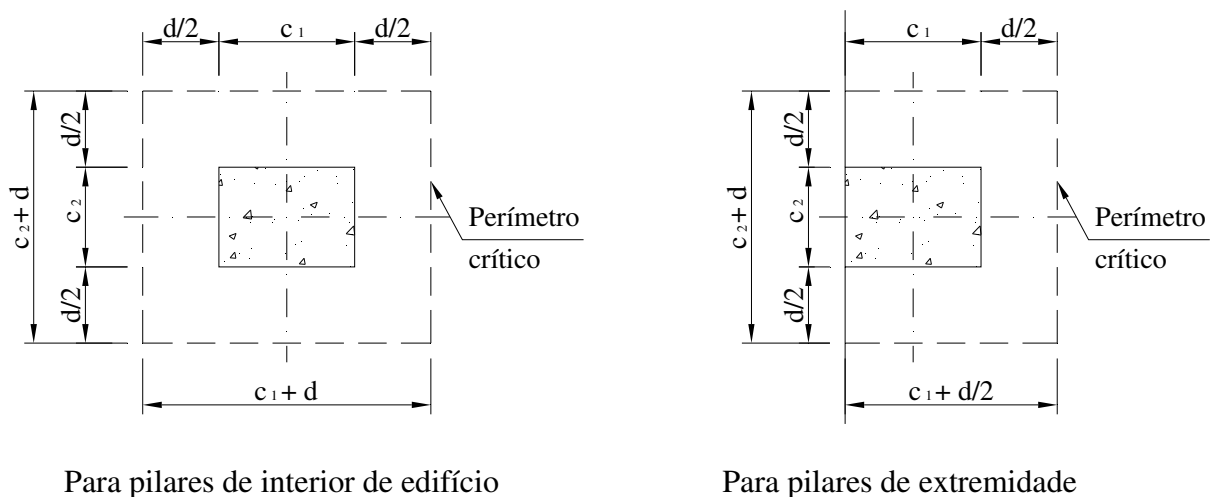


Figura 2.2 Perímetro crítico segundo o ACI-318/02

b_0 : comprimento do perímetro crítico (mm), dado por: $b_0 = 2c_1 + 2c_2 + 4d$, para pilares retangulares de interior de edifício. Para pilares de extremidades, $b_0 = 2c_1 + c_2 + 2d$.

O perímetro crítico é dado pelo contorno distante a $d/2$ do contorno do pilar, da carga concentrada ou da região carregada, conforme Figura 2.2.

c : lado da seção quadrada do pilar

d : altura útil da laje (mm); distância do extremo da fibra comprimida ao centróide do reforço longitudinal de tração. Necessariamente não pode ser menor que **0,80 h** para seções circulares e elementos protendidos.

V_p : componente vertical da força de protensão efetiva que atravessa a seção crítica nas duas direções.

O ACI-318/02 não especifica uma fórmula para determinar a componente vertical da força de protensão efetiva que atravessa a seção crítica, V_p , parcela da carga equilibrante ou de desvio. O valor desta componente vertical pode ser determinado segundo o método do carregamento equivalente. Ao aplicar uma força P nas extremidades dos cabos curvos, estes ao tentarem se retificar, criam um carregamento q dirigido para o centro de curvatura da zona do cabo considerado, ao longo do comprimento L , conhecido como carregamento equivalente que equilibra os carregamentos externos produzidos pela carga de protensão, conforme a Figura 2.3.

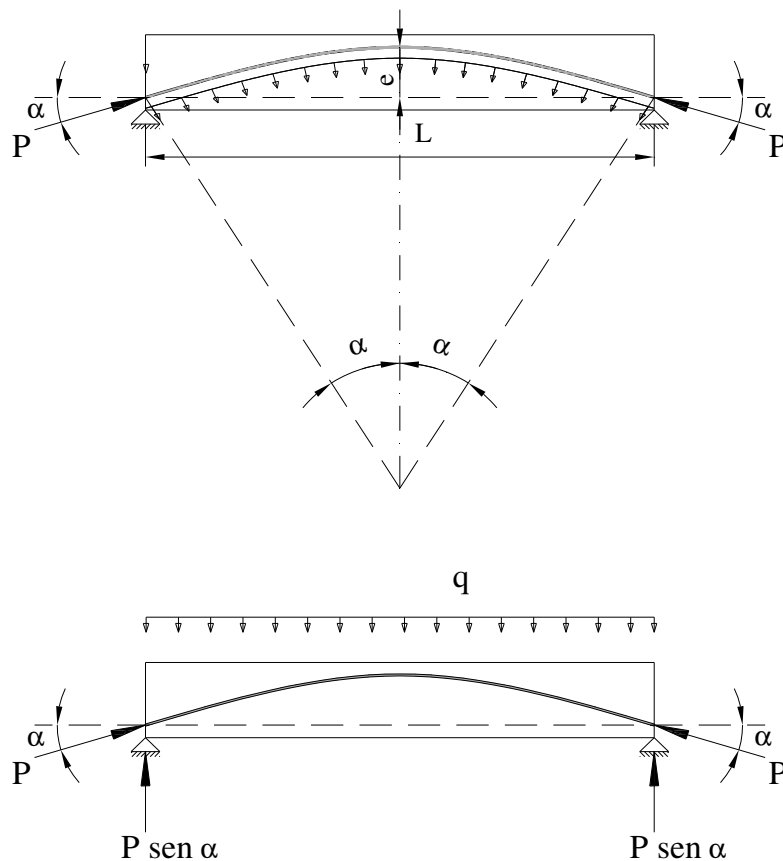


Figura 2.3 Carregamento equivalente à força de protensão

Fazendo equilíbrio de forças na vertical:

$$2 \cdot P \cdot \sin \alpha = q \cdot L \quad (2.4)$$

sendo:

P: carga de protensão aplicada no cabo

α : ângulo de inflexão na saída do cabo com respeito à horizontal

q: carga equivalente uniformemente distribuída no comprimento do cabo

Considerando que a curva do cabo em questão seja uma parábola de segundo grau e que o valor da excentricidade do cabo (e), seja muito pequeno em comparação com a dimensão de L , o valor de $\text{sen}\alpha$ pode ser dado como:

$$\text{sen}\alpha = \frac{2 \cdot e}{\sqrt{(2 \cdot e)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2}} = \frac{2 \cdot e}{L/2} \quad (2.5)$$

Substituindo a equação (2.5) na (2.4), temos que:

$$q = \frac{8 \cdot P \cdot e}{L^2} \quad (2.6)$$

onde:

e: excentricidade do cabo de protensão

L: vão do cabo com a mesma curvatura

Com base neste raciocínio, a equação (2.7) foi sugerida por COLLINS e MITCHELL (1991) com o esquema da Figura 2.4. Para o caso de ligação com pilar de extremidade, esta formulação poderia ser utilizada na direção paralela ao lado livre. Para a direção perpendicular ao lado livre não se encontrou em nenhuma literatura uma fórmula específica para determinar V_p . Assim, para essa direção, modificando a equação (2.7) chega-se ao valor de $V_{p\perp}$ na equação (2.8).

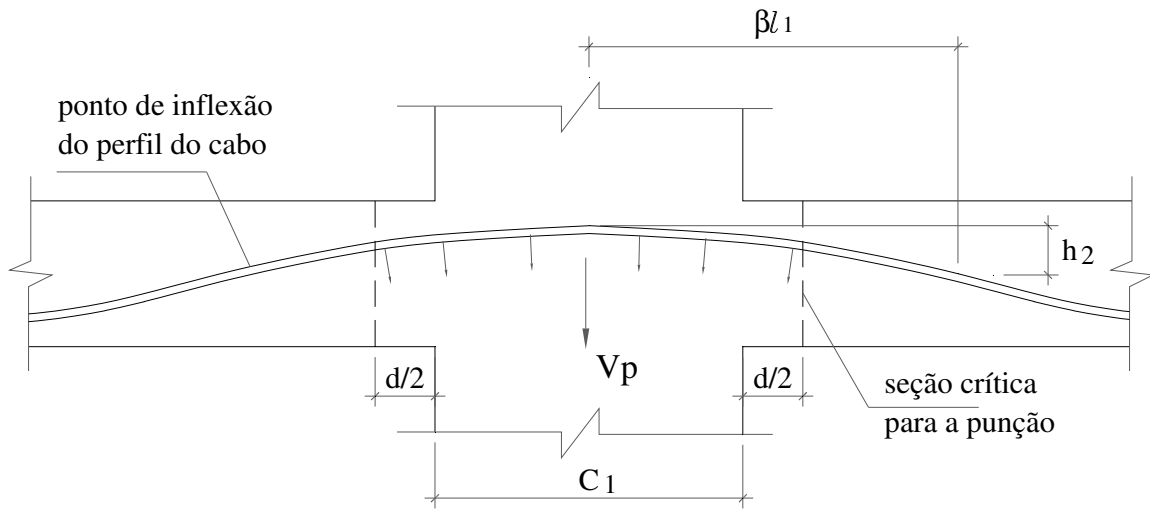


Figura 2.4 Parâmetros para a determinação de V_p pela equação sugerida por COLLINS e MITCHELL (1991)

$$V_p = \frac{2 \cdot P \cdot h_2}{(\beta l_1)^2} \cdot (c_1 + d) \quad (2.7)$$

$$V_{p\perp} = \frac{8 \cdot P \cdot h_{2\perp}}{(\beta l_{1y})^2} \cdot \left(c_2 + \frac{d}{2} \right) \quad (2.8)$$

P: força de protensão aplicada no cabo;

βl_1 : corresponde à distância do centro do pilar ao ponto de inflexão do cabo;

β : coeficiente que relaciona a distância βl_1 ao comprimento do vão l_1 ;

$V_{p\perp}$: componente vertical da força de protensão efetiva que atravessa a seção crítica na direção perpendicular ao lado livre;

βl_{1y} : corresponde à distância da extremidade da laje ao ponto de inflexão do cabo na direção perpendicular ao lado livre;

$h_{2\perp}$: excentricidade do cabo na direção perpendicular ao lado livre;

As normas, em geral, consideram esta parcela V_p como um acréscimo na resistência à punção ao adicioná-la na parcela resistente provida pelo concreto. Esta parcela pode ser tratada

também como uma diminuição dos esforços solicitantes, pois a componente vertical das forças de protensão localizadas até o perímetro crítico afastado a $d/2$ do contorno do pilar não interferem diretamente no fenômeno da punção. Alguns autores, como NAAMAN, afirmam que pode ser desconsiderada a parcela V_p ($V_p=0$) para o dimensionamento das ligações laje-pilar por punção, deixando o cálculo à punção a favor da segurança, já que a parcela V_p em lajes finas protendidas é muito pequena.

A equação (2.3) só poderá ser utilizada se forem satisfeitas a seguintes condições:

- Nenhuma porção da seção transversal do pilar deve estar mais próxima de uma descontinuidade do que quatro vezes a espessura da laje;
- f'_c na equação não deve ser maior do que 35 MPa; e
- f_{pc} em cada direção não deve ser menor do que 0,9 MPa, e não maior do que 3,5 MPa.

Caso estes critérios não sejam alcançados, é permitido que se determine a resistência à punção provida pelo concreto pelas expressões de lajes e radiers não protendidos. Para estes casos, V_c deve ser o menor valor obtido pelas equações (2.9), (2.10) e (2.11).

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6} \quad (2.9)$$

β_c : relação entre o maior e o menor lado da área carregada do pilar.

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} \quad (2.10)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (2.11)$$

No caso da conexão laje-pilar de extremidade, onde existe momento atuante desequilibrado M_u entre a laje e o pilar, a fração $\gamma_f M_u$ será transferida por flexão e a fração restante do momento desequilibrado, $\gamma_v M_u$, será transferida por excentricidade de cortante sobre o

centróide da seção crítica. A tensão resultante de cisalhamento para a transferência de momento pela excentricidade do cortante será assumida variando linearmente sobre o centróide da seção crítica definida na Figura 2.5.

A máxima tensão de cisalhamento v_u devido ao momento e à força cortante atuantes deverá satisfazer a seguinte inequação:

$$\phi v_n \geq v_u \quad (2.12)$$

onde:

v_u : tensão de cisalhamento atuante na seção considerada

v_n : tensão nominal de cisalhamento, sendo, para elementos sem armadura de punção, dada por:

$$\phi v_n = \frac{\phi V_c}{b_o \cdot d} \quad (2.13)$$

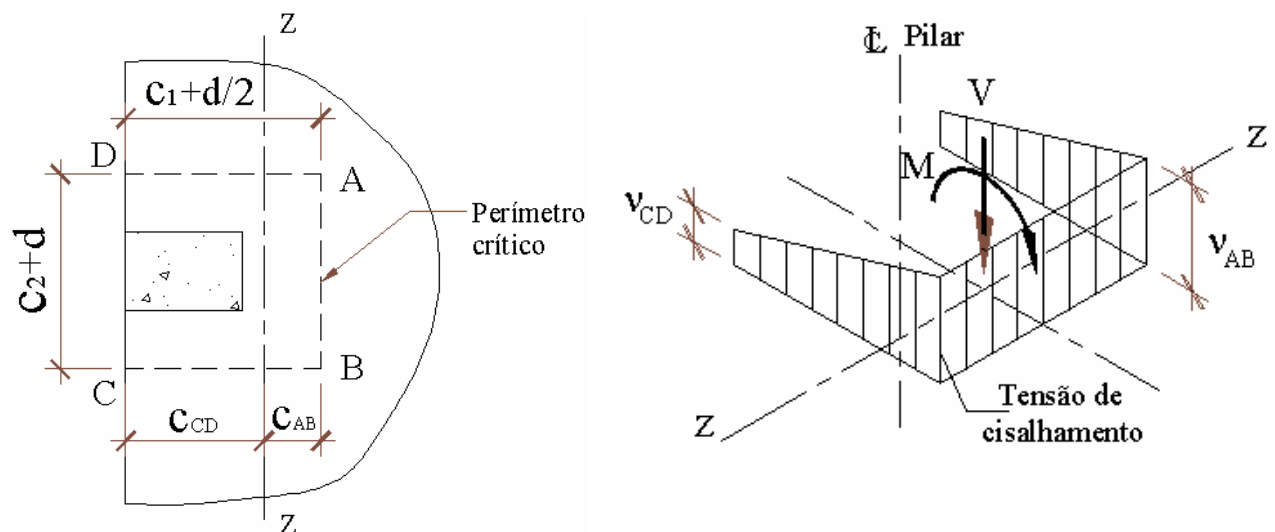


Figura 2.5 Distribuição de tensões de cortante para a ligação do pilar de extremidade

A distribuição de tensões de cisalhamento atuante é adotada conforme a Figura 2.5. A máxima tensão de cisalhamento v_u devida ao momento e força cortante atuantes pode ser calculada como:

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} \quad (2.14)$$

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (2.15)$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (2.16)$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}} \quad (2.17)$$

onde:

V_u = força ou reação do pilar;

M_u = momento atuante na ligação laje-pilar ao redor do eixo z da Figura 2.5, centróide do perímetro crítico;

b_1 = largura da seção crítica medida na direção do vão para o qual os momentos são determinados;

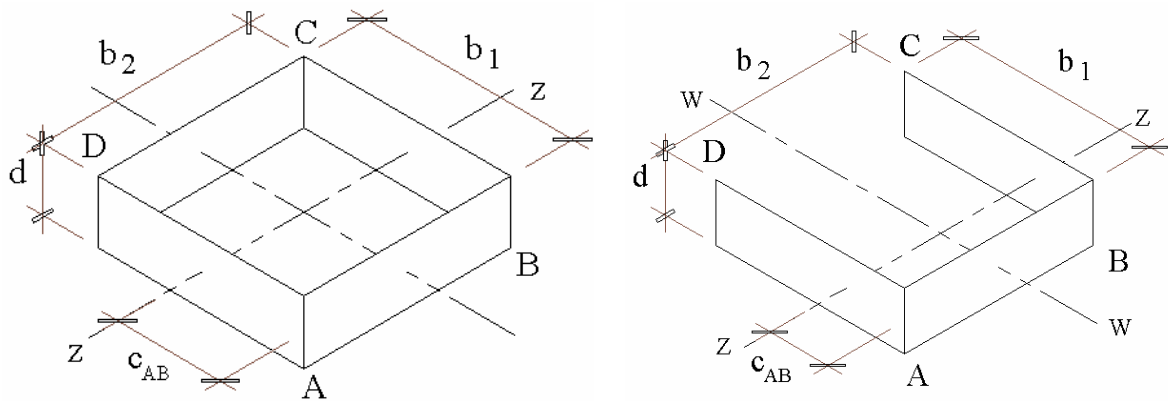
b_2 = largura da seção crítica medida na direção perpendicular a b_1 ;

A_c = área de concreto da seção crítica assumida;

J_c = momento polar de inércia da seção crítica assumida.

A força atuante de cortante, V_u , e o momento atuante desequilibrado, M_u , serão determinados no centróide da seção crítica, eixo z-z, da Figura 2.5.

Para resolver a equação (2.14), é necessário determinar o momento polar de inércia J_c em cada direção, como se houvesse momentos desequilibrados nas duas direções. O momento polar de inércia das faces do perímetro crítico pode ser calculado segundo a Figura 2.6 (a) e (b), para pilar de interior e pilar de extremidade, respectivamente.



(a) Área crítica para pilar de interior

(b) Área crítica para pilar de extremidade

Figura 2.6 Faces críticas para pilar de interior e de extremidade, ACI/2002

O centróide do perímetro de punção mostrado na Figura 2.6 (a) passa pelo centróide das faces AD e BC. Desta forma, o momento polar de inércia para pilares de interior de edifício nas duas direções pode ser calculado da seguinte forma:

$$J_c = I_{x_{AD \text{ e } BC}} + I_{y_{AD \text{ e } BC}} + A_{AB} \cdot x^2 + A_{CD} \cdot x^2 \quad (2.18)$$

$I_{x_{AD \text{ e } BC}}$ e $I_{y_{AD \text{ e } BC}}$ = Momento de inércia em x e y, respectivamente, das faces AD e BC

A = área da face da seção que se está analisando

x = distância do centróide da face ao eixo referente ao momento polar de inércia

Assim:

$$J_c = 2 \frac{b_1 \cdot d^3}{12} + 2 \frac{d \cdot b_1^3}{12} + 2 \cdot b_2 \cdot d \left(\frac{b_1}{2} \right)^2,$$

simplificando:

$$J_c = \frac{d \cdot b_1}{2} \left(\frac{d^2 + b_1^2}{3} + b_1 \cdot b_2 \right) \quad (2.19)$$

onde;

$$b_1 = c_1 + d$$

$$b_2 = c_2 + d$$

c_1 = largura do pilar perpendicular ao eixo onde atua o momento desequilibrado analisado

c_2 = largura do pilar paralelo ao eixo onde atua o momento desequilibrado analisado

Para determinar o momento polar de inércia do perímetro crítico em pilares de extremidades primeiramente é necessário determinar a excentricidade do perímetro crítico, C_{AB} , segundo a Figura 2.6 (b), pela expressão:

$$C_{AB} = \frac{\text{Momento que produzem as áreas das faces em AB}}{\text{Área de todas as faces}}$$
$$C_{AB} = \frac{2(b_1 \cdot d) \cdot \frac{b_1}{2}}{2(b_1 \cdot d) + b_2 \cdot d} \quad (2.20)$$

Assim, o momento polar de inércia para pilares de extremidades na direção perpendicular ao lado livre pode ser calculado da seguinte forma:

$$J_c = I_{x_{ADeBC}} + I_{y_{ADeBC}} + (A \cdot x^2)_{ADeBC} + A_{AB} \cdot x^2 \quad (2.21)$$

$$J_{c_1} = 2 \frac{b_1 \cdot d^3}{12} + 2 \frac{d \cdot b_1^3}{12} + 2 \cdot b_1 \cdot d \left(\frac{b_1}{2} - C_{AB} \right)^2 + b_2 \cdot d \cdot C_{AB}^2,$$

simplificando:

$$J_{c_1} = d \cdot b_1 \left(\frac{d^2 + b_1^2}{6} + 2 \cdot \left(\frac{b_1}{2} - C_{AB} \right)^2 \right) + b_2 \cdot d \cdot C_{AB}^2 \quad (2.22)$$

No caso de existir momento desequilibrado na direção do vão paralelo ao lado livre da laje é necessário calcular o momento polar de inércia J_{c_2} ao redor do eixo w-w, mostrado na Figura

2.6. Atuando da mesma maneira que anteriormente, a expressão de Jc_2 é a seguinte:

$$Jc_2 = \frac{d \cdot b_2}{2} \left(\frac{d^2 + b_2^2}{6} + b_1 \cdot b_2 \right) \quad (2.23)$$

2.2.2- *fib* (CEB – FIP) – 1998 Recommendations for the design of post-tensioned slabs and foundation rafts

As recomendações do *fib* para as verificações de punção em lajes cogumelo protendidas consideram lajes com altura constante dentro de uma área crítica, podendo ter diferentes níveis de protensão nas duas direções ou ser protendidas em apenas uma direção.

Na determinação do carregamento aplicado, são levados em consideração os efeitos dos carregamentos no plano e do balanceamento de cargas devido à protensão. A carga atuante que produz punção na laje, $P_{sd}(p_{sd}, P)$, depende das cargas externas e cargas verticais de protensão e pode ser reduzida das cargas atuantes e da carga equilibrante de protensão, que age dentro de um perímetro que dista $0,5h$ da face do pilar ou da carga aplicada, como mostra a Figura 2.7.

A carga efetiva atuante de punção pode ser definida considerando o efeito de um eventual momento transferido entre a laje e o pilar. O carregamento efetivo aplicado é dado pela seguinte expressão:

$$P_{sd, eff} = \beta \cdot P_{sd}(p_{sd}, P) \quad (2.24)$$

onde:

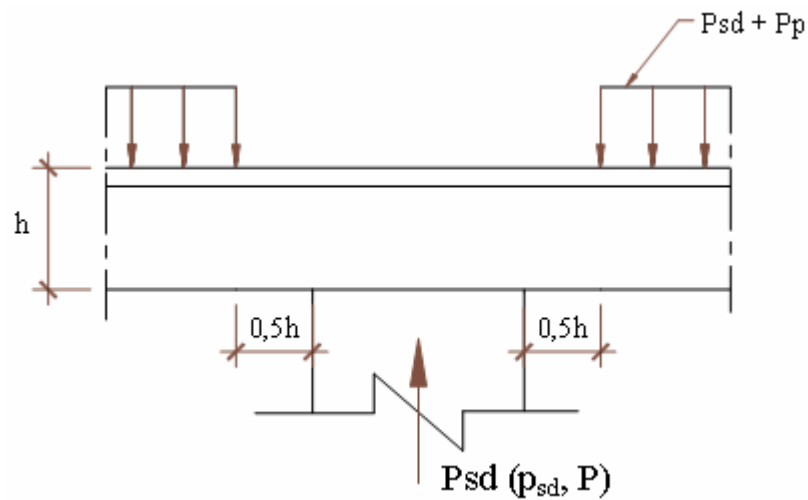
$P_{sd}(p_{sd}, P)$: é obtido pela análise do carregamento externo e da força equivalente de protensão

p_{sd} : valor de dimensionamento da carga transversal aplicada por unidade de área da laje

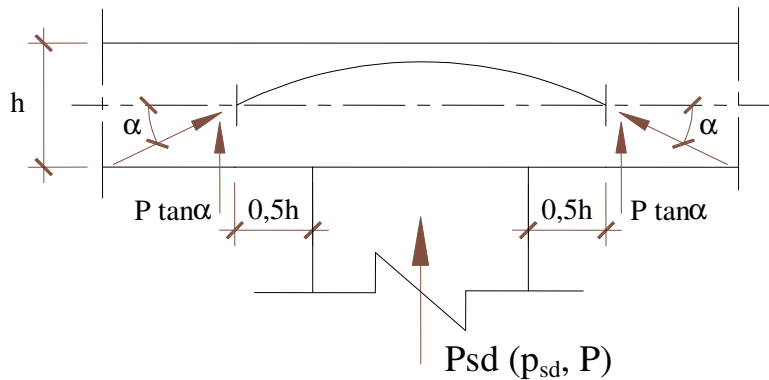
P : protensão efetiva por unidade de largura da laje

P_{sd} : valor de dimensionamento da força de punção atuante, dependente de p_{sd} e P

β : coeficiente que leva em conta o efeito da excentricidade da força de punção



Carga externa que pode ser reduzida da carga atuante que produz punção.



Componente vertical das forças de protensão que podem ser reduzidas das cargas atuantes que produzem punção

Figura 2.7 Força efetiva de punção

Para pilar de interiores de edifícios, a expressão de β com momento em uma direção é:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{sd(psd,P)} \cdot u_1}{P_{sd(psd,P)} \cdot w_1} \quad (2.25)$$

e para momentos nas duas direções, quando há dupla excentricidade, β é:

$$\beta = 1 + u_1 \sqrt{\left(\frac{k \cdot e}{w_1}\right)_x^2 + \left(\frac{k \cdot e}{w_1}\right)_y^2} \quad (2.26)$$

O valor do coeficiente β para ligações laje-pilar de extremidade, onde a excentricidade perpendicular à borda da laje é na direção do interior da laje, é dado por:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \frac{M_{sd} u_1}{P_{sd} w_1} \quad (2.27)$$

O valor de k depende da relação entre as dimensões do pilar, c_1 (dimensão paralela à excentricidade $\frac{M_{sd}}{P_{sd}}$), e da distância c_2 (perpendicular à excentricidade).

Tabela 2.1 – Valores de k

c_1 / c_2	0,5	1,0	2,0	3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

e : excentricidade, dada por $e = \frac{M_{sd}(\text{psd},P)}{P_{sd}(\text{psd},P)}$

u_1 : Perímetro de controle afastado a $2d$ do contorno do pilar ou perímetro da área carregada como mostram as Figura 2.8 e Figura 2.9.

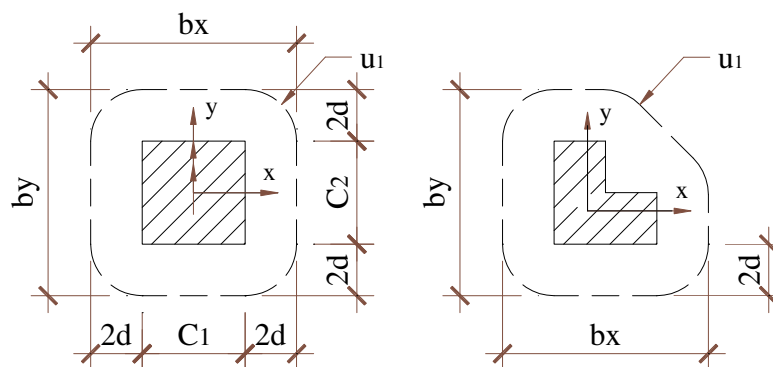


Figura 2.8 Perímetro de controle *fib/98* para pilar de interior

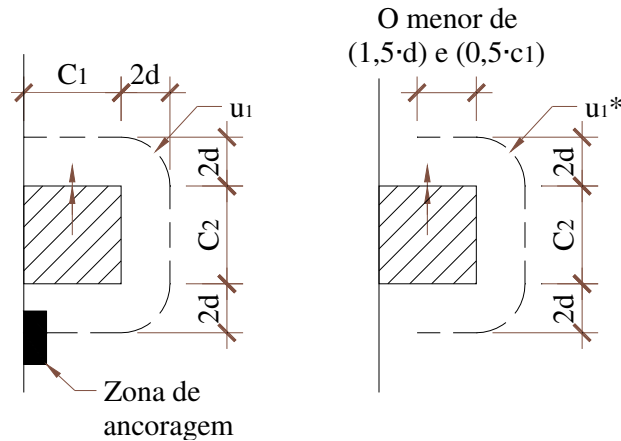


Figura 2.9 Perímetro de controle *fib/98* para pilar de borda

O parâmetro w_1 é o módulo plástico do perímetro de controle em relação ao eixo do pilar e é dado, para pilar retangular de interior, por:

$$w_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (2.28)$$

Para pilar retangular de extremidade:

$$w_1 = \frac{c_1^2}{2} + \frac{c_1 c_2}{2} + 2c_2 d + 8d^2 + \pi d c_1 \quad (2.29)$$

onde c_1 e c_2 são as dimensões do pilar paralela e perpendicular à excentricidade das cargas, respectivamente.

A força atuante efetiva de punção, P_{sd} , além de ser reduzida pelas cargas atuantes e pelos efeitos da carga equilibrante, atuando dentro de um perímetro que dista $0,5h$ da periferia da carga aplicada ao pilar, como foi mostrado na Figura 2.7, pode ser reduzida pela força de punção equivalente de descompressão (P_{p0}).

A equação (2.24) fica:

$$P_{sd,eff} = \beta \cdot P_{sd}(p_{sd}, P) - P_{p0} \quad (2.30)$$

O efeito de compressão da protensão pode ser quantificado como a média ponderada da compressão no plano nas duas direções.

$$P_{p0} = \frac{P_{y0} b_x + P_{x0} b_y}{b_x + b_y} \quad (2.31)$$

onde:

b_x e b_y são as dimensões do perímetro de controle ao longo dos eixos x e y ;

P_{x0} e P_{y0} são as forças de descompressão correspondentes às forças de protensão nas duas direções.

A descompressão é um fenômeno que ocorre quando ao aplicar um carregamento externo ao elemento protendido, a tensão de protensão é anulada. Desta forma, a excentricidade do carregamento externo é igual à excentricidade da força de protensão.

$$e_a = e_p \quad (2.32)$$

$$\frac{M_{Sd}}{P_{Sd}} = \frac{M_{x0}}{P_0} \quad (2.33)$$

As forças de descompressão podem ser obtidas por:

$$P_{x0} = \frac{M_{y0}}{M_{ySd}} \cdot P_{Sd} \quad (2.34)$$

$$P_{y0} = \frac{M_{x0}}{M_{xSd}} \cdot P_{Sd} \quad (2.35)$$

onde M_{xSd} e M_{ySd} são os momentos fletores totais na face do pilar na largura b_x e b_y , respectivamente, em função de P_{Sd} .

M_{x0} e M_{y0} representam os momentos de descompressão na largura b_x e b_y , respectivamente, que são definidos como:

$$M_{x0} = \sigma_{cpy} \cdot \frac{b_x \cdot h^2}{6} \quad (2.36)$$

$$M_{y0} = \sigma_{cpX} \cdot \frac{b_y \cdot h^2}{6} \quad (2.37)$$

onde σ_{cpy} , σ_{cpX} são as tensões médias na laje devidas ao efeito da protensão.

$$\sigma_{cpX} = \sigma_{cpy} = \frac{P}{h} \quad (2.38)$$

P : força de protensão efetiva por unidade de largura da laje

h : altura total da laje

A resistência à punção de lajes sem armadura transversal é dada pela expressão:

$$P_{Rd} = 0,12 \xi (100 \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad (2.39)$$

$$P_{ru} = 1,5 \cdot P_{Rd} \quad (2.40)$$

onde:

P_{Rd} : Valor de cálculo da força resistente à punção, [N];

P_{ru} : Valor característico da força resistente à punção, [N];

f_{ck} : Valor característico da resistência à compressão do concreto em MPa (≤ 50 MPa)

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$; sendo d a altura efetiva da laje (mm). A mesma é assumida como constante e

pode ser determinada da seguinte maneira:

$$d = \frac{(d_x + d_y)}{2},$$

sendo d_x e d_y as alturas efetivas da armação nas duas direções ortogonais.

A taxa da armadura pode ser calculada como:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (2.41)$$

Sendo ρ_x e ρ_y as taxas de armadura nas direções ortogonais de toda a armação considerada como aderente. Em cada direção, a taxa de armadura deverá ser calculada para uma largura igual à dimensão do pilar mais $2d$ a cada lado.

Como conclusão pode-se dizer que, para que não ocorra ruptura por punção para lajes sem armadura de puncionamento, é necessário que:

$$P_{sd,eff} \leq P_{ru} \quad (2.42)$$

2.2.3- Eurocode 2/2001: *Design of concrete structures*

O procedimento de cálculo de punção para lajes lisas sem capitéis, apoiadas diretamente nos pilares, pelo EC2/2002, baseia-se em verificar a resistência à punção num perímetro de controle afastado a $2d$ do apoio ou área carregada. A altura efetiva (d) da laje é considerada constante e pode ser calculada como:

$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2} \quad (2.43)$$

onde d_y e d_z são as alturas efetivas do reforço nas duas direções ortogonais.

No perímetro do pilar ou da área carregada, a máxima tensão atuante de punção não deve ser maior do que a resistência de cálculo máxima à punção ao longo do perímetro de controle considerado.

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}$$

onde:

V_{Ed} : Valor de cálculo da força de cisalhamento aplicada

$V_{Rd,máx}$: Valor de cálculo da máxima resistência à punção ao longo do perímetro de controle

Para que não seja necessária armadura de punção na laje, V_{Ed} deve ser menor que $V_{Rd,c}$,

onde:

$V_{Rd,c}$: Valor de cálculo da resistência à punção da laje sem armadura de punção

Para uma área carregada perto da extremidade da laje, o perímetro de controle é como mostrado na Figura 2.10-a.2. Para conexões laje-pilares de extremidade, onde a excentricidade perpendicular ao lado livre (excentricidade resultante do momento ao redor do eixo paralelo ao lado livre) é na direção do interior da laje e não existe excentricidade paralela ao lado livre, a força atuante de punção pode ser considerada uniformemente distribuída ao longo do perímetro de controle reduzido u_1^* , mostrado na Figura 2.10-b.

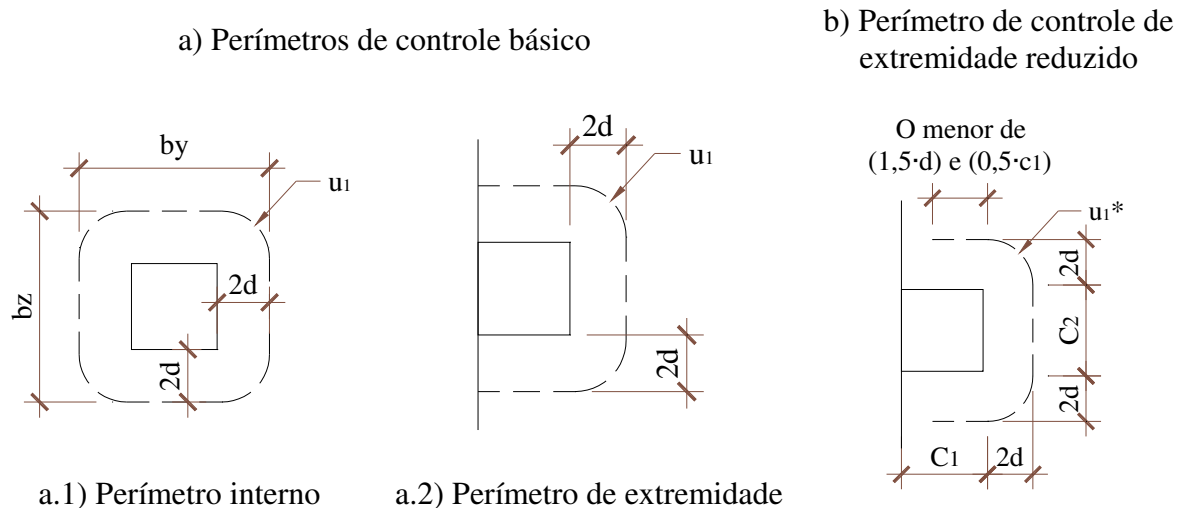


Figura 2.10 Perímetros de controle Eurocode 2 / 2002

Quando a força de punção atuante é excêntrica com respeito ao perímetro de controle, a máxima tensão atuante de cisalhamento pode ser calculada como:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (2.44)$$

onde:

d: altura efetiva como expressão (2.43);

u_i : comprimento do perímetro de controle considerado;

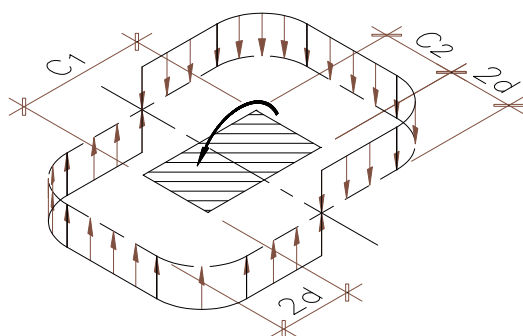
$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{w_1} \quad (2.45)$$

u_1 : comprimento do perímetro de controle básico;

k: coeficiente que depende da relação entre os lados do pilar. Este valor é uma função das proporções do momento desequilibrado transmitido por uma força cortante excêntrica, por momentos fletores e torçores.

Tabela 2.2 Valores de k para áreas carregadas retangulares

c_1 / c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80



C_1 : lado do pilar paralelo ao momento
(perpendicular ao eixo de ação do momento)

C_2 : lado do pilar perpendicular ao momento
(paralelo ao eixo de ação do momento)

Figura 2.11 Distribuição de cortante devido ao momento desequilibrado na conexão laje-pilar de interior

M_{Ed} : Valor do momento fletor de cálculo aplicado no eixo do pilar;

w_1 : módulo resistente plástico. Para pilares retangulares de extremidade w_1 toma o valor da expressão (2.29):

$$w_1 = \frac{c_1^2}{2} + \frac{c_1 c_2}{2} + 2c_2 d + 8d^2 + \pi d c_1;$$

onde c_1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da carga e c_2 perpendicular à excentricidade da carga. (Figura 2.11).

Em conexões laje-pilar de extremidade com excentricidade de momentos em ambas as direções ortogonais, β deve ser calculado usando a seguinte expressão:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \frac{u_1}{w_1} e_{\text{par}} \quad (2.46)$$

onde:

u_1 e u_1^* : perímetros totais e reduzidos vistos na Figura 2.10;

e_{par} : excentricidade paralela ao lado livre da laje resultante do momento ao redor do eixo perpendicular ao lado livre;

k : pode ser determinado pela Tabela 2.2, substituindo a relação $\frac{c_1}{c_2}$ por $\frac{c_1}{2c_2}$

w_1 : calculado para o perímetro total u_1 .

A norma recomenda que em presença de conexões laje-pilares de extremidade, com a excentricidade perpendicular à borda livre (excentricidade resultante do momento ao redor do eixo paralelo à extremidade livre) na direção do interior da laje e não existindo excentricidade paralela ao lado livre. A força de punção pode ser considerada uniformemente distribuída ao longo do perímetro crítico reduzido u_1^* como mostra a Figura 2.10. Desta forma a expressão (2.44) fica simplificada desprezando a parcela de momento, usando a seguinte expressão:

$$v_{\text{Ed}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{u_1^* \cdot d} \quad (2.47)$$

Segundo o EC2/2002, a componente vertical V_{pd} resultante da inclinação dos cabos de protensão que atravessam o perímetro de controle pode ser considerada como uma ação favorável onde pertinente. O código não mostra uma maneira de calcular esta componente vertical em caso de decidir levar em conta seu efeito.

A resistência à punção por unidade de área para lajes sem armadura de cisalhamento é avaliada para o perímetro de controle e é dada por:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,10 \sigma_{cp} \quad (2.48)$$

Sendo que :

$$v_{Rd,c} > 0,4 f_{ctd} - 0,10 \sigma_{cp} \quad (2.49)$$

onde:

f_{ck} e f_{ctd} são em MPa;

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c};$$

$\gamma_c = 1,5$ – para ações permanentes e de uso

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm};$$

$f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$, para concretos com f_{ck} menores de 60 MPa.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0; \quad d \text{ em (mm)}$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0,02$$

ρ_{1y} , ρ_{1z} : taxa de armadura passiva tracionada nas direções x e y, respectivamente. Os valores de ρ_{1y} e ρ_{1z} podem ser calculados para uma largura igual à dimensão do pilar mais 3d a cada lado do pilar.

$$\sigma_{cp} = \frac{(\sigma_{cy} + \sigma_{cz})}{2} \quad (2.50)$$

σ_{cy} e σ_{cz} : tensões normais no concreto na seção crítica nas direções y e z. Quando esta tensão for de compressão, o valor de σ_{cp} na expressão (2.48) entra negativo, (MPa).

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ e } \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

N_{Edy} e N_{Edz} são as forças devido à ação da protensão que atravessam todo o vão para pilar de interior e, para pilar de extremidade, são as forças que atravessam o perímetro de controle.

Ac: área de concreto de acordo com a definição de N_{Edy} e N_{Edz}

No caso de conexões reforçadas com armadura de cisalhamento, é importante a verificação da resistência à punção no perímetro adjacente ao pilar.

2.2.4- NBR 6118: 2004. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

O modelo de cálculo para o dimensionamento de lajes à punção corresponde à verificação do cisalhamento em duas superfícies críticas para o caso de lajes sem armaduras de punção e três superfícies críticas para o caso de lajes com armaduras de punção. Estas superfícies críticas estão definidas no entorno de forças concentradas como, por exemplo, na ligação laje-pilar nas lajes lisas.

Na primeira superfície crítica (contorno C) do pilar ou da carga concentrada da Figura 2.12, deve ser verificada a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento. Na segunda superfície (contorno C'), afastada a 2d do contorno do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. A terceira superfície (contorno C'') apenas deve ser verificada quando for necessário colocar armadura transversal.

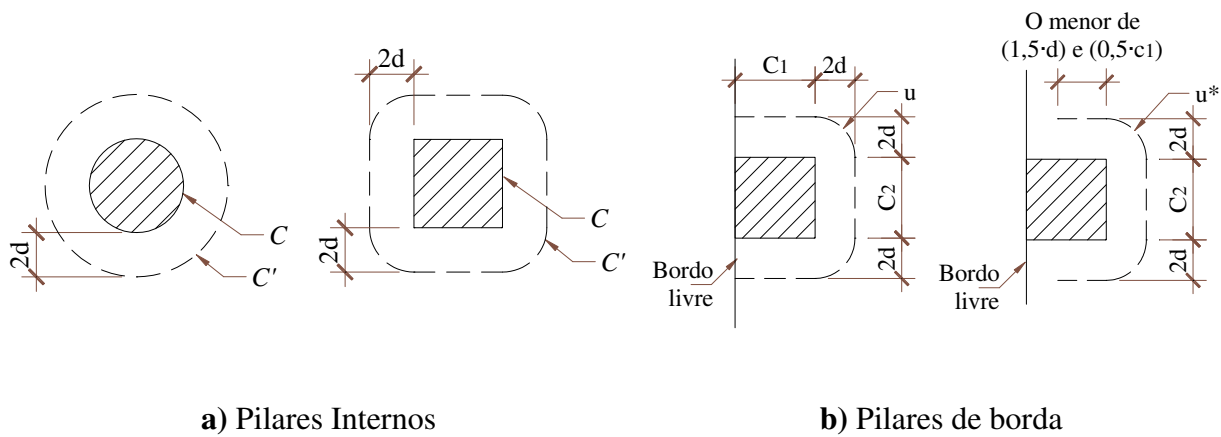


Figura 2.12 Perímetro crítico NBR 6118 / 2003

A análise no perímetro C da tensão resistente de compressão diagonal do concreto deve ser feita tanto para lajes com armadura de cisalhamento como para lajes sem esta armadura.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad (2.51)$$

onde:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

No caso em que o efeito do carregamento possa ser considerado simétrico

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} \quad (2.52)$$

onde:

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

d_x e d_y : alturas úteis da laje nas duas direções ortogonais;

u : perímetro crítico da região que se esteja analisando;

F_{sd} : força ou reação concentrada de cálculo;

A força F_{sd} pode ser reduzida da força distribuída aplicada na face oposta da laje, dentro do contorno considerado na verificação, C ou C' .

Para o caso de pilares de interior de edifícios em que exista transferência de momento na ligação laje-pilar, τ_{sd} pode ser determinado com a expressão:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{KM_{sd}}{W_p \cdot d} \quad (2.53)$$

onde:

K é o coeficiente que fornece a parcela de M_{sd} transmitida ao pilar por cisalhamento, que depende da relação $\frac{C_1}{C_2}$. Os valores de K encontram-se na Tabela 2.1.

Os valores de W_p devem ser calculados pelas expressões (2.28) e (2.29), já vistas anteriormente para pilares retangulares de interior e de extremidade, respectivamente.

Para pilares de borda, quando não agir momento no plano paralelo à borda livre:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 M_{sd1}}{W_{p1} \cdot d} \quad (2.54)$$

onde:

$$M_{sd1} = (M_{sd} - M_{sd}^*) \geq 0 \quad (2.55)$$

F_{sd} é a reação de apoio;

u^* é o perímetro crítico reduzido;

M_{sd} é o momento de cálculo no plano perpendicular à borda livre;

M_{sd}^* é o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* em relação ao centro do pilar;

W_{p1} é o módulo de resistência plástica perpendicular à borda livre, para o perímetro u .

Para pilares de borda, quando agir momento no plano paralelo à borda livre:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{K_1 M_{Sd1}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 M_{Sd2}}{W_{p2} \cdot d} \quad (2.56)$$

onde:

M_{Sd2} é o momento de cálculo no plano paralelo à borda livre;

W_{p2} é o módulo de resistência plástica paralelo à borda livre, para o perímetro u .

Com relação aos efeitos da protensão, a norma introduziu, como redução da tensão de funcionamento de cálculo, τ_{Sd} , o valor correspondente à tensão devida ao efeito dos cabos de protensão inclinados, τ_{Pd} , que atravessam o contorno considerado na Figura 2.13. Levando em consideração os efeitos da protensão, a tensão de cisalhamento efetiva de cálculo pode ser determinada por:

$$\tau_{Sd,ef} = \tau_{Sd} - \tau_{Pd} \quad (2.57)$$

onde:

$$\tau_{Pd} = \frac{\sum P_{kinf,i} \cdot \text{sen}\alpha_i}{u \cdot d} \quad (2.58)$$

τ_{Pd} é a tensão devida ao efeito dos cabos de protensão inclinados que atravessam o contorno considerado e passam a menos de $d/2$ da face do pilar, conforme Figura 2.13;

$P_{kinf,i}$ é a força de protensão no cabo i ;

α_i é a inclinação do cabo i em relação ao plano da laje no contorno considerado;

u é o perímetro crítico do contorno considerado, em que se calculam $\tau_{Sd,ef}$ e τ_{Sd} .

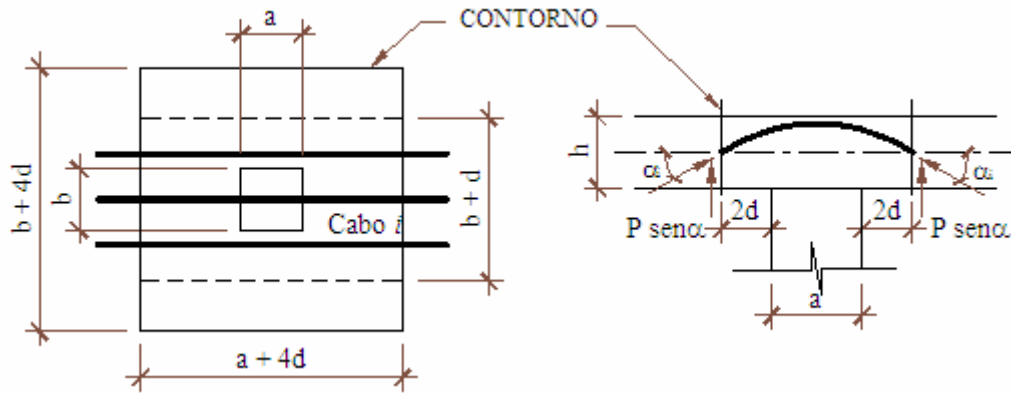


Figura 2.13 Efeito favorável dos cabos de protensão inclinados

Uma vez verificada a resistência no perímetro C utilizando $\tau_{sd,ef}$, deve-se verificar a resistência na superfície crítica C' . A tensão resistente na superfície crítica C' , em elementos sem armadura de punção, deve ser calculada como segue:

$$\tau_{sd,ef} \leq \tau_{Rd1} = 0,13(1 + \sqrt{20/d})(100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (2.59)$$

onde:

d é altura útil da laje ao longo da superfície crítica C' da área da aplicação da força (cm);

ρ é taxa geométrica de armadura de flexão aderente, e pode ser calculada como:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$$

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

ρ_x e ρ_y são calculadas na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de $3d$ para cada um dos lados. No caso de proximidade da borda, prevalece a distância até a borda quando menor que $3d$.

2.3- COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS ESTUDADAS

Neste item são estudados três dos principais parâmetros que influenciam a resistência à punção em lajes de concreto protendido na ligação laje-pilar de extremidade, a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura passiva de flexão, e a relação M/V , onde M é o momento desequilibrante e V o esforço cortante.

A resistência última à punção em lajes sem armadura de cisalhamento pode ser separada em três parcelas, a primeira resistida pelo concreto (V_c), que inclui a contribuição da armadura passiva de flexão, a segunda referente ao efeito da carga equilibrante ou de desvio (V_p), devida às componentes verticais da força de protensão na região do perímetro crítico, e a terceira, referente ao efeito da compressão no plano da laje, produzida pela protensão (V_{cp}). A resistência última à punção em lajes sem armadura de cisalhamento pode ser então descrita pela expressão 2.60:

$$V_u = V_c + V_p + V_{cp} \quad (2.60)$$

sendo:

V_u : Resistência última à punção para lajes sem armadura de cisalhamento

V_c : Contribuição do concreto, que depende da resistência do concreto e da armadura de flexão na região de punção

V_p : Parcela referente à força equilibrante ou carga de desvio, decorrente da inclinação dos cabos de protensão sobre a região de punção

V_{cp} : Parcela decorrente da força de compressão no plano, produzida pela protensão

Para a realização da comparação entre as normas, que estão apresentadas nas Figura 2.14, Figura 2.15 e Figura 2.16, foram calculadas as cargas últimas de punção para uma laje protendida em ligação laje-pilar de extremidade, sendo a protensão aplicada por intermédio de seis cordoalhas na região de punção da laje, com quatro cabos na direção perpendicular à borda da laje e duas cordoalhas na direção paralela. As variáveis estudadas foram a resistência à compressão do concreto (f_c), as taxas de armadura passiva (ρ), a tensão de compressão no plano da laje devido à protensão (σ_{cp}) e a relação M/V (excentricidade da força de punção),

mantendo-se constantes os demais parâmetros, que estão mostrados nas figuras, onde “ P ” é a força de protensão aplicada em cada cordoalha, “ d ” é altura útil da laje, “ c ” é a dimensão do pilar quadrado e “ ρ ” é a taxa de armadura passiva.

Os perímetros críticos não são iguais para todas as normas, e o *fib* e a NBR consideram o cálculo da máxima tensão de cisalhamento distribuída no contorno do um perímetro crítico reduzido, enquanto o EC2 considera este perímetro de controle reduzido apenas para simplificar o cálculo da tensão solicitante quando em ligações de extremidades pode ser desprezada a parcela de momento, simplificação esta que só pode ser aplicada para o caso de pilares de borda, quando a excentricidade do momento atuante desequilibrado é perpendicular à mesma e não existe excentricidade paralela à borda. Nos demais casos o EC2 depende do perímetro básico (u_1), a $2d$ a cada lado do pilar. O ACI apenas considerando o perímetro crítico a $d/2$ a cada lado da face do pilar.

Com relação à segunda parcela V_p , força equilibrante ou carga de desvio, em decorrência da inclinação dos cabos de protensão sobre a região de punção, todas as normas levam este efeito em conta como favorável no cálculo, mas com diferentes seções consideradas para se determinar a quantidade de cabos e o ângulo de inclinação que se leva em conta. O EC2 e o ACI levam em consideração todos os cabos que passam pelo perímetro de controle, sendo que para o EC2 este perímetro é a $2d$ a cada lado da face do pilar e para o ACI é a $d/2$. O *fib* e a NBR consideram apenas os que passam na largura limitada respectivamente em $h/2$ e $d/2$.

O EC2 apresenta os maiores valores para a parcela de carga equilibrante ou desvio, pois uma maior região é considerada para o cálculo da força vertical, e assim um maior número de cabos podem ser considerados. Alguns autores, como CARVALHO/2005, estabelecem que a adoção de uma seção de controle menor para a escolha do número de cabos que influenciam na carga vertical, como as recomendadas, por exemplo, pelo *fib*/98 e pelo ACI/02, levaria a uma estimativa mais realista de V_p , pois a parcela vertical da força de protensão aumenta a resistência da laje quando é transferida ao pilar, e para os cabos muito afastados da face do pilar, neste caso a mais do que $h/2$ estes não estariam devidamente ancorados no concreto para transmitir a força ao pilar.

A Figura 2.14 apresenta a variação da resistência última à punção (V_u) em função da resistência do concreto. Para o cálculo da contribuição do concreto (V_c) as expressões do *fib* (CEB - FIP)/98, do EC2/01 e da NBR/03 levam em consideração a taxa de armadura passiva e

a resistência à compressão do concreto com a expressão $(\rho f_c)^{1/3}$, enquanto que no ACI 318/02 a contribuição do concreto é função somente da resistência do concreto $(f_c)^{1/2}$. Mesmo assim observa-se na figura que o ACI apresenta estimativas próximas às do EC2 para resistências à compressão do concreto até 35 MPa, sendo para taxas de armadura passiva entre 0,15% (armadura mínima) e 1% a norma que apresenta as estimativas menos conservadoras. Para concretos com resistências (f_c) maiores ou iguais a 35 MPa, no entanto vê-se que as estimativas são muito conservadoras, pois o ACI indica que se devem utilizar as expressões referentes às lajes e raders não protendidos, não se utilizando o benefício da protensão. Observa-se também que a NBR apresenta as estimativas mais conservadoras, seguidas pelo *fib* (CEB - FIP)/98. As estimativas da NBR/03 são as mais conservadoras, enquanto que as da norma brasileira modificada (NBR/03*) são as menos conservadoras, e foram considerando a contribuição da compressão no plano devido à protensão igualmente ao EC2, o que não é preconizado pela norma.

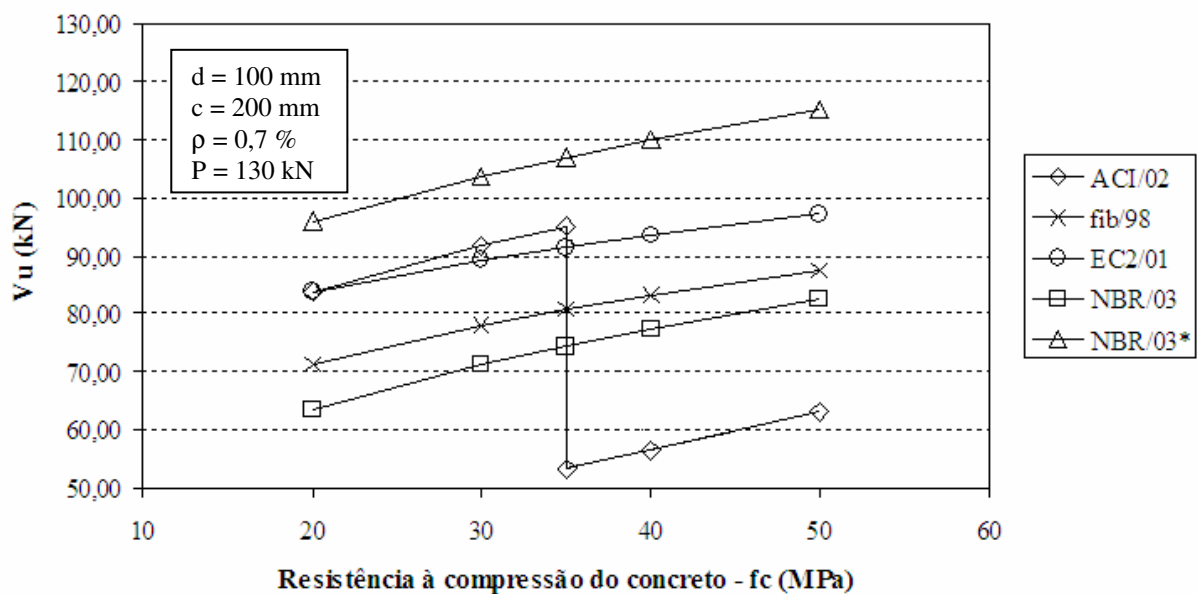


Figura 2.14 Carga última de punção em função da resistência à compressão do concreto

Na Figura 2.15 é apresentada a variação da resistência última à punção (V_u) em função da taxa de armadura passiva (ρ). Observa-se que, a menos do ACI e do EC2, as outras normas apresentam conservadorismo para pequenas taxas de armadura, padrões semelhantes de estimativas (curvas paralelas), com a NBR mais conservadora, seguida do *fib* (CEB - FIP)/98. As estimativas para o ACI não variam com a taxa de armadura e mostram-se menos conservadoras para baixas taxas de armadura (até 1%). Para taxas de armadura maiores

tornam-se mais conservadoras. As estimativas do EC2 são próximas das do ACI para esta faixa de baixas taxas de armadura (até 1%), pois sua formulação leva em consideração a resistência à tração do concreto, que prevalece nesta região. A partir de cerca de 0,75% as estimativas do *fib* (CEB - FIP)/98 aproximam-se das do EC2.

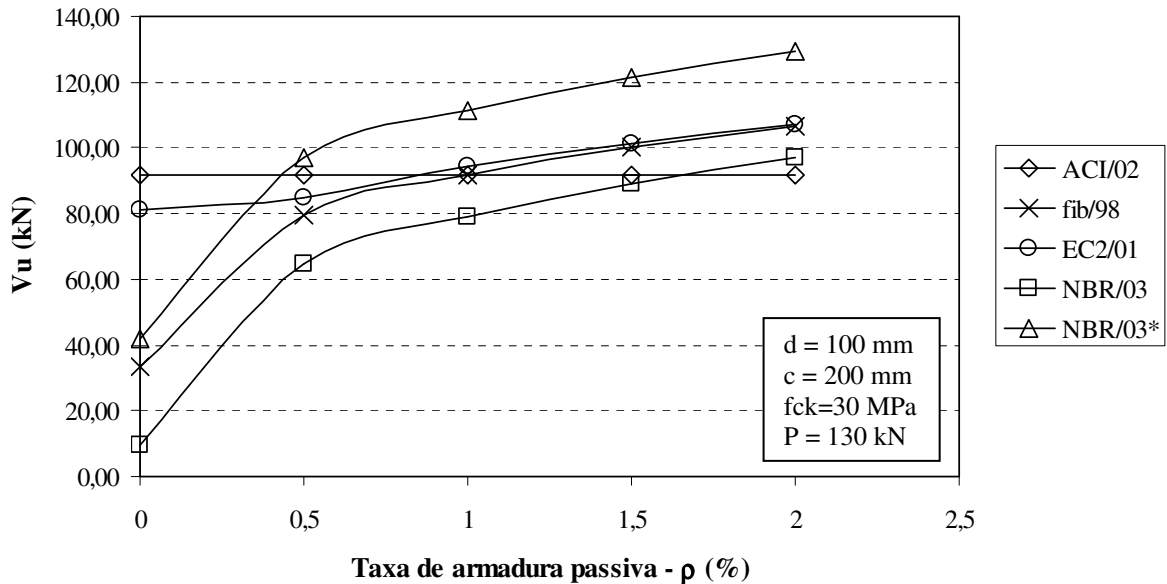


Figura 2.15 Carga última de punção em função da taxa de armadura passiva

A Figura 2.16 apresenta a variação da resistência última à punção (V_u) em função da variação da relação Momento desequilibrado / Força cortante (M/V) na ligação laje-pilar de borda. Como esperado, observa-se que as estimativas de carga última diminuem quando se aumenta a relação M/V , e que as normas se comportam de maneira semelhante, a menos do EC2, que comparativamente, diminui menos a estimativa quando se aumenta a relação M/V . A menos da versão modificada da NBR, as estimativas menos conservadoras são propostas pelo ACI, mas deve-se lembrar que o ACI apresenta estimativas mais conservadoras para maiores resistências de concreto e taxas de armadura. Neste caso foi utilizado 30 MPa e $\rho = 0,7\%$.

Observou-se nas figuras que, de uma maneira geral, as estimativas mais conservadoras foram apresentadas pela NBR, em parte por não levar em conta o efeito benéfico da tensão de compressão no plano da laje devido à protensão. Como já visto, para efeito de comparação, a NBR foi modificada, obtendo-se as estimativas NBR*.

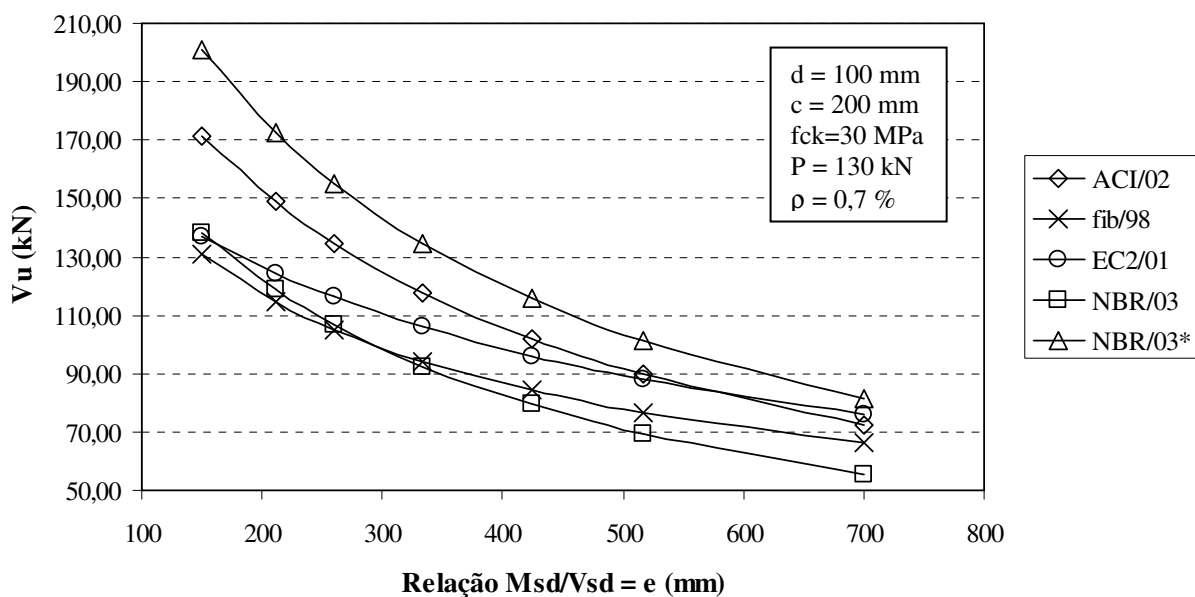


Figura 2.16 Carga última de punção em função da relação M/V

As normas apresentam diferentes formas para a determinação da tensão média de compressão (V_{cp}), e o ACI, por exemplo, não especifica nada a respeito, mas por outro lado é a que estima um maior valor para esta parcela, pois considera 30% da tensão de compressão devido a protensão na expressão de carga resistente última.

Na realidade existe uma grande incerteza quanto à largura a ser utilizada para o cálculo desta tensão quando os cabos de protensão estão concentrados sobre o pilar, e principalmente no caso pilar de borda. O EC2 adota neste caso a força de protensão dos cabos que atravessam o perímetro de controle ($2d$ para cada lado do pilar). O *fib* se baseia para a determinação desta parcela no conceito da descompressão, determinando as forças de descompressão correspondentes às forças de protensão em cada direção necessárias para equilibrar os esforços atuantes externos.

2.4- TRABALHOS EXPERIMENTAIS COM PILARES DE BORDA

A seguir são apresentados trabalhos experimentais com pilares de borda, para lajes em concreto armado e em concreto protendido. São destacados os trabalhos pioneiros realizados na área sob a orientação do Prof. Dante Martinelli na EESC-USP.

2.4.1- TOSHIAKI TAKEYA “Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de lajes cogumelo” /1983

Este trabalho foi a dissertação realizada no Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos para a obtenção do título de mestre do autor. Apesar de ser um estudo em lajes de concreto armado, foi apresentado neste item por ser uma das primeiras linhas de pesquisas no tema da resistência à punção em lajes cogumelo na ligação laje-pilar de borda ou de canto no Brasil. O trabalho constitui a segunda fase deste projeto de pesquisa iniciado no ano 1972 na Escola de São Carlos pelo Prof. Dante Martinelli e sugerida pelo Prof. Telêmaco van Langendonck, que visava o estudo experimental da resistência de ligação laje-pilar em cantos e bordas de lajes cogumelo.

TAKEYA ensaiou no total nove modelos (3 modelos iguais para cada variante estudada) com o objetivo principal de caracterizar a configuração da ruptura por punção na ligação laje-pilar de borda e a contribuição da armadura transversal na resistência ao funcionamento desta ligação. As nove lajes ensaiadas representavam apenas três modelos de ensaio.

O primeiro modelo (modelo 15) representava a ligação laje-pilar de borda numa laje de concreto armado sem armadura de cisalhamento. O segundo (modelo 16), com armadura de cisalhamento, tinha um estribo em cada nó da seção crítica e o terceiro (modelo 17) tinha dois estribos em cada nó da seção crítica. Chama-se de nó a intersecção das armaduras de flexão (malha ortogonal de armadura negativa). A única variável deste programa experimental foi a quantidade de armadura transversal utilizada (estribos), distribuída numa região crítica delimitada a 17,5 cm do lado do pilar ($2d$ a cada lado do pilar) .

Todos os modelos tinham espessura de laje $h = 10$ cm e pilar quadrado de lado igual a 20 cm, com a mesma armadura de flexão. Na Figura 2.17 observam-se as dimensões das lajes e o posicionamento dos pontos de aplicação de cargas.

Em todos os ensaios, aplicou-se uma carga V no plano normal à borda da laje, repartindo-a a cada 28,5 cm formando um círculo de raio médio igual a 51 cm em relação ao centro do pilar, mediante 4 macacos hidráulicos, ver Figura 2.17.

Na Tabela 2.3 apresentam-se as cargas últimas de ruptura para todas as lajes.

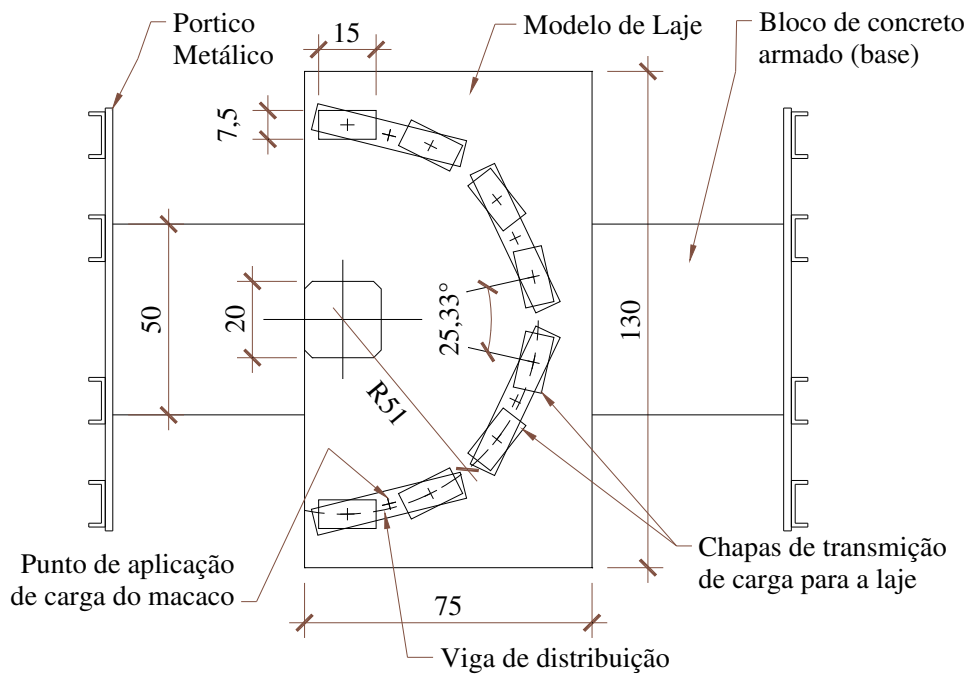


Figura 2.17 Planta do modelo de ensaio utilizado por TAKEYA / 1983

Tabela 2.3 Cargas de ruptura para os modelos de ensaios de TAKEYA /1983

Modelo	Idade (dias)	A_t (cm ²)	V_u , obs (kN)	M_u^* (kN m)	f_{cj} (MPa)	f_{tj} (MPa)
15 / 1	174	0	122,69	35,39	44,0	2,9
15 / 2	175		124,02		45,8	3,1
15 / 3	31		125,77		47,1	3,0
média			124,16			
16 / 1	180	24,40	202,45	54,06	51,9	3,6
16 / 2	173		192,08		38,0	2,7
16 / 3	35		174,50		47,8	3,6
média			189,68			
17 / 1	62	46,36	208,67	58,00	47,5	3,7
17 / 2	57		202,00		43,9	3,5
17 / 3	30		199,87		38,9	3,5
média			203,51			

onde:

A_t é a área de seção de todos os estribos dentro da região crítica;

$V_{u, obs}$ é a carga última de punção;

M_u^* é o momento último perpendicular à borda da laje em relação ao centro do pilar;

f_{cj} e f_{tj} são as resistências médias à compressão e à tração do concreto.

Primeiramente observa-se que a resistência à punção aumenta com o aumento da armadura transversal. Comparando as lajes do modelo 15, sem armadura transversal, com as do modelo 16, com $24,4 \text{ cm}^2$ de armadura transversal, a resistência aumentou 53%. Dobrando a armadura transversal no modelo 17, o ganho na resistência à punção, em comparação com o modelo 16, não é muito significativo (7%).

No modelo sem armadura de punção, a ruptura ocorreu por punção com configuração similar à observada nos pilares de interior de edifícios, brusca e com superfície de separação de forma tronco cônica. Para os modelos com armadura de punção, a ruptura foi mais dúctil, ocorrendo a ruptura por flexão. O aumento na capacidade resistente nos modelos com armadura de cisalhamento foi considerável, chegando a 64%.

2.4.2- JASSON R. FIGUEIREDO FILHO “Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em casos característicos de cantos de lajes cogumelo” /1983

Este trabalho forma parte das pesquisas orientadas pelo Prof. Dante Martinelli na Escola de Engenharia de São Carlos, dando continuidade ao projeto iniciado no ano 1972. No total, foram ensaiados 28 modelos de lajes de concreto armado, incluindo o caso de pilares de borda (vistos no item 2.4.1-) e de canto. A importância deste estudo para a presente pesquisa se baseia em que uma das variantes estudadas foi a influência da relação M/V na resistência à punção na ligação laje-pilar de canto e em como esta relação afeta a carga de punção e o tipo de ruptura.

Foram estudados os resultados de três destes modelos (10, 18 e 19). É válido destacar que para cada modelo eram ensaiadas 3 lajes. Todas apresentavam a mesma quantidade de armadura transversal (estribos), armadura de flexão, dimensões do pilar e espessura da laje, mas diferiam quanto ao ponto de aplicação da carga e, por conseguinte, à excentricidade da força cortante resultante. O modelo 10 tinha raio de aplicação de carga $r = 51 \text{ cm}$, o modelo

18 tinha $r = 25,5\text{cm}$ ($51/2\text{ cm}$) e o modelo 19 tinha $r = 89,3\text{ cm}$ ($1,75 \times 51\text{ cm}$). Na Figura 2.18 é apresentado o modelo em planta com a excentricidade de carga de cada um deles. Na Tabela 2.4 estão os resultados das cargas de ruptura para os modelos 10, 18 e 19.

Tabela 2.4 Cargas de ruptura média para os modelos de ensaios 10, 18 e 19 de FIGUEIREDO/1983

Modelo	r (cm)	$V_{u, \text{obs}}$ (kN)	Mu^* (kN m)	M/V (cm)
10	51,0	72,98	32,84	45
18	25,5	199,74	39,95	20
19	89,3	35,98	28,06	78

onde:

r é o raio do arco de circunferência de aplicação de carga;

$V_{u, \text{obs}}$ é a carga de ruptura dos modelos observada nos respectivos ensaios;

Mu^* é o momento que produz a resultante da carga última devido à excentricidade M/V em relação ao centro do pilar.

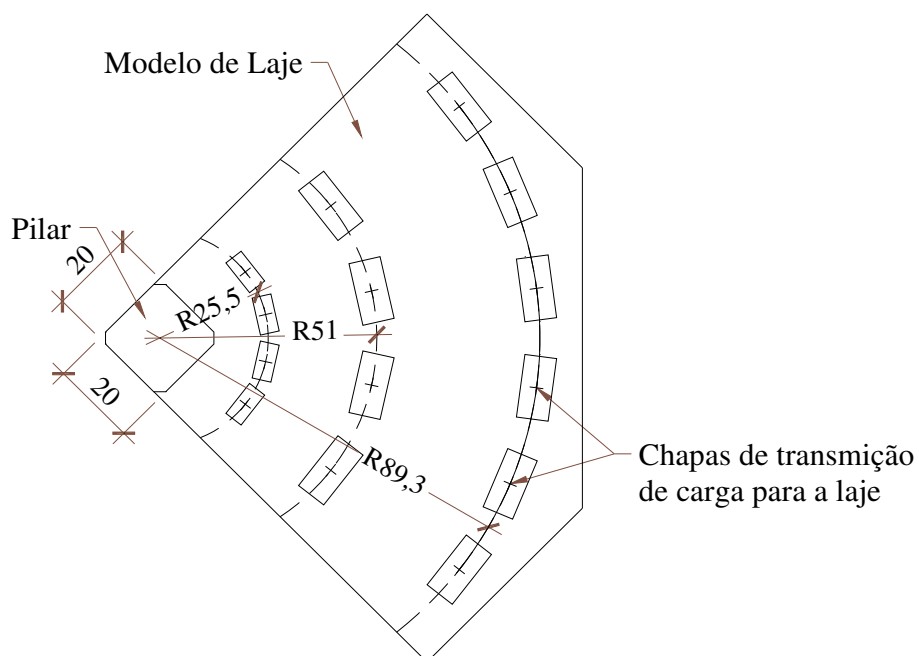


Figura 2.18 Planta do modelo de ensaio utilizado por FIGUEIREDO/1983

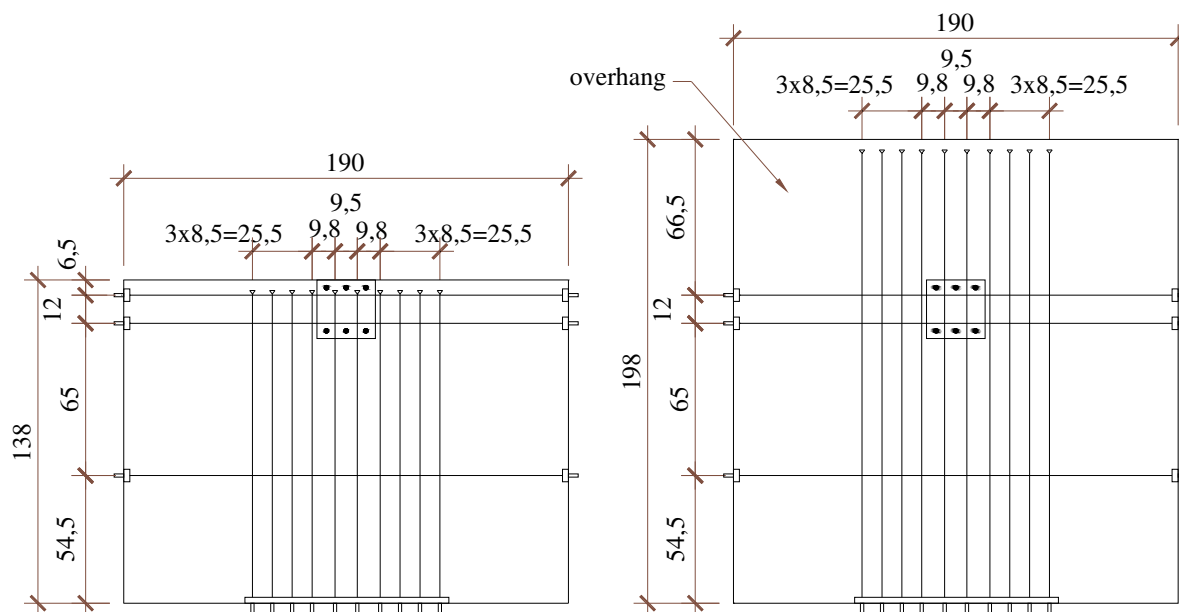
No modelo de laje 19 ($M/V = 78$ cm) a ruptura se deu por flexão, com ampla predominância do momento fletor escoando várias barras da armadura de flexão, e foi observado o início do esmagamento do concreto na face inferior da laje. No modelo 18 ($M/V = 20$ cm) a ruptura também se deu por flexão, mas a força de cisalhamento para este modelo teve uma ação bem mais significativa, com um início de punção junto ao canto inferior do pilar. O modelo 10 ($M/V = 45$ cm) por consequência também rompeu por flexão.

Deve-se observar que a variação na relação momento fletor - força cortante alterou muito as cargas de ruptura das lajes e também as deformações. As maiores deformações se deram para o modelo 19 e as menores deformações para o modelo 18. Disto o autor concluiu que, nos casos de pilares de canto estudados, a resistência dos modelos à flexão é menor que a resistência à punção, indicando a necessidade de ensaiar casos com relação M/V ainda menores que 20 cm ou lajes sem armadura transversal.

2.4.3- DILGER e SHATILA /1989. “Resistência à punção na ligação laje-pilar de bordo em lajes protendidas com e sem armadura de cisalhamento.”

Foram ensaiadas 6 modelos de lajes representativas de ligações de borda em lajes protendidas com cabos não aderentes. O objetivo foi estudar o comportamento deste tipo de ligação na ruptura por punção. As variáveis dos ensaios foram a quantidade e a distribuição de armadura de cisalhamento (*stud*) e o comprimento do balanço, aumentando o perímetro de punção ao redor do pilar.

Quatro dos modelos representavam ligação laje-pilar de borda sem balanço, três dos quais apresentavam armadura de punção. Os outros dois modelos apresentavam balanço e um deles tinha armadura de punção, conforme Figura 2.19. Em todos os modelos foi colocada armadura de flexão numa faixa nas duas direções sobre o pilar. Na Tabela 2.5 são apresentadas as cargas últimas e os modos de ruptura.



a) Modelo S1 a S4 (sem balanço)

b) Modelo S5 e S6 (com balanço)

Figura 2.19 Modelos e *layout* dos cabos de protensão. DILGER E SHATILA /1989.

Tabela 2.5 Cargas e modos de rupturas. DILGER E SHATILA /1989.

Modelo	fc' (MPa)	Cargas de ruptura			Modos de Ruptura
		Vu (kN)	Mu (kN m)	Mu/Vu (m)	
S1	35,8	180	94,0	0,527	Escoamento da armadura seguido de punção
S2	39,4	180	103,5	0,575	Escoamento da armadura seguido de punção
S3	41,9	180	110,4	0,613	Escoamento da armadura seguido de punção
S4	39,8	180	125,6	0,698	Ruptura por flexão seguida de punção
S5	41,3	180	139,0	0,772	Punção
S6	36,6	180	164,0	0,911	Ruptura por flexão seguida de punção

Comparando os resultados experimentais para todas as lajes com os códigos ACI/85 e CSA/84, estes se mostraram conservadores. O efeito da protensão pode ser incluído no cálculo da resistência à punção em lajes sem armadura de punção. Entretanto, o autor afirma

que no cálculo deste tipo de ligação com armadura de punção o efeito benéfico da protensão deve ser desconsiderado.

As lajes com armadura de punção se mostraram mais dúcteis e apresentaram maiores resistências à punção.

2.4.4- DOUGLAS A. FOUTCH, WILLIAM L. GAMBLE E HARIATO SUNIDJA. “Ensaio experimentais na conexão laje-pilar de extremidade em laje cogumelo protendida”/1990

Foram ensaiadas 4 conexões entre laje cogumelo protendida e pilar de borda de concreto armado. Dois dos modelos utilizados representaram a conexão laje-pilar em um sentido onde os cabos de protensão estavam mais concentrados sobre a faixa do pilar na direção perpendicular ao lado livre. Os outros dois modelos representaram a ligação no outro sentido, onde os cabos mais agrupados passavam pelo pilar, paralelos ao lado livre. Estes modelos são representativos de um pavimento típico em laje protendida amplamente utilizado para a construção comercial e residencial em muitas partes dos EUA. A Figura 2.20 mostra este tipo de distribuição de cabos em um pavimento em escala 2/3 de um pavimento real.

As variáveis consideradas neste estudo foram a direção da faixa concentrada de cabos sobre o pilar (paralela ao lado livre para duas das lajes e perpendicular para as duas restantes) e a relação momento fletor/cortante transmitido à ligação. Um dos objetivos foi estudar o aumento da força de protensão nos cabos no decorrer do ensaio até a ruptura e o mecanismo de ruptura da conexão.

Os modelos de lajes eram quadrados de 1524 mm de lado, espessura 102 mm e com um pilar quadrado de lado 305 mm, posicionado centrado na extremidade livre da laje. A Figura 2.21 mostra a locação em planta dos cabos de protensão e a posição do carregamento para todas as lajes.

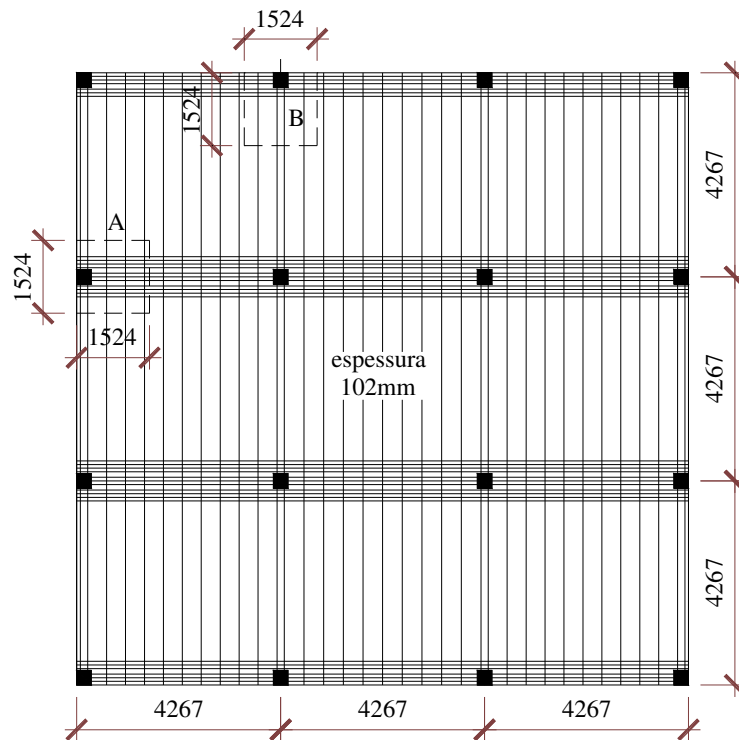


Figura 2.20 Modelo global do pavimento em laje cogumelo protendida (mm). FOUTCH-GAMBLE-SUNIDJA/1990

Os cabos utilizados no programa experimental foram de 9,5 mm de diâmetro com 8 fios, com uma carga última especificada de 1861 MPa e módulo de elasticidade de 195 GPa. Como armadura passiva foram utilizadas barras de 10 mm nas proximidades do pilar para combater a fissuração, como recomenda o ACI-ASCE/85.

Aço de 10 mm foi colocado também ao redor de todo o perímetro da laje controlando a fissuração e a tração na zona de ancoragem dos cabos de protensão. As barras de aço passivo eram grau 60 com $f_y = 501$ MPa. A resistência do concreto foi, em média, de 45,85 MPa. O *layout* das armaduras passivas é mostrado na Figura 2.21. A Tabela 2.6 apresenta estes detalhes e dimensões.

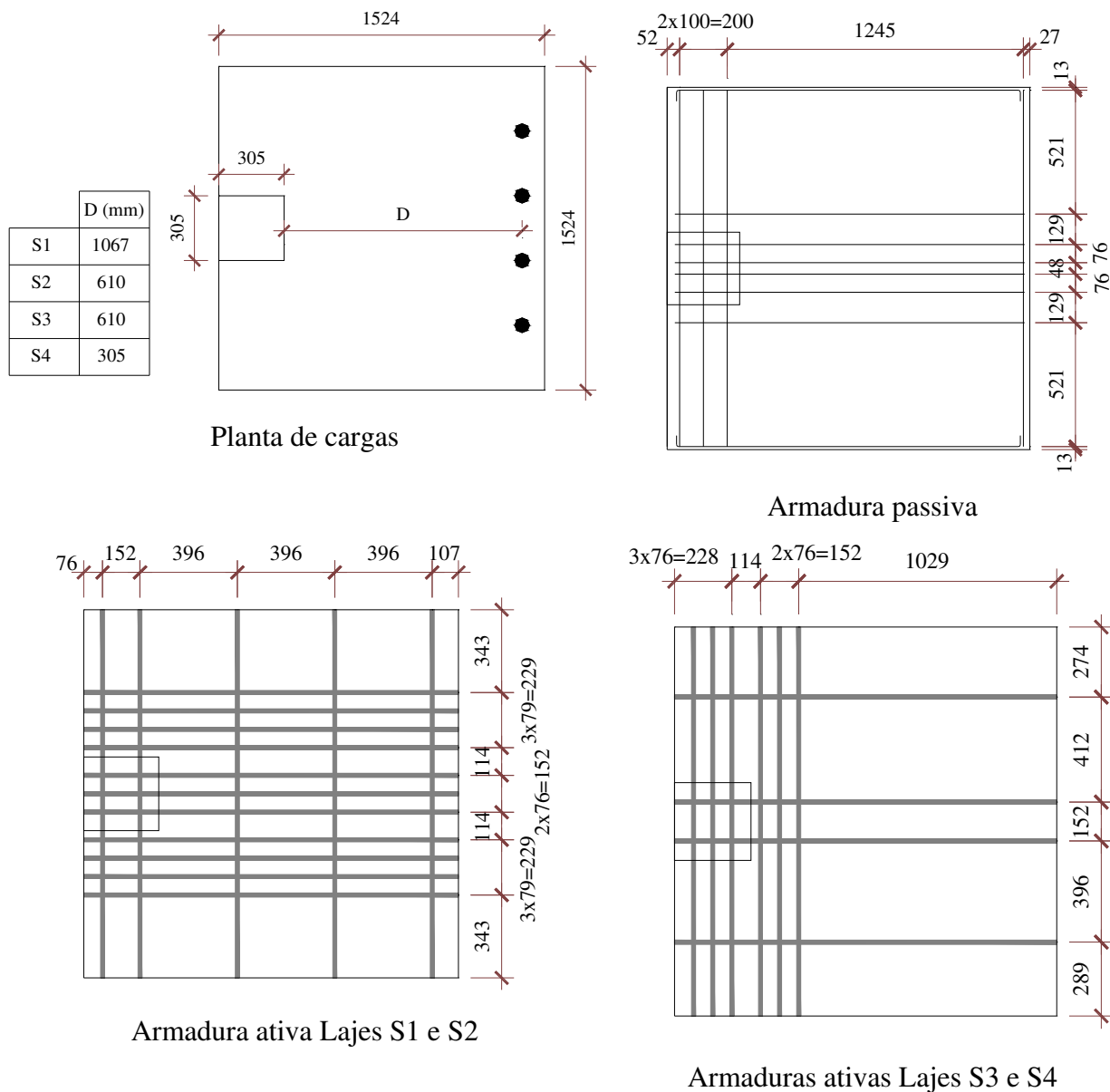


Figura 2.21 Detalhes das armaduras e posição dos carregamentos para todas as lajes.

Unidades em mm

Tabela 2.6 Dimensões e detalhes da protensão das lajes

Laje	Seção transversal $b \times h$, mm ²	Numero de cabos em cada direção		Tensão de compressão na seção transversal devido à protensão, (MPa)	
		Direção L - O	Direção N - S	Direção L - O	Direção N - S
S1	1524 x 102	11	5	4,48	1,70
S2	1524 x 102	11	5	4,76	2,24
S3	1524 x 102	4	6	1,79	2,65
S4	1524 x 102	4	6	1,82	2,54

A transferência de momento e cortante da laje ao pilar foi feita aplicando uma linha de cargas em 4 pontos da laje, conforme a Figura 2.21. A relação do momento/cortante variou para todos os modelos a partir da variação do posicionamento desta linha de cargas.

A Tabela 2.7 mostra um resumo dos momentos, cortantes e flechas na extremidade da laje para o pico de carga e o modo de ruptura. O momento foi calculado multiplicando a carga total aplicada pela distância à face do pilar, e a flecha medida a 1067 mm da face do pilar em relação à flecha na extremidade.

Tabela 2.7 Cargas últimas medidas e calculadas

Laje	Momentos devidos a:		Momentos medidos (kNm)	Momento calculado ACI 318-77 (kNm)	Cortante devido a:			Flecha na extremidade (mm)	Modo de ruptura
	Peso próprio (kNm)	Carga aplicada (kNm)			Peso próprio (kN)	Carga aplicada (kN)	Carga Total (kN)		
S1	3,9	54,7	58,6	55,5	6,5	51,7	58,15	36,8	Flexão
S2	3,4	46,8	50,2	50,3	6,5	77,3	83,8	23,3	Punção
S3	3,4	37,0	40,4	37,8	6,5	61,2	67,6	38,4	Flexão
S4	3,1	32,7	35,8	33,5	6,5	108,1	114,6	21,3	Punção

Apesar das lajes S1 e S2 serem idênticas, o fato da relação momento/cortante ser diferente fez com que a ruptura de S1 fosse por flexão e de S2 por punção. O comportamento de momento-flecha até o escoamento da armadura foi muito semelhante, depois do escoamento da armadura os resultados de S1 e S2 foram consideravelmente diferentes.

Os modelos S3 e S4 foram reforçados diferentemente de S1 e S2, com a faixa de cabos paralela ao lado livre. Isto resultou em menor número de cabos resistindo ao momento aplicado e, portanto, em menor capacidade para resistir às solicitações de momento, concluindo que S1 e S2 apresentaram maior resistência do que S3 e S4.

2.4.5- GARDNER E REZAI/1998. “Resistência à punção em lajes lisas protendidas contínuas.”

Foi ensaiado até a ruptura um modelo de laje lisa protendida com cabos não aderentes, contínua, com dois vãos nas duas direções. O cálculo da laje foi de acordo com o código ACI 318-95, exceto que não foi colocada armadura passiva. Os cabos de protensão foram uniformemente distribuídos em uma direção e concentrados sobre a faixa de pilares na outra (20 cabos em cada direção), de forma tal que em ambas as direções a tensão média no concreto devida à protensão foi de 3,5 MPa. As dimensões de cada vão foram de 2,7m por 2,7 m, e a espessura da laje de 89 mm. A resistência do concreto foi de 44 MPa.

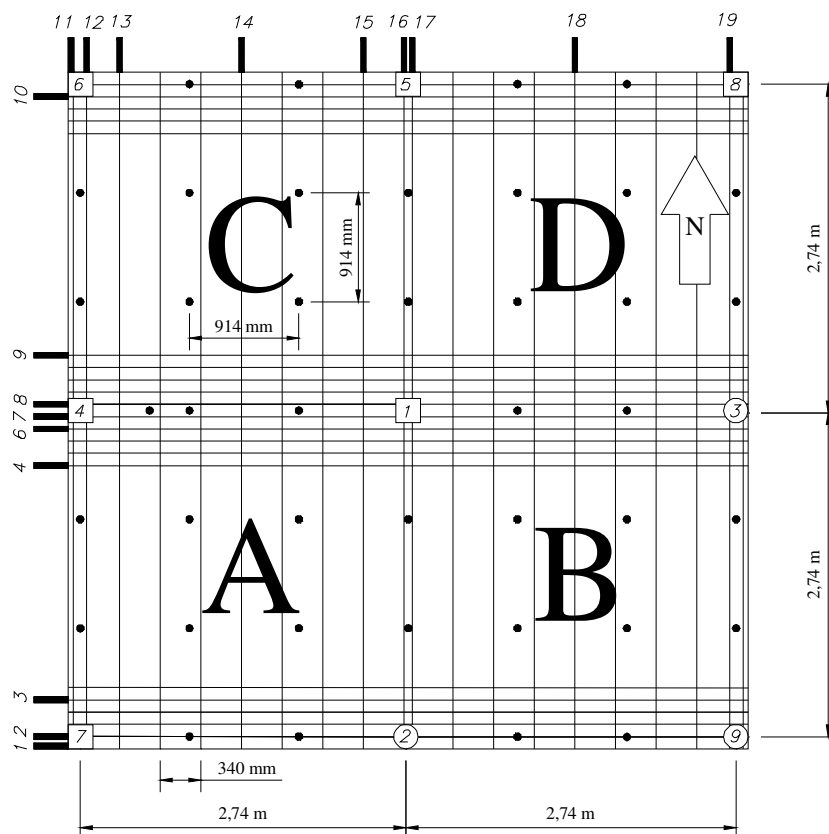


Figura 2.22 Modelo global ensaiado por GARDNER E REZAI/1998.

O objetivo do trabalho era descrever os tipos de rupturas em lajes contínuas protendidas com cabos não aderentes calculadas de acordo com o código americano, sem armadura passiva, e comparar os resultados experimentais com os códigos do ACI 318-95, BS 8110-85, com um método de cálculo proposto pelos autores e com resultados experimentais encontrados na literatura.

As cargas eram aplicadas monoliticamente até ocorrer a ruptura por punção na ligação de borda no lado paralelo às faixas de cabos concentrados sobre os pilares. Uma vez ocorrida a ruptura nesta ligação, a mesma era escorada e a laje recarregada até romper a ligação de interior. Finalmente ambas as ligações de borda e de interior eram escoradas e a laje recarregada até ocorrer a ruptura na ligação de canto. Todas as rupturas por punção foram bruscas e sem aviso. A ausência de armadura passiva de flexão fez com que a ruptura fosse frágil.

Os resultados do ensaio comprovaram que, na maioria dos casos, a ligação crítica na resistência à punção é a ligação laje-pilar de borda e que o efeito da protensão com cabo não aderente, tensão de compressão no plano médio da laje (precompressão), é efetivo na extremidade da laje e pode ser considerado no cálculo da resistência à punção. Assim como a precompressão, a altura útil da laje e a força cortante de descompressão devem ser calculadas para a face interna do pilar de extremidade.

Os resultados foram comparados com o ACI 318-95, BS 8110-85 e o método de cálculo proposto pelos autores. Os autores concluíram que a simplificação do perímetro crítico de punção (retangular) e altura útil efetiva não menor do que 80% da altura total da laje preconizadas pelo ACI no cálculo da resistência à punção devem ser eliminados.

A equação proposta por GARDNER/96 (ver equação (2.61)), para a resistência à punção em ligação de interior, tanto para laje de concreto armado como para protendidas, é uma extensão do trabalho realizado por SHEHATA e REGAN em 1990, que inclui a contribuição da taxa de armadura passiva, a tensão de compressão no concreto e a força cortante de descompressão.

$$V_c = 0,55 \lambda u d_{\text{eff}} \left[1 + \left(\frac{250}{h} \right)^{0,5} \right] \left(\frac{h}{4c} \right)^{0,5} \left[\frac{\rho f_y d^3 + \rho_p f_{ps} d_p^3}{d_{\text{eff}}} \right]^{1/3} [f_{ck}]^{1/3} + 0,75 V_d \left[\frac{u}{4c} \right] \quad (2.61)$$

onde:

c é a dimensão do pilar quadrado equivalente (mm);

d é altura efetiva da laje para armadura passiva (mm);

d_p é altura efetiva da armadura de protensão (mm);

$$d_{\text{eff}} = \frac{\rho f_y d^2 + \rho_p f_{se} d_p^2}{\rho f_y d + \rho_p f_{se} d_p}$$

f_{se} é a tensão efetiva nos cabos de protensão após as perdas (MPa);

f_{ps} é a tensão de protensão nos cabos para a carga última, (pode-se assumir = 1,10 f_{se});

f_y é a tensão de escoamento da armadura de flexão (MPa);

$\lambda = 1$, para densidade do concreto normal, e $\lambda = 0,85$ para concretos leves;

u é o perímetro do pilar quadrado equivalente;

ρ é a taxa de armadura de flexão calculada numa largura igual a $c + 6d$;

ρ_p é a taxa de armadura de protensão, dada por $\frac{f_{pc} h}{f_{se} d_p}$;

f_{pc} é a força de compressão no concreto devida à protensão da laje, (MPa);

V_d é a força cortante de descompressão desenvolvida pelas expressões do método das linhas de ruptura, que pode ser calculada como:

$$V_d = 2\pi\rho_p d_p f_{ps} (d_p - h/3) \text{ (N)}.$$

Para ligações de extremidade com momento perpendicular ao bordo livre da laje

$$V_{\text{eff}} = 1,5 V_u$$

2.4.6- GARDNER E SHARIFI – Stockholm 2000. “Resistência à punção na conexão laje-pilar de extremidade em lajes lisas protendidas com cabos não aderentes.”

No ano 2000, GARDNER E SHARIFI ensaiaram uma laje lisa (*flat plate*) protendida contínua de 2 vãos nas duas direções com o objetivo de estudar os efeitos da precompressão principalmente na ligação laje-pilar de borda e comparar uma vez mais o método de cálculo proposto por GARDNER/96 (equação (2.61)). Foram medidas as reações e os momentos

transmitidos aos pilares.

A capacidade à punção dos pilares de borda e de cantos obtidas nos ensaios foram comparadas com o ACI 318/95 e a proposta de GARDNER e REZAI/1998. Neste ensaio, comprovando os trabalhos anteriores de GARDNER, as quatro primeiras ligações que romperam por punção foram as ligações dos quatro pilares das bordas e, mais tarde, a ligação de interior.

As conclusões deste trabalho confirmaram que o método de cálculo de GARDNER fica mais preciso do que do código ACI 318/95 por considerar na formulação a contribuição da taxa de armadura passiva, a tensão de compressão no concreto e a força cortante de descompressão.

2.4.7- Consolidação e comentário dos ensaios realizados

Ficou evidente neste capítulo a necessidade de se estudar mais em detalhe as ligações das lajes cogumelo com pilares de bordo, pois não são muitas as pesquisas neste tema.

O estudo dos múltiplos painéis mostrou, não só, que as ligações mais críticas são as de borda, como mostrou que, dentre elas, as mais desfavoráveis são as que apresentam menor quantidade de cabos de protensão na direção na qual ocorre o momento desequilibrado (perpendicular ao lado livre da laje).

Com relação às normas, foi mostrado no item 2.4 a variação de abordagem do problema, e verificou-se nos trabalhos experimentais realizados que as estimativas para as ligações laje-pilar de borda e de canto são bem conservadoras, com diferenças de até 200%. Deve-se, por exemplo, investigar o efeito de compressão no plano devido à protensão, como preconizado pela maioria das normas.

3- PROGRAMA EXPERIMENTAL

O principal objetivo desta investigação é analisar o comportamento e modo de ruptura de ligações laje-pilar de borda, com o ensaio de 15 modelos isolados de lajes em concreto protendido com cabos não aderentes sem armadura transversal de puncionamento, variando-se o momento desequilibrado que atua em relação ao eixo paralelo à borda da laje (relação M/V ao redor do eixo x), a quantidade e disposição da armadura passiva perpendicular à borda e a tensão de compressão no plano da laje devida à protensão.

3.1- DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

As lajes ensaiadas representam uma parte de um pavimento em laje protendida com cabos não aderentes, como mostrado na Figura 3.1. Este pavimento consiste em 3 vãos de 6 m em cada direção. A parte extraída do pavimento (modelo experimental ou modelo local) que representa a ligação laje-pilar de borda é também mostrada na Figura 3.1.

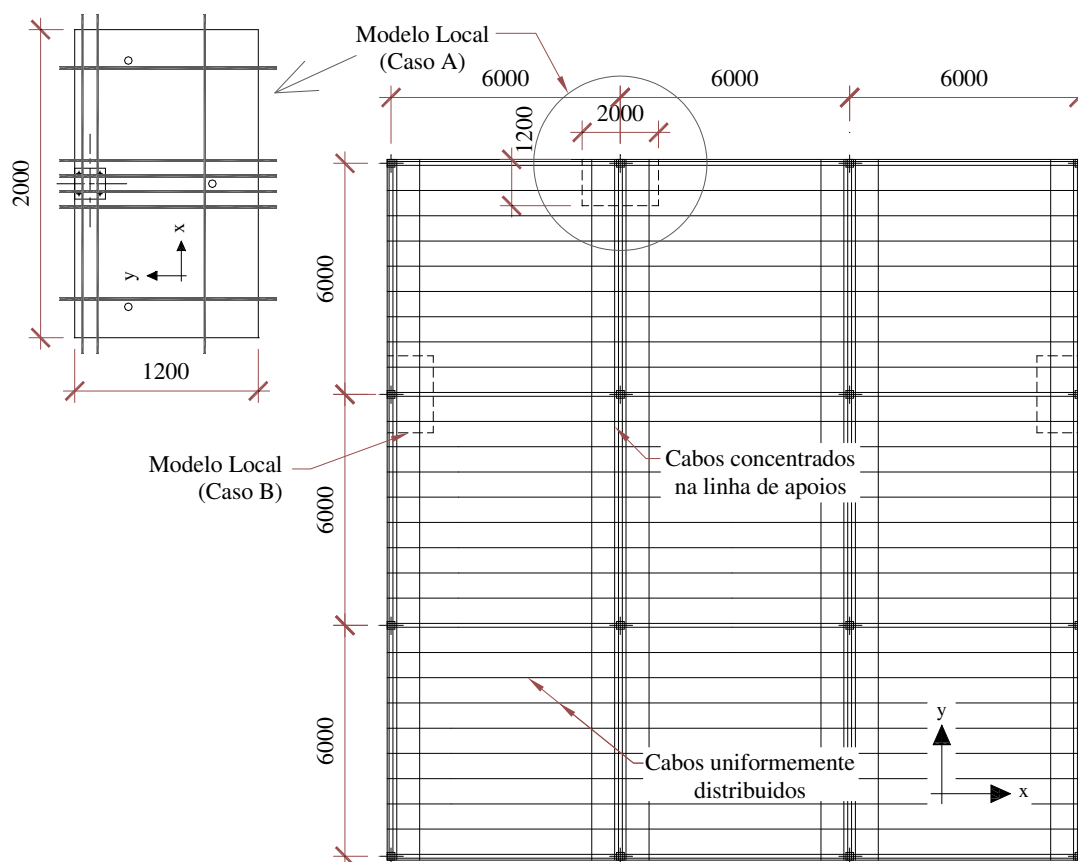


Figura 3.1 Arranjo dos cabos no pavimento de laje protendida

O principal motivo para se trabalhar com um modelo local é a sua simplicidade e facilidade de montagem e construção no laboratório, quando comparado a um modelo com múltiplos painéis, embora um modelo com muitos painéis de laje e de pilares avaliasse melhor este tipo de conexão laje / pilar e representasse com maior precisão as condições de apoio. O modelo isolado não representa bem todas as condições de continuidade da estrutura, devido à mudança de locação das linhas de momento positivo e negativo quando ocorre a redistribuição de momentos causados pela fissuração e escoamento da armadura de flexão em um pavimento real. Por outro lado, uma vantagem da utilização do modelo local é o sistema ser estaticamente determinado, com os momentos e a força cortante podendo ser obtidos diretamente. Outra vantagem de se utilizar um modelo local é a maior facilidade em se variar os parâmetros a serem estudados, como no presente estudo.

O arranjo de cabos de protensão representado no pavimento da Figura 3.1 é muito utilizado em edifícios, com os cabos agrupados em uma faixa estreita sobre os pilares em uma direção (x na figura) e uniformemente distribuídos na outra (y na figura) em toda a laje. Isto facilita o cálculo do pavimento, considerando na direção da faixa de cabos concentrados sobre o pilar (x na figura) o cálculo como um pórtico e, no outro sentido, como uma laje apoiada em uma direção (y na figura), armada uniformemente.

Em função da distribuição de cabos de protensão descrita no parágrafo anterior duas possibilidades de ligações laje-pilar de borda (casos **A** e **B** na figura 3.1) são possíveis, uma com uma faixa de vários cabos concentrados perpendiculares ao bordo livre da laje (caso **A**), e o outro com a faixa de cabos concentrados paralelos ao bordo livre passando pelo pilar (caso **B**). Neste programa experimental o estudo da ligação laje-pilar será baseado no caso **A**, com a faixa de cabos concentrados passando pelo pilar perpendicularmente à borda, que apresenta os maiores momentos.

As dimensões das lajes ensaiadas (modelo local) são apresentadas no próximo item e foram definidas atendendo as condições de contorno do modelo global, que foi analisado no SAP2000N (Figura 3.2), discretizado em elementos finitos, tipo *shell* para a laje com espessura 120 mm, e tipo *solid* para os pilares, com cubos de 200x200x200 mm³. O pavimento apresenta 3 vãos de 6m em cada direção e pilares de 200 x 200 mm² com altura de 3m (para cima e para baixo), engastado nas extremidades (base e topo). Uma carga de 5 kN/m² foi aplicada uniformemente distribuída em toda a área da laje, e a Figura 3.3 apresenta os diagramas de momentos fletores nas duas direções ortogonais. Os valores de momento

correspondentes às cores são apresentados na escala abaixo das figuras em kN.m.

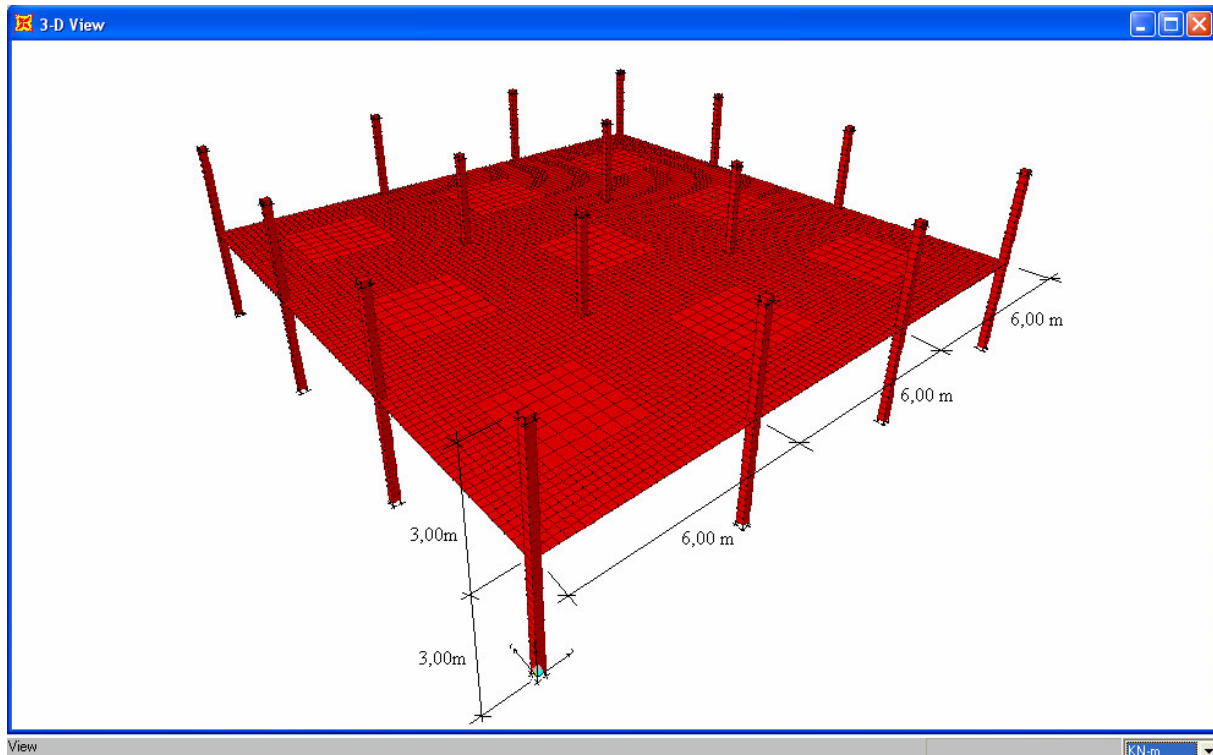
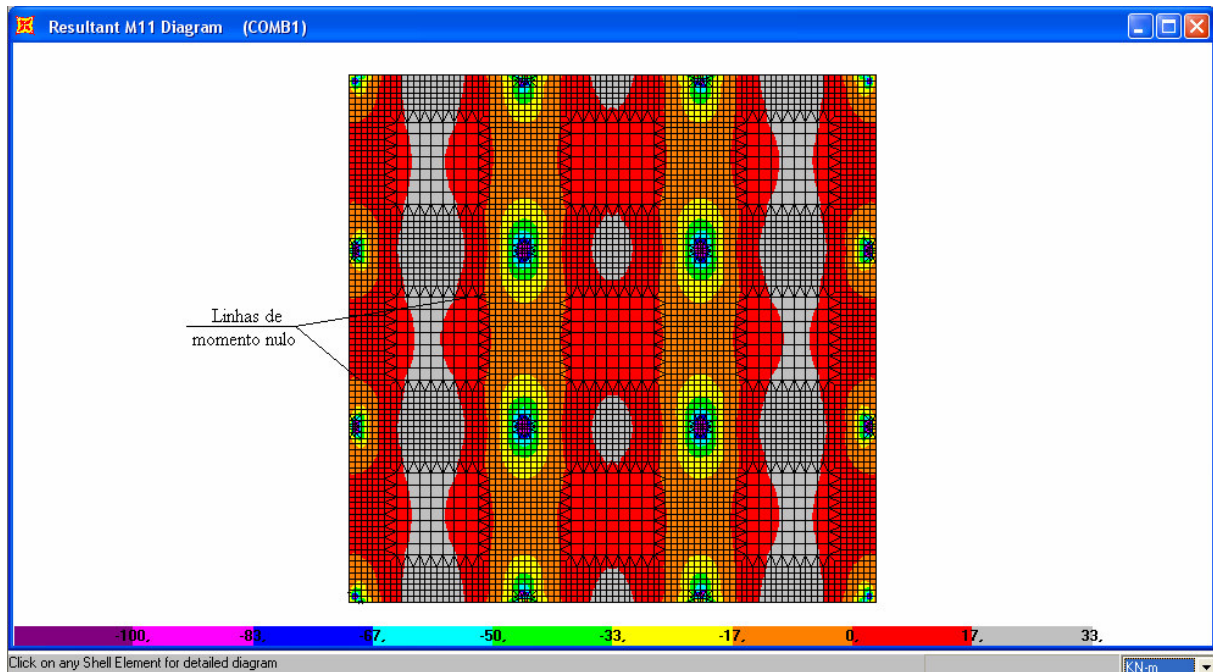
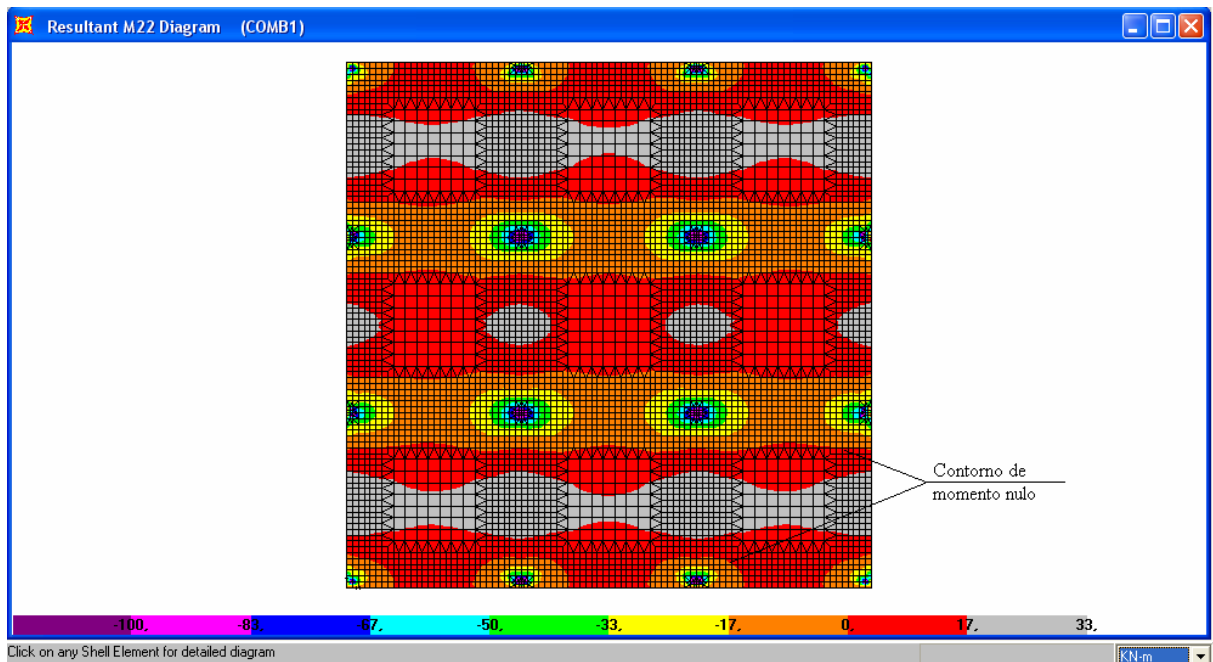


Figura 3.2 Modelo analisado no SAP2000

Uma vez superpostos os diagramas de momentos fletores nas duas direções podem-se comparar os diagramas de momento nulo para as ligações de pilares de bordo e de pilares interiores. Observa-se que, na direção perpendicular à borda da laje, a distância do eixo do pilar à linha de momento nulo para pilar de borda, é menor ($\approx 0,12 L$) do que na direção paralela ($\approx 0,20 L$). A Figura 3.4 apresenta o gráfico de momento nulo com a superposição dos momentos nas duas direções para a ligação pilar de borda e pilar de interior. Dessa forma no modelo local esta seria a linha de aplicação de cargas, sendo as dimensões da laje maiores que 0,90m na direção perpendicular à borda e 2,40m na outra direção. As dimensões finais adotadas para os modelos adotados foram de 1,20m x 2,0m, com as cargas aplicadas à 0,80m do eixo do pilar em todas as direções.

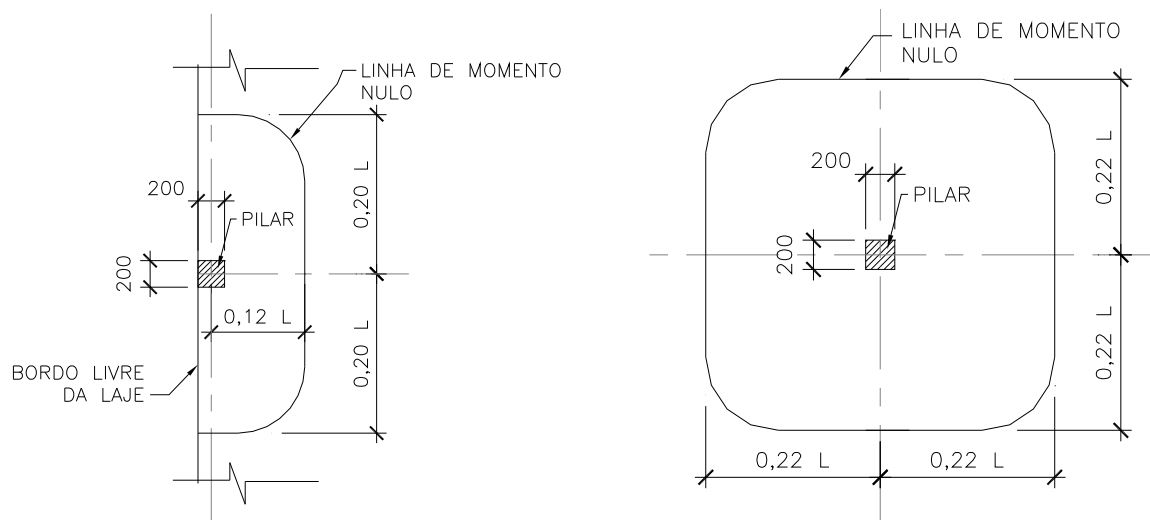


a) Superfície de momento fletor na direção x (kNm/m)



b) Superfície de momento fletor na direção y (kNm/m)

Figura 3.3 Diagramas de momentos fletores nas direções ortogonais da laje



a) Diagrama de momento nulo para ligações de borda b) Diagrama de momento nulo para ligações de interior

Figura 3.4 Diagramas de momento fletor nulo nas duas direções superpostas para as ligações de borda e interior de edifícios

3.2- DEFINIÇÃO DOS GRUPOS DE LAJES E VARIÁVEIS EXPERIMENTAIS

Os 15 modelos de lajes foram divididos em 4 grupos, em função da armadura utilizada (ativa e passiva) e do carregamento aplicado (Tabela 3.1). O primeiro grupo, composto por 7 lajes (lajes L1 a L7), tem mesma armadura passiva ($\rho_x = 0,6\%$ e $\rho_y = 0,75\%$) e ativa (composta por 6 cabos perpendiculares e por 3 cabos paralelos à borda). O segundo grupo, composto por três lajes (L8 a L10) difere do primeiro quanto à quantidade de cabos de protensão utilizada, 4 cabos perpendiculares e 2 cabos paralelos à borda. A armadura passiva foi a mesma do grupo 1. No terceiro grupo, composto por quatro lajes (L11 a L14), a armadura ativa foi a mesma do grupo 1 (6 cabos perpendiculares e 3 cabos paralelos à borda), enquanto que a armadura passiva foi variável. Finalmente no grupo 4, composto por uma laje (L15), laje similar à laje L7 (grupo 1), com armadura ativa composta por 6 cabos perpendiculares e por 3 cabos paralelos à borda, e mesma armadura passiva na direção y ($\rho_y = 0,75\%$), mas com um reforço de 6 \varnothing 10 mm colocado paralelo à borda da laje, resultando em uma taxa $\rho_x = 0,74\%$ na direção x .

Tabela 3.1 Variáveis do programa experimental

Grupos	Laje	ρ_x	ρ_y	Cabos _x	Cabos _y	P1/P2	M/V
1	L1	0,60	0,75	3	6	P2 = 0	150
	L2					4	211
	L3					2	260
	L4					1	333
	L5					0,5	425
	L6					0,25	517
	L7					P1 = 0	700
2	L8	0,60	0,75	2	4	2	260
	L9					1	333
	L10					0,5	425
3	L11	0,95	0,75	3	6	0,5	425
	L12	0,60	0,79			0,5	425
	L13	0,60	0,63			0,5	425
	L14	0,77	0,63			0,5	425
4	L15	0,77	0,75	3	6	P1 = 0	700

Quatro variáveis foram estudadas no programa experimental. A principal foi a relação M/V em relação à face do pilar, que variou de 150 mm a 700 mm, obtida variando-se a relação entre as cargas P1 (gera momento predominante paralelo à borda) e P2 (gera momento predominante perpendicular à borda), que variou de P1/P2 = infinito (P2 = 0) a P1/P2 = 0 (P1 = 0). A segunda variável foi a armadura ativa, que foi de 6 cabos perpendiculares e 3 paralelos, para as lajes dos grupos 1 (lajes L1 a L7), grupo 3 (lajes L11 a L14) e grupo 4 (laje L15), e de 4 cabos perpendiculares e 2 paralelos, para as lajes do grupo 2 (lajes L8 a L10). A terceira variável importante foi a armadura passiva, que foi de ($\rho_x = 0,6\%$ e $\rho_y = 0,75\%$) para as lajes dos grupos 1 (lajes L1 a L7), 2 (lajes L8 a L10) e 4 (laje L15), mas foi diferente para cada laje do grupo 3 (lajes L11 a L14). A quarta variável importante foi o reforço utilizado na laje L15 (grupo 4), composto de 6 barras de 10 mm.

Na Figura 3.5 são apresentadas as lajes ensaiadas. P1 e P2 são as cargas aplicadas na laje. Como já visto variando-se a relação P1/P2 varia-se a relação M/V. Para cada laje é apresentada também a distribuição das monocordoalhas de protensão e as taxas de armadura passiva utilizadas.

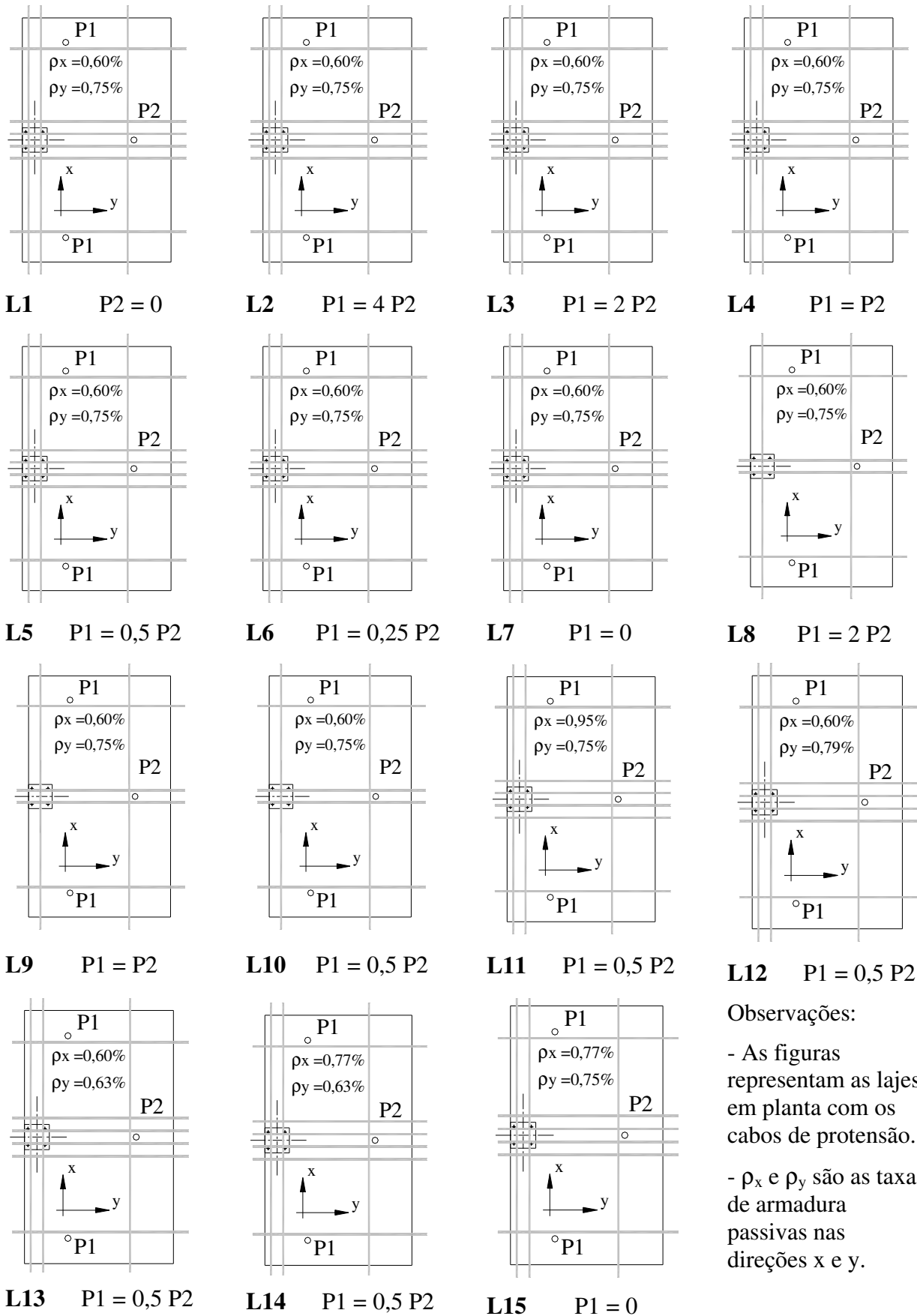


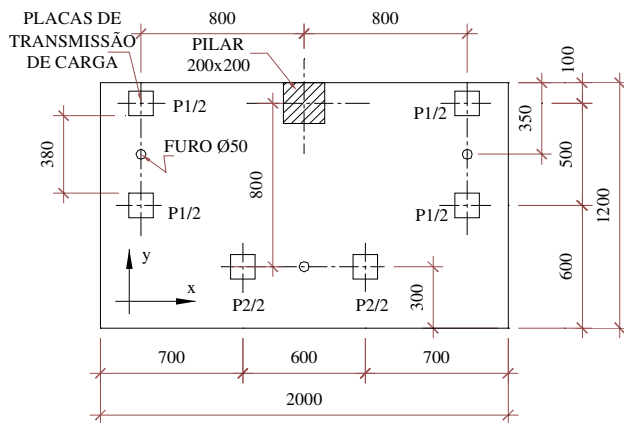
Figura 3.5 Resumo das principais variáveis do programa experimental

3.3- DESCRIÇÃO E DETALHAMENTO DAS LAJES ENSAIADAS

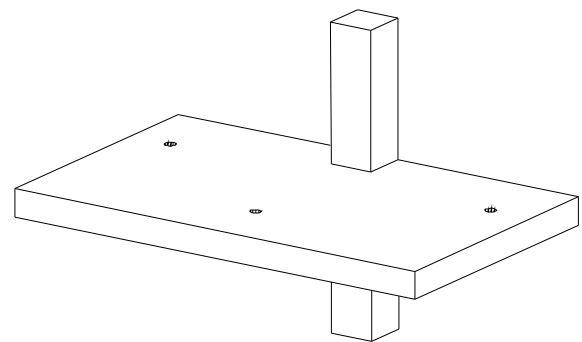
3.3.1 Geometria e formas das lajes ensaiadas

Foram ensaiados 15 modelos locais concretados monoliticamente, compostos por uma laje de 2000 mm x 1200 mm com espessura igual a 120 mm e de um pilar de borda, de seção transversal de 200 mm x 200 mm com 600 mm de altura acima e sob a laje, como mostrado na Figura 3.6.

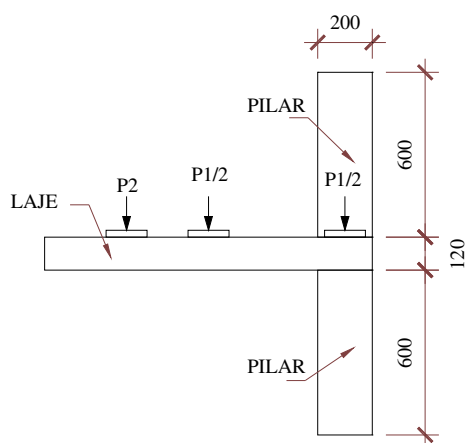
A resistência média à compressão do concreto variou de 45,1 MPa a 55,2 MPa nos dias nos quais os ensaios foram realizados. Maiores informações sobre as propriedades do concreto são mostradas no Capítulo 4.



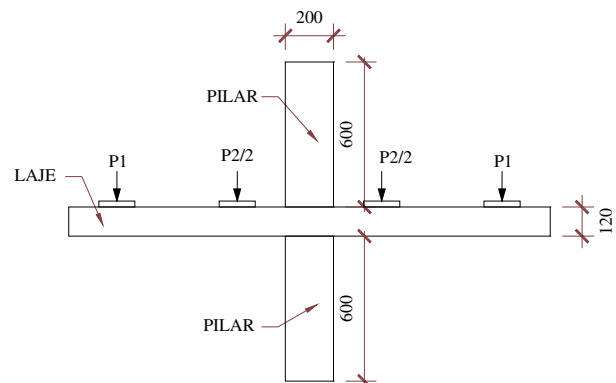
Geometria e locação das cargas em planta



Modelo tridimensional



Elevação lateral



Elevação frontal

Figura 3.6 Detalhes das lajes ensaiadas

As formas utilizadas para a confecção dos modelos foram feitas no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília em madeirite. Foram confeccionados 4 conjuntos de formas (Figura 3.7 e Figura 3.8), cada um com duas lajes, produzindo-se então oito lajes em cada concretagem. A laje e os pilares eram concretados monoliticamente, como já descrito.



(a) – Elevação lateral de um dos conjuntos

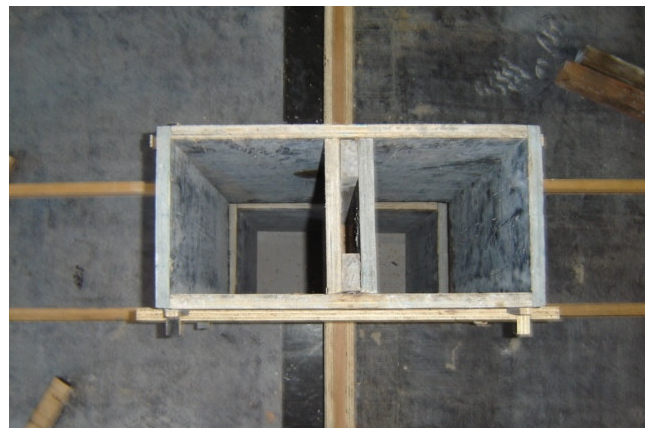


(b) – Elevação frontal de um dos conjuntos

Figura 3.7 Formas dos modelos de lajes



(a) – Elevação lateral das formas



(b) – Elevação superior das formas dos pilares

Figura 3.8 Formas dos pilares inferior e superior

As formas dos pilares, superiores e inferiores, não eram fixadas à forma das lajes, para facilitar a sua retirada após a concretagem (caso do pilar inferior), ou para facilitar a concretagem das lajes (caso do pilar superior). As formas dos pilares inferiores e superiores e suas posições finais são mostradas na Figura 3.8.

3.3.2 Armaduras ativas e passivas

Todas as lajes foram protendidas em ambas as direções com cabos não aderentes de 12,7mm (monocordoalha engraxada), área de seção transversal de 101 mm^2 e força de protensão média aproximada em cada cabo após perdas iniciais de 130 kN, correspondentes a uma tensão aproximada de $0,7 f_{ptk}$. As lajes do primeiro grupo (L1 a L7) e dos grupos 3 (L11 a L14) e 4 (L15) possuíam 6 cabos na direção perpendicular à borda, sendo 4 na região do pilar e 2 fora da região do pilar, e 3 cabos paralelos à borda, sendo 2 na região do pilar e 1 fora da região do pilar (Figura 3.9). As lajes do segundo grupo (L8 a L10) possuíam 4 cabos na direção perpendicular à borda, sendo 2 na região do pilar e 2 fora da região do pilar, e 2 cabos paralelos à borda, sendo 1 na região do pilar e 1 fora da região do pilar (Figura 3.9). Observe-se que com as armaduras utilizadas, as lajes do segundo grupo (L8 a L10) apresentavam aproximadamente 50% da tensão de compressão no plano obtida para as demais lajes, na região dos pilares. Na Figura 3.9 são mostradas as disposições dos cabos de protensão em planta.

Os perfis verticais das lajes aparecem na Figura 3.10, para as lajes com 6 cabos perpendiculares ao bordo livre e 3 cabos paralelos ao bordo livre (grupos 1, 2 e 4) e na Figura 3.11, para as lajes com 4 cabos perpendiculares e 2 cabos paralelos à borda (grupo 3). As tabelas nestas figuras apresentam diferentes alturas dos cabos para cada laje em decorrência do processo construtivo.

Os valores cotados nas figuras são constantes para todas as lajes. As alturas foram medidas com paquímetros antes da concretagem dos modelos do fundo da forma de madeira até a face superior da cordoalha. Para tabelar estas distâncias até o centróide da cordoalha era subtraída a metade do diâmetro da mesma.

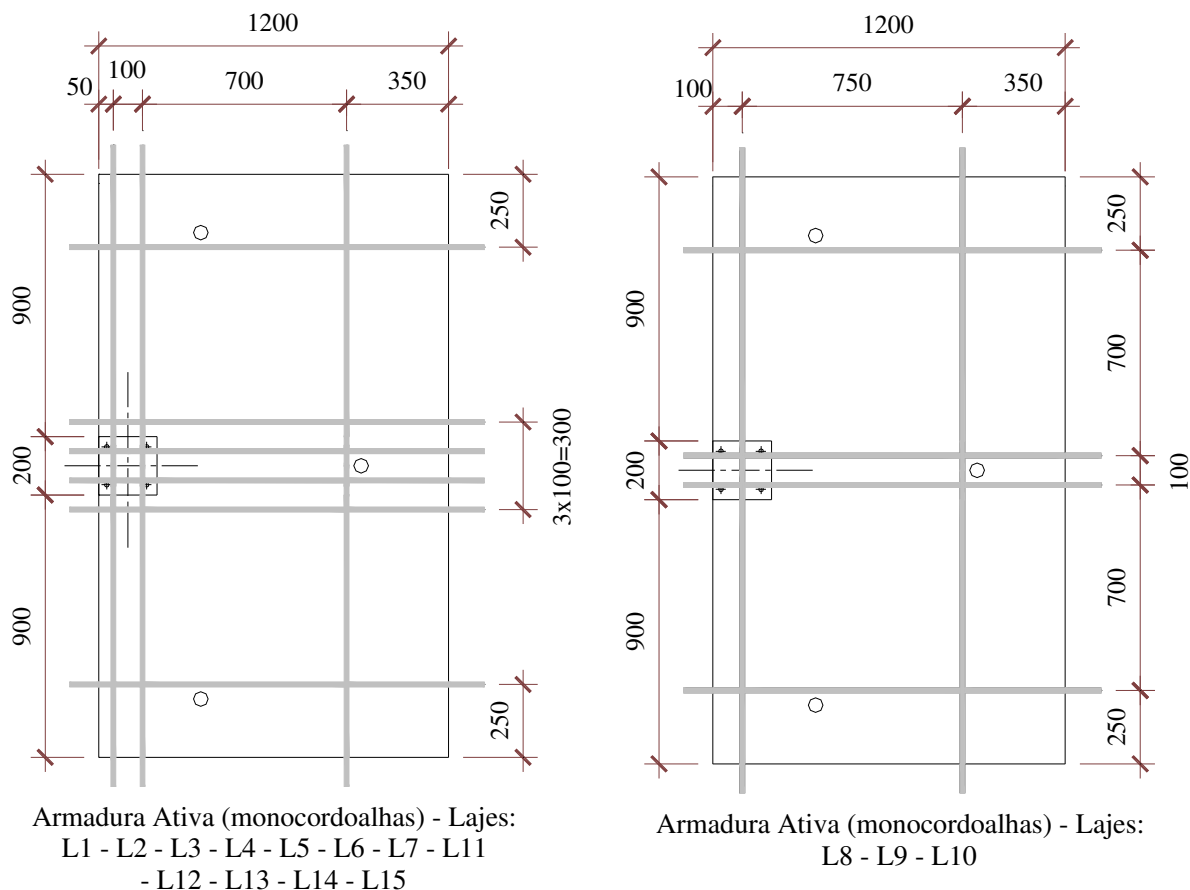
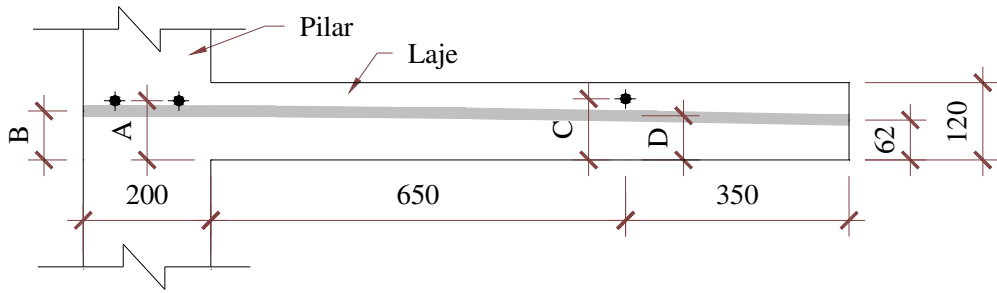


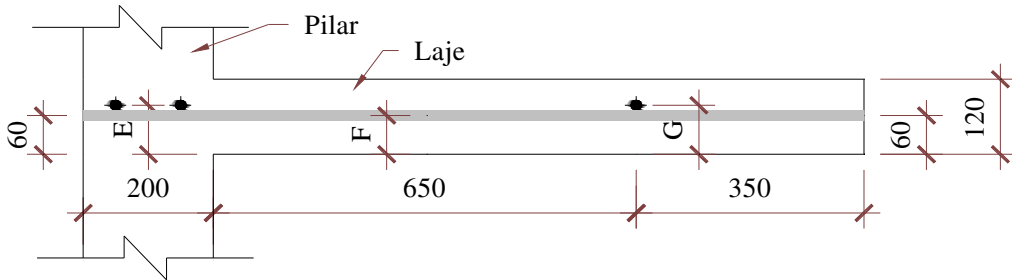
Figura 3.9 Disposição dos cabos de protensão para todas as lajes em planta (mm)

Todos os cabos de protensão (monocordoalha engraxada) foram do tipo CP190RB (Belgo Mineira) compostos por 7 fios cobertos por uma capa plástica de polietileno de alta densidade (PEAD) e uma camada de graxa que garante a proteção à corrosão do aço e a lubrificação entre a cordoalha e a capa plástica de revestimento, diminuindo consideravelmente a perda por atrito. Ao mesmo tempo, esta capa oferece uma boa impermeabilidade que evita que a graxa e o aço reajam com o concreto (ver Figura 3.12). As propriedades mecânicas das monocordoalhas são mostradas na Tabela 3.2.

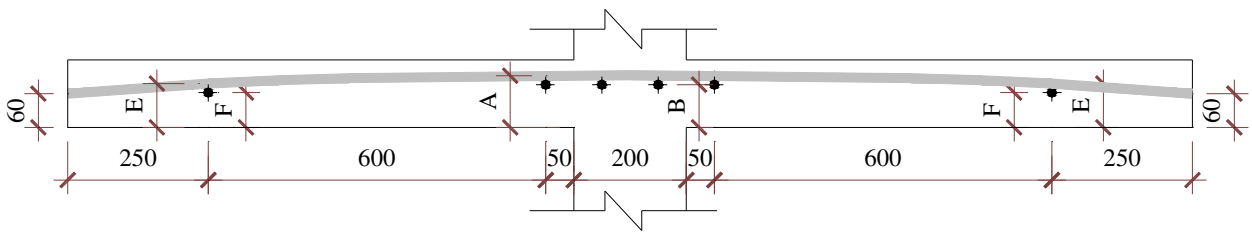
Tais cabos foram ancorados na laje por meio da ancoragem Tensacciai série PT para cordoalha de 12,7 mm ou também conhecida como ancoragem mono 12,7 mm engraxada ativa completa, mostrada na Figura 3.12, utilizada tanto na ancoragem passiva como na ativa.



a) Cabos perpendiculares à borda que passam pela faixa do pilar



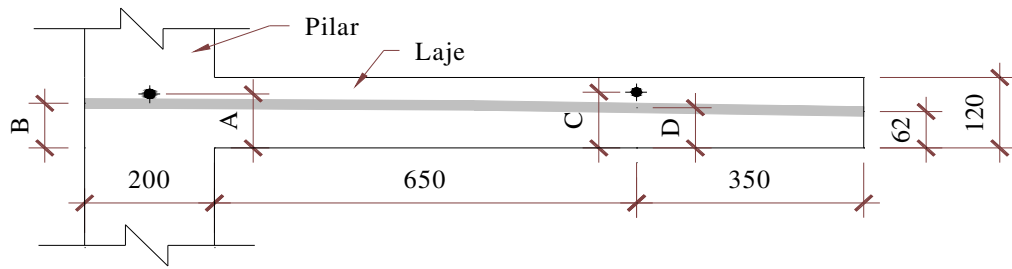
b) Cabos perpendiculares à borda que passam afastados da faixa de pilar



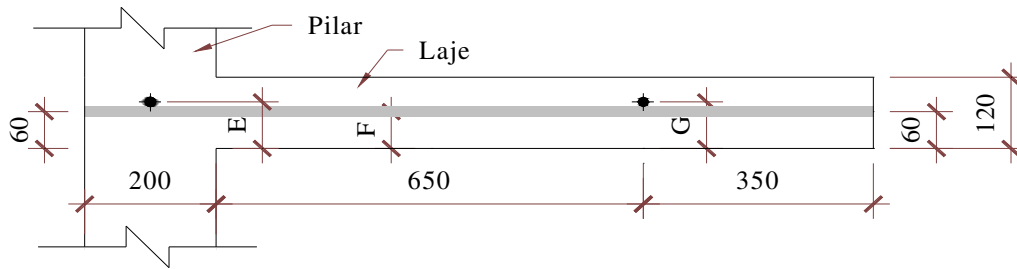
c) Cabos paralelos à borda

LAJE	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)
L1	92	76	95	64	78	62	77
L2	92	76	92	64	79	60	77
L3	94	78	94	65	78	61	79
L4	93	77	96	65	77	61	76
L5	91	75	94	64	77	61	78
L6	92	76	95	64	78	60	75
L7	93	77	96	65	77	62	78
L11	93	75	94	72	75	61	78
L12	93	77	92	73	76	61	77
L13	90	74	91	72	72	59	77
L14	92	76	93	71	77	60	77
L15	93	77	95	72	74	60	78

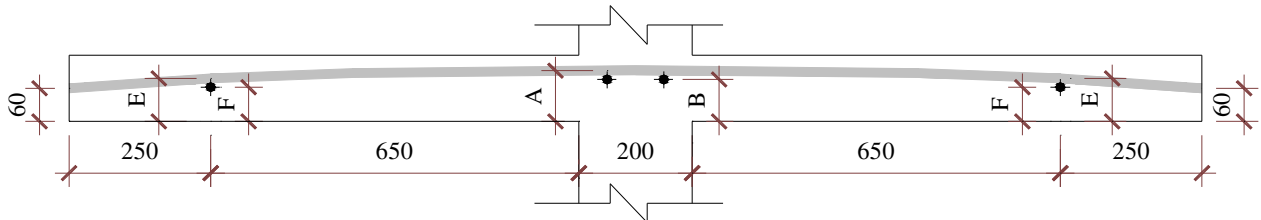
Figura 3.10 Perfis dos cabos de protensão para as lajes com 6 cabos e 3 cabos nas direções perpendiculares e paralelas à borda



a) Cabos perpendiculares à borda que passam pela faixa do pilar



b) Cabos perpendiculares à borda que passam afastados da faixa de pilar



c) Cabos paralelos à borda

LAJE	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)
L8	94	80	92	71	78	62	78
L9	93	79	97	71	75	60	77
L10	89	79	95	69	76	60	76

Figura 3.11 Perfis dos cabos de protensão para as lajes com 4 cabos e 2 cabos nas direções perpendiculares e paralelas à borda

Como armadura passiva na face superior das lajes (face de momentos negativos), as lajes dos grupos 1 e 2 (L1 a L10) apresentavam barras de diâmetro 8,0 mm nas duas direções, mas mais concentrados próximos ao pilar na direção perpendicular à borda, e uniformemente espaçados na outra direção (ver Figura 3.13).

Nas lajes do grupo 3 (L11 a L14) a armadura passiva variou de laje a laje em disposição e quantidade. Na laje L11 foi utilizada a mesma armadura das lajes anteriores na direção perpendicular à borda, enquanto na direção paralela foi utilizada armadura de 10,0 mm, e de 8,0 mm, respectivamente nas regiões sobre o pilar e afastada do pilar (Figura 3.13), com o

objetivo de reforçar a faixa do pilar na direção paralela à borda. Já na laje L12, a faixa reforçada com $\varnothing 10,0$ mm era a faixa perpendicular à borda sobre o pilar, enquanto na outra direção foi utilizada a mesma armação das lajes dos grupos 1 e 2 (lajes L1 a L10). Para a laje L13 foram utilizados barras de aço de 8,0 mm de diâmetro nas duas direções, concentrados sobre o pilar numa faixa mais larga que as anteriores na direção perpendicular à borda. Na direção paralela era similar às lajes L1 a L10. A laje L14 apresentava a mesma armadura da laje L13, mas com uma armadura adicional de 6 barras de diâmetro de 10,0 mm, 3 na face superior e 3 na face inferior da laje por dentro do pilar, similar a uma “viga faixa” na direção paralela à borda, com o objetivo de incrementar a rigidez na borda da laje. De forma similar, foram retiradas as duas barras de 8,0 mm que ocupavam este espaço.

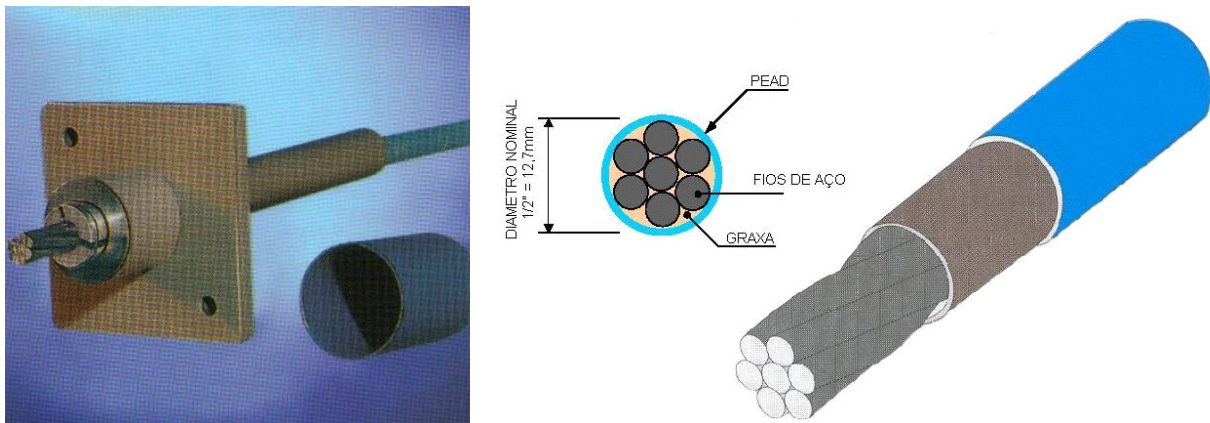


Figura 3.12 Foto extraída do catálogo da Impacto Protensão, para ancoragem mono 12,7mm engraxada ativa completa e monocordoalha engraxada

A laje L15 (grupo 4) apresentava a mesma armadura que as lajes L1 a L10, com a armadura adicional de 6 $\varnothing 10,0$ mm, 3 na face superior e 3 na face inferior da laje por dentro do pilar, paralelas à borda, de forma similar à laje L14.

A Figura 3.14 apresenta o detalhamento das lajes L14 (grupo 3) e L15 (grupo 4), enquanto a Figura 3.15 apresenta detalhes da seção transversal para todas as lajes. Na seção transversal das lajes L14 (grupo 3) e L15 (grupo 4) pode ser observada a “viga faixa” que passa por dentro do pilar em decorrência da armadura utilizada.

Para garantir que os esforços a que estavam submetidas as armaduras passivas fossem integralmente transmitidos ao concreto e que não ocorresse o deslizamento das armaduras, todas foram ancoradas por meio de ganchos em ângulos retos nas extremidades, com ponta

reta de comprimento igual a 200 mm (maior que oito vezes o diâmetro). A Figura 3.15 mostra este tipo de ancoragem. Estes ganchos também contribuíram na armadura de fretagem na extremidade das lajes.

A armadura na face inferior de todas as lajes era composta por barras 6,3 mm de diâmetro uniformemente distribuídas nas duas direções. O detalhamento é mostrado na Figura 3.16a. As características mecânicas destes aços foram obtidas por meio de ensaios de laboratório e são apresentadas na Tabela 3.2. Mais resultados são apresentados no Capítulo 4.

Todos os pilares são armados longitudinalmente com 6 barras de diâmetro 16 mm e armadura transversal composta por estribos de diâmetro de 6,3 mm a cada 75 mm (Figura 3.16b).

Tabela 3.2 Propriedades mecânicas dos aços utilizados nas lajes

PARÂMETRO	Para todos os modelos de lajes
Armadura Passiva: \varnothing 6,3 mm	
Tensão de escoamento f_y (MPa)	568
Deformação de escoamento ϵ_y (%)	4,9
Modulo de elasticidade E_s (GPa)	198
Armadura Passiva: \varnothing 8,0 mm	
Tensão de escoamento f_y (MPa)	592
Deformação de escoamento ϵ_y (%)	2,8
Módulo de elasticidade E_s (GPa)	206
Armadura Ativa: CP190RB \varnothing 12,7mm	
Carga de ruptura – f_{ptk} (kN)	187,3
Tensão de escoamento f_y (MPa)	1585
Alongamento após ruptura (%)	3,5
Modulo de elasticidade E_s (GPa)	195

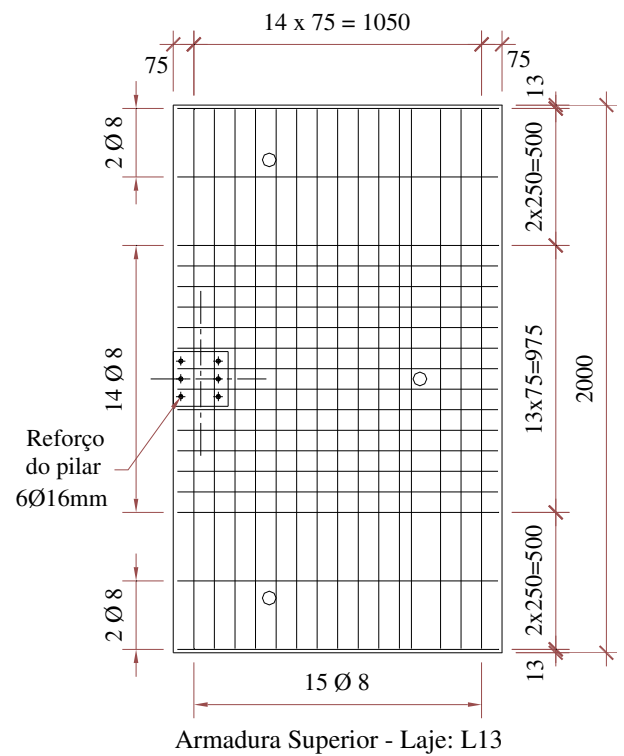
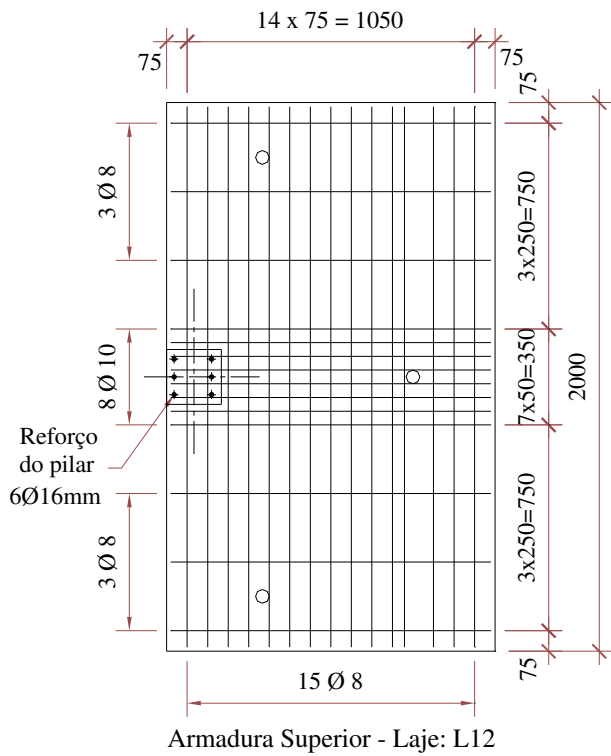
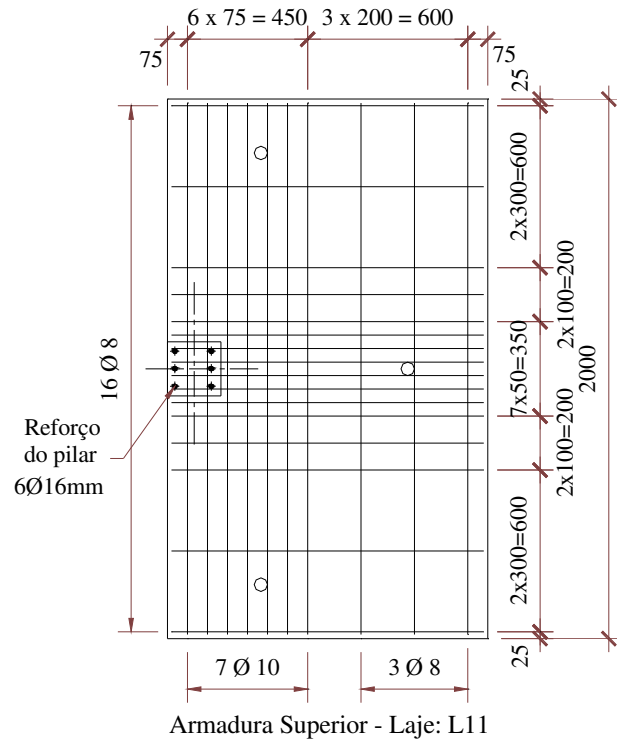
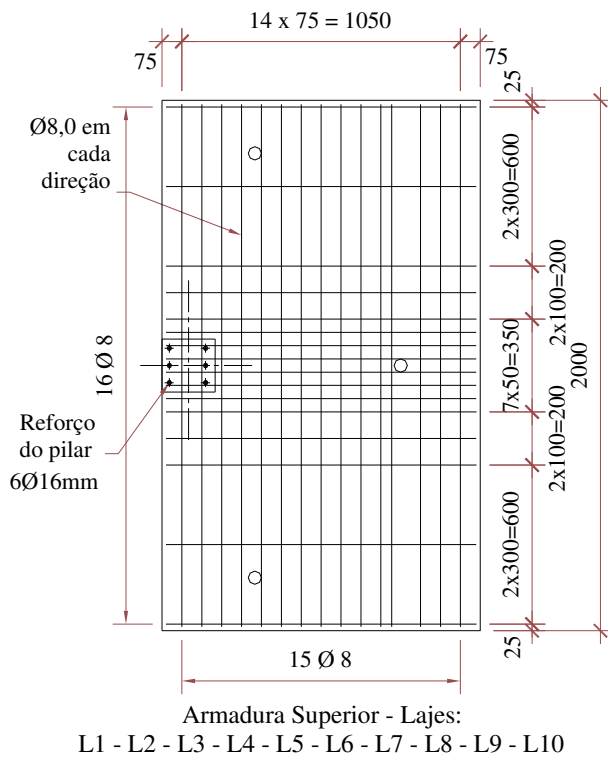


Figura 3.13 Disposição da armadura passiva superior das lajes L1 até L13 em planta (mm)

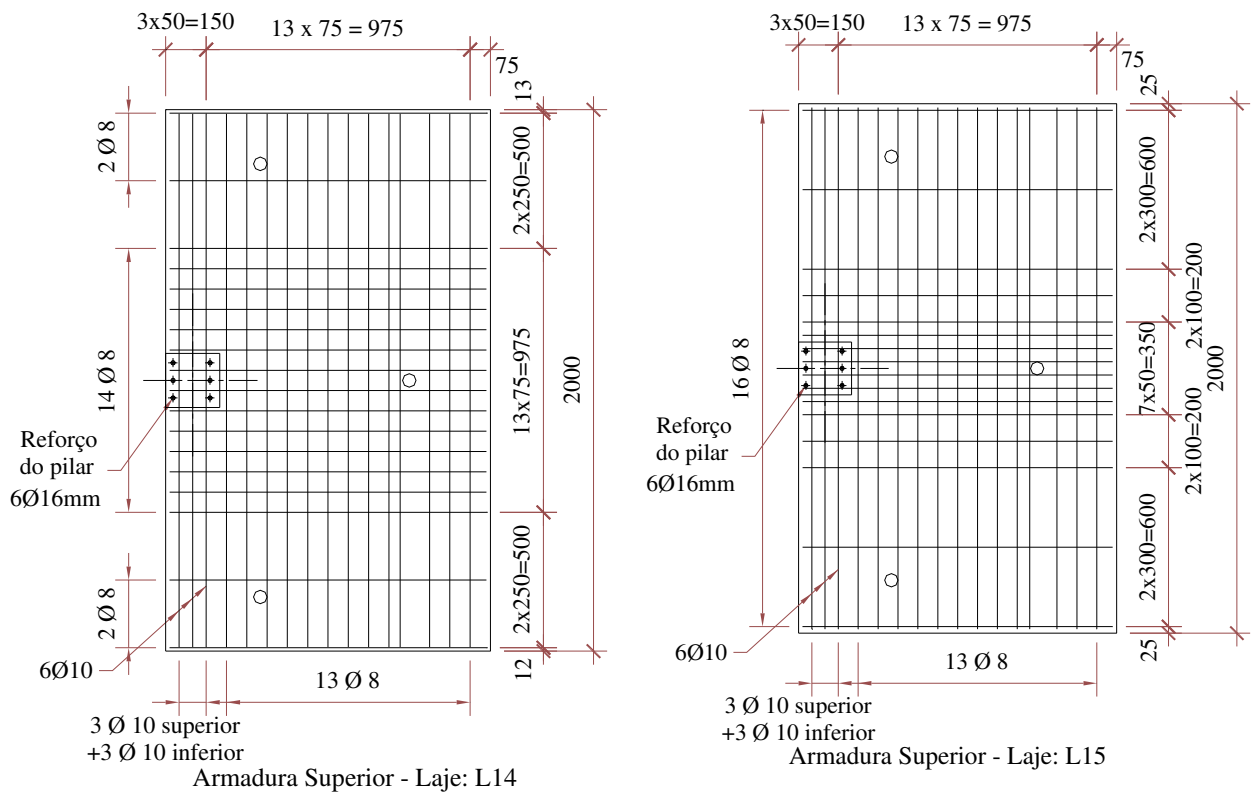


Figura 3.14 Disposição da armadura passiva superior das lajes L14 e L15 em planta (mm)

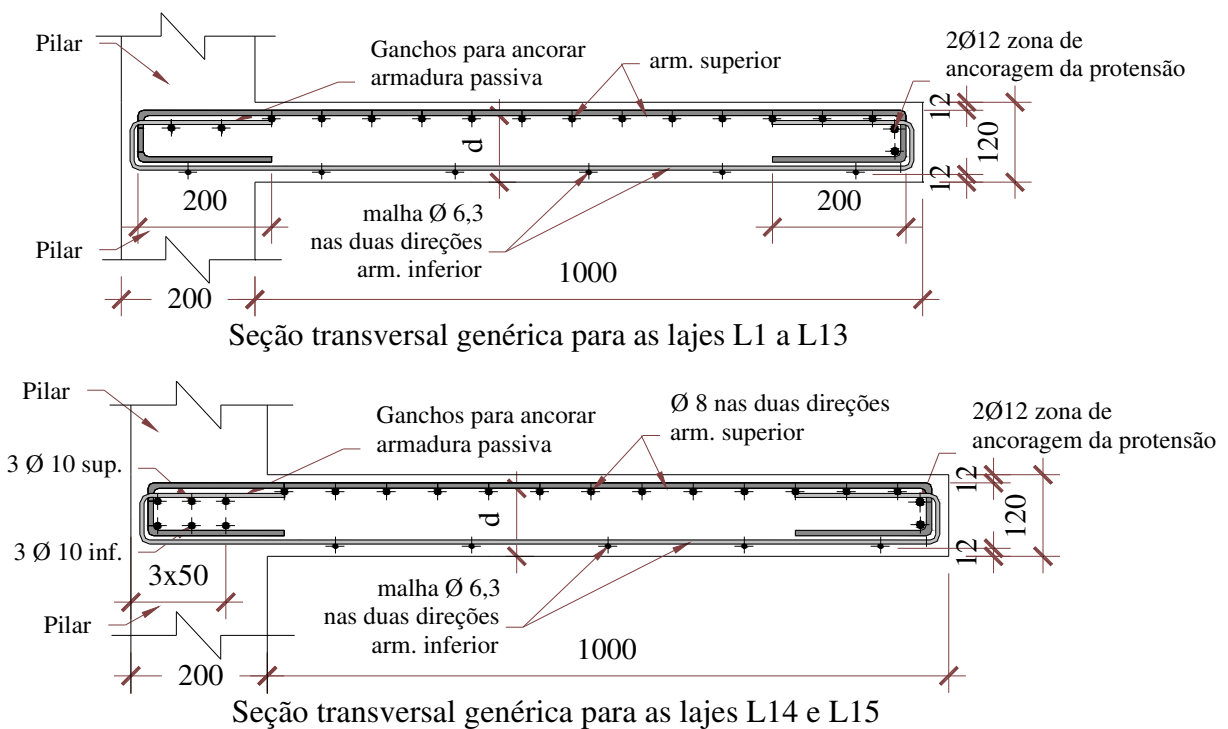
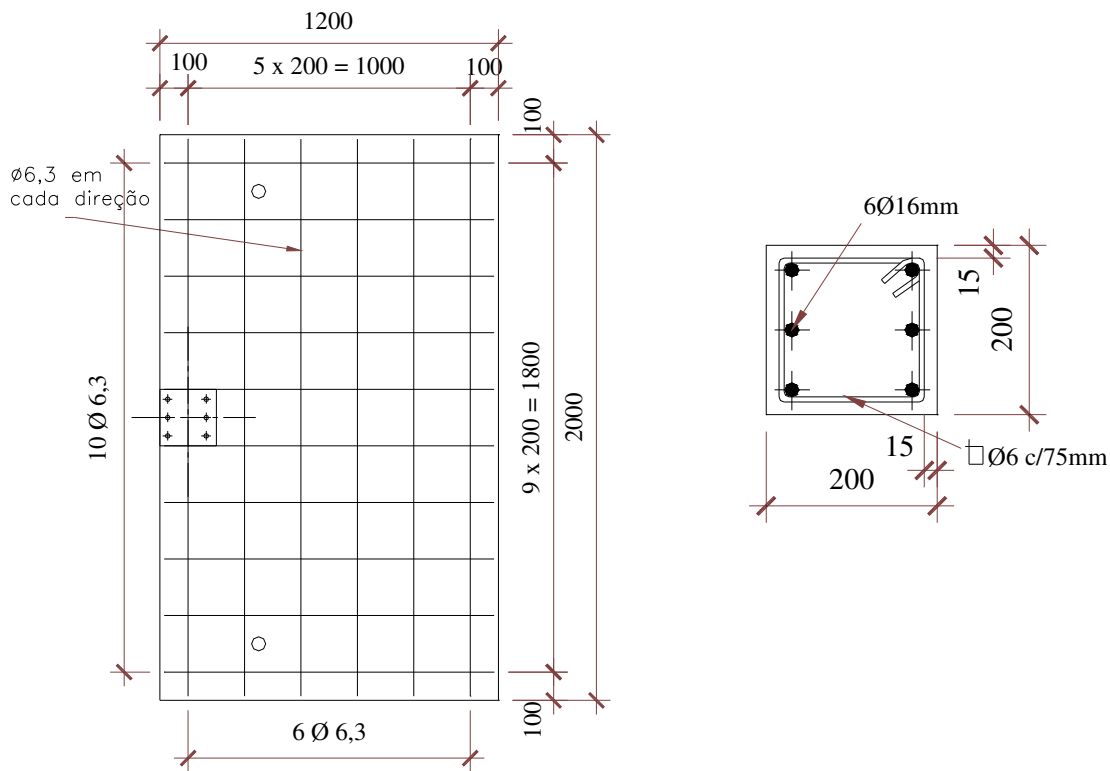


Figura 3.15 Seção transversal das lajes na direção perpendicular à borda (armadura passiva) (mm)



a) Armadura inferior para todas as lajes

b) Armadura do pilar

Figura 3.16 a) Armadura inferior para todas as lajes; b) Armadura do pilar (mm)

Adicionalmente, foram colocadas 2 barras de 12,5 mm de diâmetro ao redor de todas as extremidades das lajes para combater os esforços de tração provocados nas regiões de distúrbios pela reação das forças de protensão nas placas de ancoragem (Figura 3.17). O cálculo desta armadura é apresentado no Apêndice A.

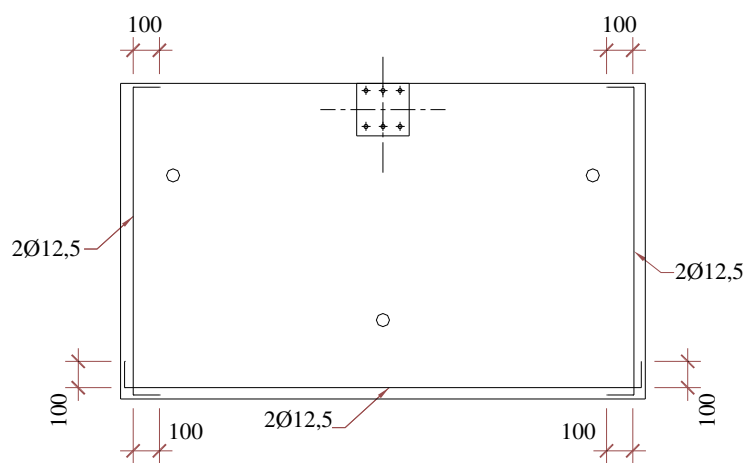


Figura 3.17 Armadura de fretagem

Os cobrimentos das armaduras passivas, por projeto, eram de 15 mm tanto para a armadura superior como para a inferior. Este cobrimento era garantido colocando-se *caranguejos* nas extremidades das lajes. A posição dos *caranguejos* era tal que não colaborasse na resistência à punção da laje. No meio da laje, a altura da armadura era garantida amarrando a mesma à armadura do pilar. Nas fotografias das Figura 3.18 à Figura 3.25 observa-se o detalhe dos caranguejos, bem como detalhes da armadura passiva e ativa das lajes. O cobrimento da armadura superior foi verificado após a montagem da armadura na forma, para cada uma das lajes. A Tabela 3.3 apresenta um resumo dos principais dados para as armaduras passivas e ativas. Os valores de altura útil para armadura passiva (d) e para armadura ativa (d_p), em cada direção, foram medidos ao redor do pilar e na face do pilar, respectivamente, e as taxas de armaduras representam uma área ao redor do pilar de largura $3d$ a cada lado do pilar.

Tabela 3.3 Resumo das armaduras passivas e ativas

Lajes	h (mm)	dx (mm)	dy (mm)	dpx (mm)	dpy (mm)	ρ_x (%)	ρ_y (%)	ρ_{px} (%)	ρ_{py} (%)
L1	125	96	104	92	76	0,60	0,75	0,42	0,63
L2	126	96	104	92	76	0,60	0,75	0,42	0,63
L3	122	98	106	94	78	0,58	0,72	0,41	0,62
L4	122	97	105	93	77	0,59	0,74	0,42	0,63
L5	125	95	103	91	75	0,61	0,76	0,43	0,64
L6	128	96	104	92	76	0,60	0,75	0,42	0,63
L7	128	97	105	93	77	0,59	0,73	0,42	0,63
L8	122	97	105	95	80	0,58	0,73	0,20	0,30
L9	121	98	106	95	80	0,58	0,72	0,20	0,30
L10	120	98	106	90	80	0,58	0,72	0,22	0,30
L11	125	96	105	94	75	0,94	0,74	0,41	0,64
L12	120	97	106	93	77	0,58	0,77	0,42	0,63
L13	122	95	103	91	76	0,61	0,63	0,43	0,63
L14	124	96	104	92	76	0,77	0,62	0,42	0,63
L15	122	99	107	93	78	0,74	0,71	0,42	0,62

onde:

h : altura real das lajes;

d_x e d_y : altura efetiva da armadura passiva nas direções x e y da laje;

d_{px} e d_{py} : altura efetiva da armadura ativa de protensão nas direções x e y da laje na face do pilar;

ρ_x e ρ_y : taxa de armadura passiva nas direções x e y ao redor do pilar, considerando a área total de armadura de flexão passiva dentro de uma largura de $3d$ a cada lado do pilar e a área de concreto equivalente;

ρ_{px} e ρ_{py} : taxa de armadura ativa nas direções x e y ao redor do pilar, considerando a área total de armadura de protensão dentro de uma largura de $3d$ a cada lado do pilar e a área de concreto equivalente.



Figura 3.18 Fotografia da forma e armadura para as lajes L1 a L7



Figura 3.19 Fotografia representativa da armadura das lajes L8, L9 e L10



Figura 3.20 Fotografia da armadura da laje L11



Figura 3.21 Fotografia da armadura da laje L12



Figura 3.22 Fotografia da armadura da laje L13



Figura 3.23 Fotografia da armadura da laje L14



Figura 3.24 Fotografia da armadura da laje L15



Figura 3.25 Fotografia das lajes prontas para serem concretadas

Antes da concretagem das lajes foram colocados 4 ganchos nas lajes e um gancho no pilar, como mostra a Figura 3.26, para que se pudesse içá-los e movimentá-los na montagem dos ensaios.

Formam afixados, nos pontos de aplicação de carga, nas formas de todos os modelos, pedaços de canos de PVC de 50 mm de diâmetro e 120 mm de comprimento (ver Figura 3.26), com o objetivo de deixar furos que permitissem a passagem dos tirantes para aplicação de carga nos modelos de ensaio.



a) Posição dos ganchos para içamento



b) Posição dos canos de PVC (furos nas lajes)

Figura 3.26 Posição dos canos e ganchos para içamento das lajes

3.4- MONTAGEM DO ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO

3.4.1 Montagem do ensaio

As lajes foram ensaiadas em um pórtico metálico no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília. A Figura 3.27 mostra um croqui com as principais dimensões do pórtico. A Figura 3.28 apresenta as dimensões e os detalhes, em planta e em elevação, de uma laje posicionada para ser ensaiada. Na Figura 3.29 é apresentado um esquema tridimensional de uma laje posicionada para ser ensaiada.

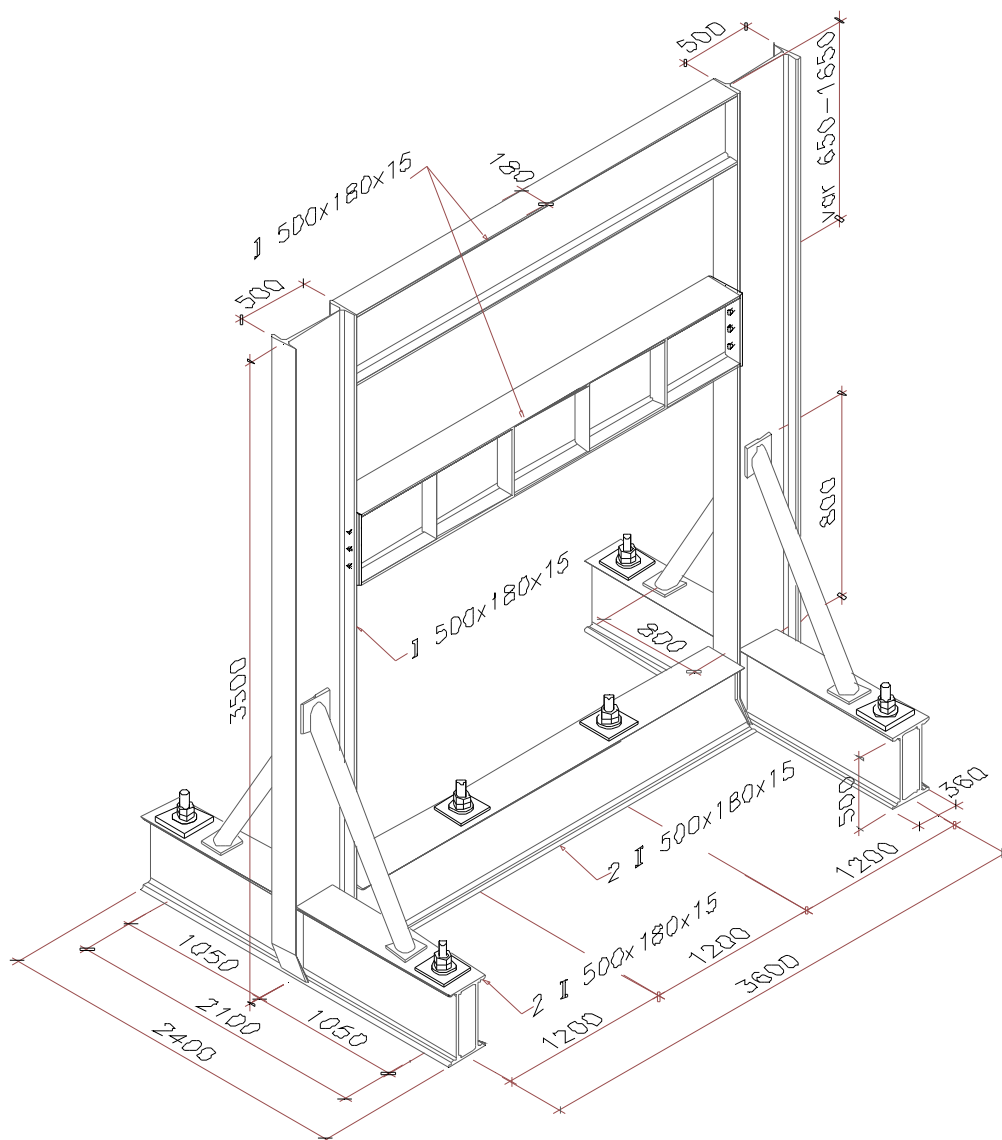


Figura 3.27 Isométrico do pórtico de ensaio utilizado nos ensaios (mm)

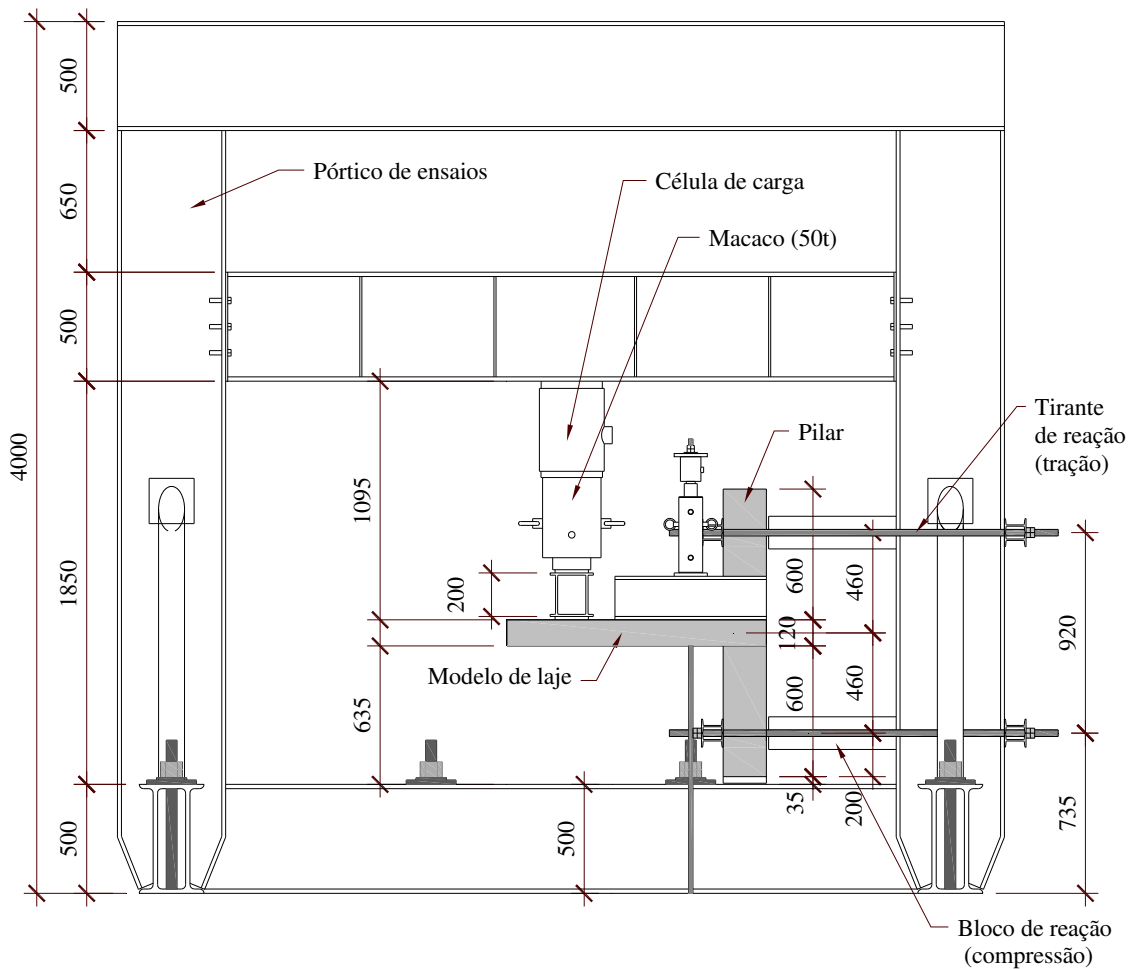
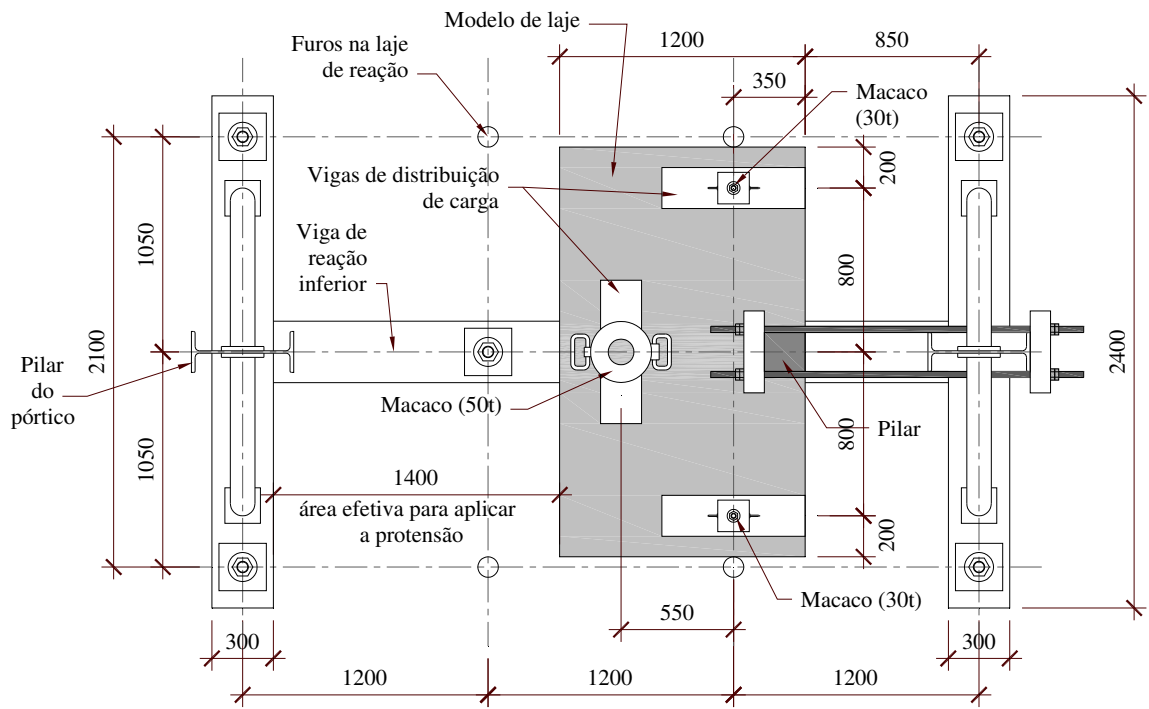


Figura 3.28 Planta e elevação do modelo de ensaios (mm)

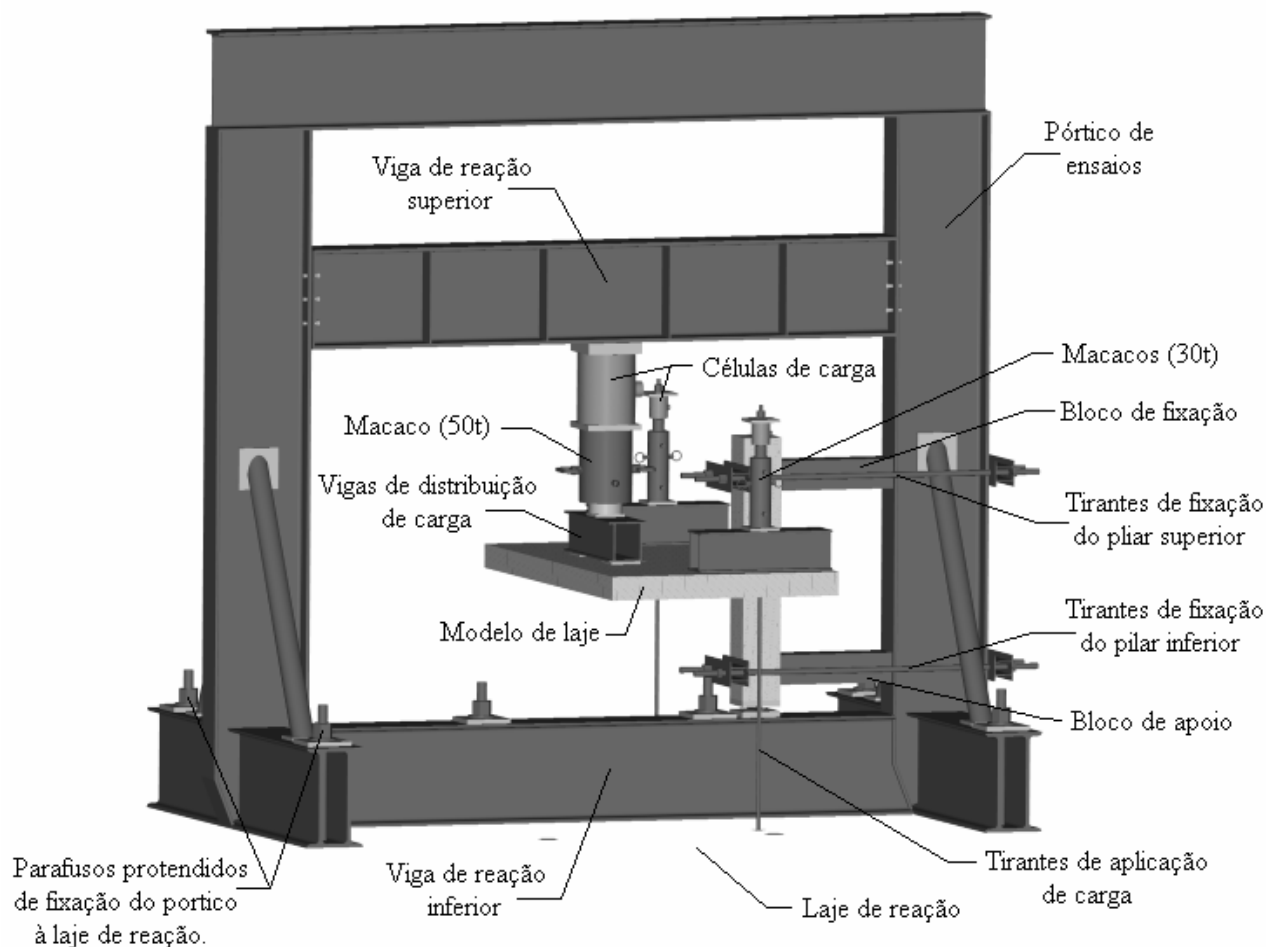


Figura 3.29 Esquema tridimensional de uma laje posicionada para ser ensaiada

Primeiramente a laje (modelo de ensaio) era posicionada de tal forma que o pilar ficasse perfeitamente apurado na vertical e que o mesmo coincidissem com o eixo do pórtico. Entre o pilar do modelo e o pilar do pórtico metálico eram colocados dois blocos metálicos de apoio, a uma distância de 460 mm acima e abaixo do eixo da laje. Além destes blocos proporcionarem o espaçamento correto entre o pilar do modelo e o pórtico, o bloco inferior ainda tinha a função de atuar como apoio que proporcionava a reação horizontal de compressão do pilar contra o pórtico.

A fixação da laje no pórtico era obtida com a utilização de quatro tirantes protendidos colocados ao nível dos eixos dos blocos metálicos de apoio (referidos no parágrafo anterior), a 460 mm acima e abaixo do eixo da laje, dois para cima e dois para baixo. Os tirantes superiores proporcionavam a reação horizontal de tração, enquanto que a reação de compressão era proporcionada pelo bloco de apoio inferior, que era fixado ao pórtico com o auxílio dos tirantes inferiores. Este binário de reações em sentidos opostos proporciona o

momento fletor que mantém em equilíbrio o modelo, como resultante ao momento fletor causado pelas forças aplicadas, enquanto que a reação vertical era proporcionada pela viga de reação inferior do pórtico na base do pilar do modelo. A Figura 3.30 apresenta mais detalhes da fixação da laje no pórtico com os tirantes, e a Figura 3.31 apresenta um ensaio já montado.



a) Fixação da laje no pórtico de ensaios



b) Fixação no pilar superior



c) Fixação no pilar inferior

Figura 3.30 Fixação das lajes no pórtico

As forças atuantes e momentos eram gerados por meio de atuadores (macacos) hidráulicos posicionados acima da laje como mostrado na Figura 3.31. Os dois macacos posicionados nos pontos de aplicação de carga P1 eram vazados, de capacidade 300 kN (30 ton) e estavam ancorados na laje de reação do laboratório por meio de barras metálicas de alta resistência, enquanto o macaco situado no ponto de aplicação de carga P2 era de capacidade 500 kN (50 ton) e se apoiava na viga de reação superior do pórtico.

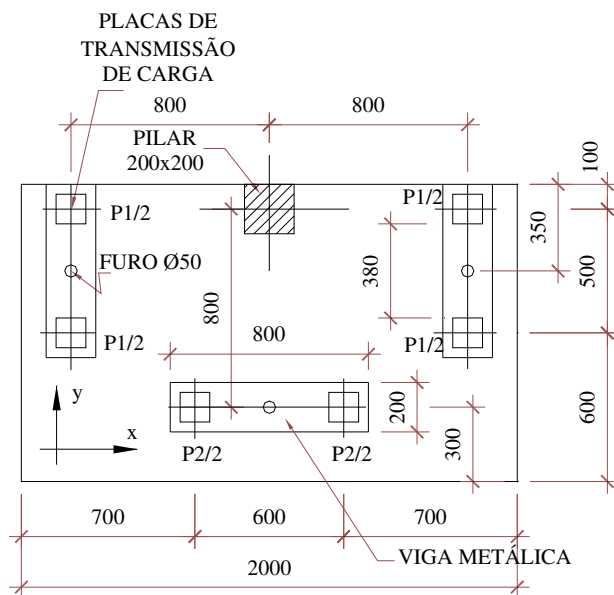
Entre os macacos e a laje foram colocadas vigas metálicas que eram apoiadas na laje em duas placas metálicas para a distribuição das cargas, como mostrado na Figura 3.32.

Para impedir a inclinação do macaco de 50 ton quando a laje estivesse muito deformada e que pudesse acarretar mudança do eixo de aplicação de carga para fora da laje, foi colocado um

aparelho metálico rotulado (rótula) de alta resistência entre o macaco e a viga de distribuição de cargas. Esta rótula permitia que o conjunto macaco / célula de carga acima da laje permanecesse vertical depois de deformada a laje, enquanto que a viga de distribuição de cargas se deformava junto com a laje, já que era fixada por meio de um parafuso à mesma (Figura 3.33). A rótula era impedida de se deslocar pois se encaixava em cantoneiras soldadas à viga em ambos os lados da rótula.



Figura 3.31 Ensaio montado



Posicionamento das placas de aplicação de cargas em planta

Figura 3.32 Posicionamento das vigas e as placas de aplicação de carga (mm)



Figura 3.33 Rótula utilizada na aplicação de cargas

A preparação do ensaio, contando desde que começava a montagem do modelo no pórtico com toda a instrumentação, até ficar pronto para o começo da protensão da laje, demorava 8 horas.

3.4.2 Protensão das lajes

Assim que cada laje era fixada ao pórtico de ensaios, iniciava-se a etapa de protensão dos cabos, com o sistema mostrado na Figura 3.34. O sistema de protensão para ancoragem ativa consistia de um macaco hidráulico de capacidade 300 kN, uma célula de carga, um barrilete, um dispositivo para apoio do macaco, um cone de ancoragem, duas cunhas de ancoragem, e várias chapas metálicas, dispostos em linha e que se apoiavam no bordo da laje, como mostrado na figura. A protensão completa de cada cabo era obtida com dois ciclos de protensão, chamados de protensão inicial e reprotensão.

Na protensão inicial a cordoalha era tracionada até atingir a força de 150 kN (força máxima permitida pelas normas para esta bitola de cordoalha), e após esta protensão inicial e a retirada da carga no macaco a força no cabo caía de 150 kN para aproximadamente 100 kN, com uma perda de cerca de 30%, em função da perda por cravação da ancoragem. Com a reprotensão obtinha-se novamente 150 kN, que após a colocação das chapas de reprotensão e a retirada da carga do macaco caía para cerca de 130kN, carga prevista para os cabos de protensão. A carga

aplicada era também controlada com uma célula de carga de menor capacidade (200 kN) posicionada na extremidade passiva dos cabos de protensão, do outro lado da laje (Figura 3.34), célula esta que registrava a carga final obtida em cada cabo, após a reprotensão e a retirada do macaco de protensão. A cunha na ancoragem passiva (extremidade oposta) se cravava automaticamente a partir de quando a monocordoalha era esticada do lado ativo, ficando concluída a cravação para a carga de 150 kN.

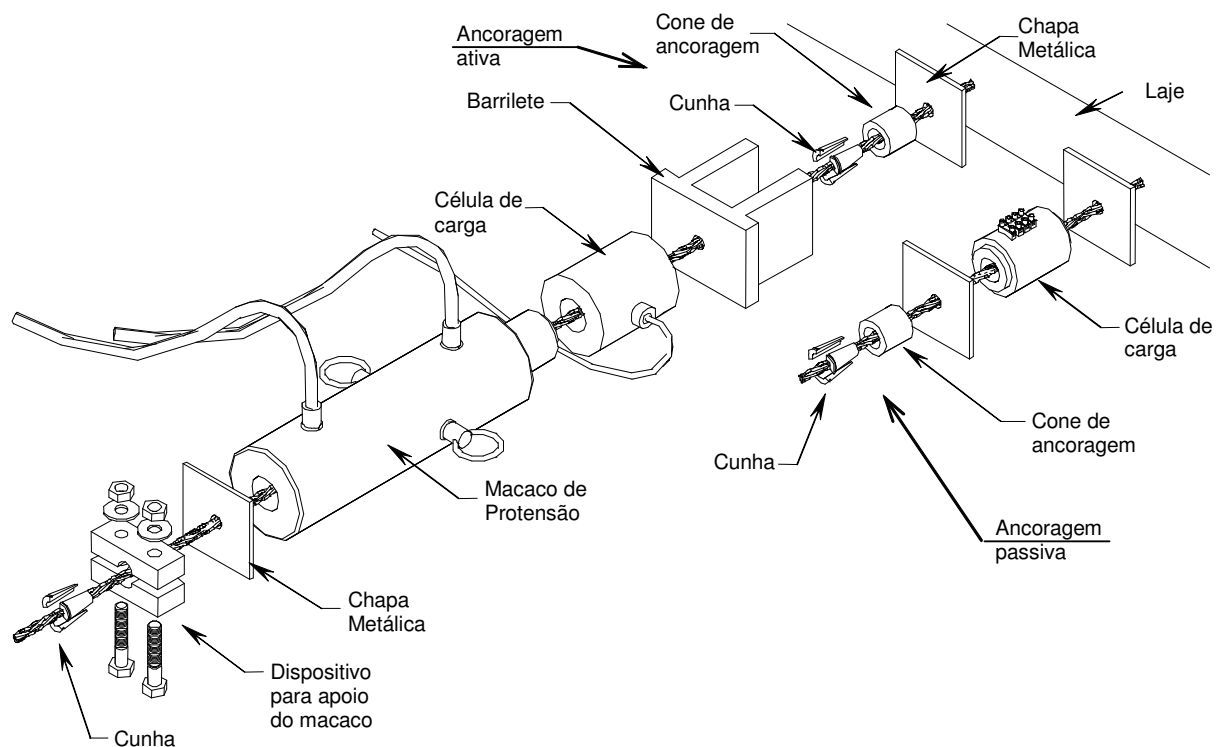


Figura 3.34 Esquema para a montagem por peças do sistema de protensão adotado

Para efetivação completa dos dois ciclos de protensão de cada cabo (protensão e reprotensão) dispunha-se ainda de uma haste de cravação e de algumas chapas de reprotensão, mostradas na Figura 3.35 em conjunto com o dispositivo para apoio do macaco, que foi mostrado também na Figura 3.34. A haste de cravação era utilizada para auxiliar o posicionamento e a cravação inicial das cunhas enquanto que as chapas de reprotensão eram utilizadas entre a chapa metálica e o cone de ancoragem, próximo a laje, do lado ativo, para preencher a folga surgida quando da reprotensão do cabo. De uma maneira geral foram utilizadas chapas de 5 mm para a reprotensão de cada cabo. O dispositivo para apoio do macaco (peça metálica com parafusos e de fácil montagem e desmontagem) era utilizado com uma cunha para reagir ao

macaco no lado extremo do cabo e permitir a protensão e reprotensão dos cabos. A Figura 3.36 apresenta o sistema de protensão posicionado, enquanto a Figura 3.37 apresenta um detalhe da laje após a protensão completa (protensão e reprotensão), observando-se as chapas de reprotensão posicionadas.



Figura 3.35 Artíficos adicionais utilizados na protensão e reprotensão das lajes



Figura 3.36 Sistema de protensão posicionado



Figura 3.37 Detalhe após a protensão e reprotensão, com chapas de reprotensão posicionadas

Para cada laje eram primeiramente protendidos os cabos perpendiculares à borda da laje (cabos menores), e em seguida os cabos paralelos. Como pode-se ver na Figura 3.38 a protensão iniciava-se pelo cabo 1 e seguia-se até o cabo 9 para as lajes L1 a L7 e L11 a L15, e até o cabo 6 para as lajes L8 a L10. O principal motivo desta ordem era a praticidade para realizar a etapa total de protensão das lajes em um menor tempo. Despendeu-se entre uma hora e meia e duas horas para a protensão de cada laje.

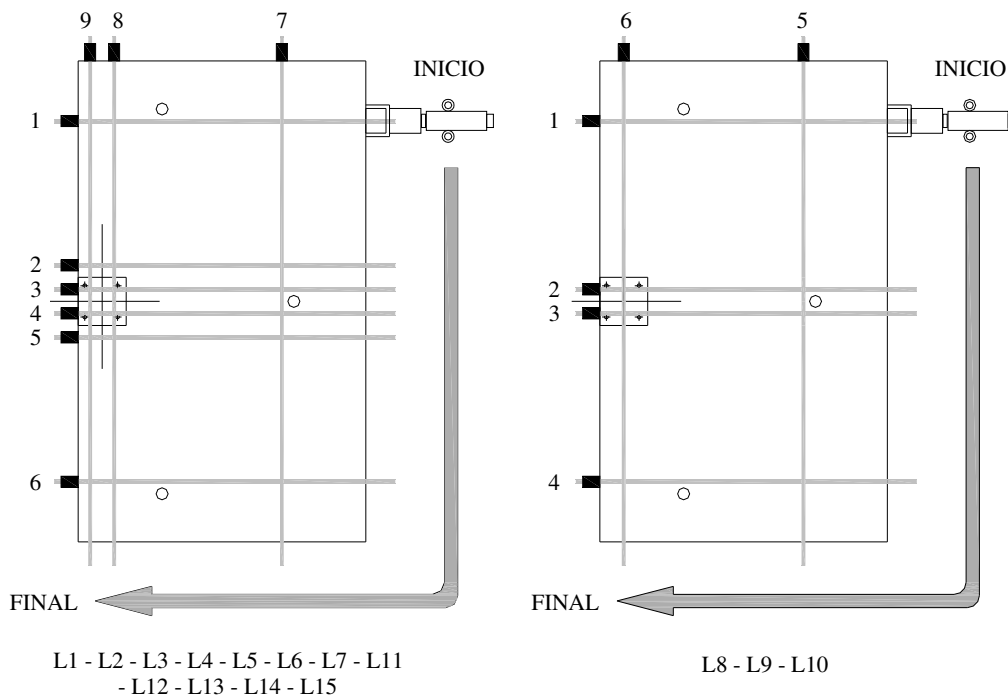


Figura 3.38 Ordem de protensão dos cabos

3.4.3 Procedimento de ensaio

Após a etapa de protensão e reprotensão de todos os cabos, iniciava-se imediatamente o ensaio. A Tabela 3.4 apresenta a relação entre cargas aplicadas às lajes (P1/P2), variando de ∞ a 4, e as correspondentes relações M/V em milímetros, variando de 150 mm a 700 mm, referidos à face do pilar, para momentos em relação à face do pilar.

Tabela 3.4 Relação entre cargas aplicadas nos ensaios

Grupos	Laje	P1/P2	M/V (mm)		
			Momentos perpendiculares à borda		Momentos paralelos à borda
			Ao centro do pilar	À face do pilar	À face do pilar
1	L1	∞	250	150	350
	L2	4	311	211	322
	L3	2	360	260	300
	L4	1	433	333	267
	L5	0,5	525	425	225
	L6	0,25	620	517	183
	L7	0	800	700	100
2	L8	2	360	260	300
	L9	1	433	333	267
	L10	0,5	525	425	225
3	L11	0,5	525	425	225
	L12	0,5	525	425	225
	L13	0,5	525	425	225
	L14	0,5	525	425	225
4	L15	0	800	700	100

Para as lajes do primeiro grupo (L1 a L7) a relação P1/P2 (de ∞ a 0) de cargas para as lajes teve como objetivo abranger uma ampla relação momento de extremidade *versus* cortante que pudessem estar presentes em um pavimento real. Já para as lajes do segundo grupo (L8 a L10)

foram utilizadas as mesmas relações das lajes L3 a L5, com o objetivo de investigar o comportamento daquelas lajes para um nível de protensão aproximadamente 50% menor. No terceiro grupo (lajes L11 a L14) apresentaram a mesma relação de carregamentos das lajes L5 e L10, variando-se a resistência à flexão passiva na armadura superior nas duas direções ortogonais. Na laje L15 (grupo 4) foi aplicado o mesmo carregamento da laje L7, com o objetivo de se comparar estas lajes com diferente capacidade resistente na borda livre.

As cargas P1 em cada ensaio, com os macacos de 300 kN, foram aplicadas simultaneamente com uma bomba hidráulica elétrica, controlando-se a carga aplicada por meio de um sistema de válvulas de bloqueio e de ajuste fino, de maneira a aplicar ao mesmo tempo a mesma carga nos dois macacos. Já a carga P2 em cada ensaio, com o macaco de 500 kN, foi aplicada com uma bomba hidráulica manual. Na Figura 3.39 são mostradas as bombas utilizadas.



Bomba Hidráulica Elétrica (cargas P1 - macacos de 300 kN)



Bomba Hidráulica Manual (carga P2 - macaco de 500kN)

Figura 3.39 Bombas utilizadas para aplicação de cargas

Ao começo do ensaio os passos de carga eram maiores (10 kN) e diminuía para a metade conforme se aproximava a ruptura das lajes. A cada passo de carga eram feitas as leituras nos relógios comparadores, nos extensômetros do aço e do concreto, nas células de carga para medir a força de protensão nos cabos durante o ensaio, bem como eram realizadas a marcação de fissuras na superfície da laje. O tempo médio de duração dos ensaios era de 2 a 3 horas.

3.4.4 Procedimento de desprotensão

Após a finalização dos ensaios, as lajes eram desprotendidas para a retirada das células de cargas dos cabos (ancoragem passiva) e por segurança, pois assim era facilitado o manuseio e o posterior corte das lajes.

A desprotensão dos cabos era feita de maneira similar à protensão. Primeiramente se aplicava uma carga de 150 kN. Com esta carga era possível retirar as chapas utilizadas para a reprotensão, e após a retirada da carga do macaco, a força de protensão do cabo caía para aproximadamente 90 kN. Com a aplicação de 150 kN novamente, era possível destravar a cunha de ancoragem e retirá-la, ficando livre a monocordoalha. Esta operação demorava o mesmo que a etapa de protensão, de uma hora e meia a duas horas.

3.4.5 Instrumentação

As cargas aplicadas nas lajes pelos macacos eram controladas por meio de indicadores digitais conectados às células de carga posicionadas em cada macaco. As células de carga utilizadas foram da marca KRATOS com capacidade nominal de 500 kN. A Figura 3.40 mostra as células de carga utilizadas com seu indicador digital.



Figura 3.40 Célula de carga e indicador digital

Para medir os deslocamentos verticais e horizontais dos modelos de ensaios foram utilizados relógios comparadores da marca HUGGENBERGER ZÜRICH (Figura 3.41 e Figura 3.42). No total foram colocados 15 relógios comparadores, com a locação mostrada na Figura 3.43. Os nove primeiros foram colocados na posição vertical, na superfície superior da laje, e os

relógios comparadores 10, 11 e 13 foram colocados sob a laje perto dos pontos de aplicação de cargas, para medir o deslocamento vertical nestes pontos. Os três relógios comparadores restantes (12, 14 e 15), foram colocados na posição horizontal, na superfície externa do pilar, para medir os deslocamentos horizontais do conjunto e a rotação do pilar. O No. 12 foi colocado com o objetivo de medir a deformação elástica dos tirantes de reação horizontal no pilar.



Relógios comparadores na superfície superior da laje



Relógios comparadores horizontais na superfície do pilar

Figura 3.41 Relógios comparadores utilizados na superfície superior das lajes e nos pilares



Figura 3.42 Relógios comparadores colocados sob a laje

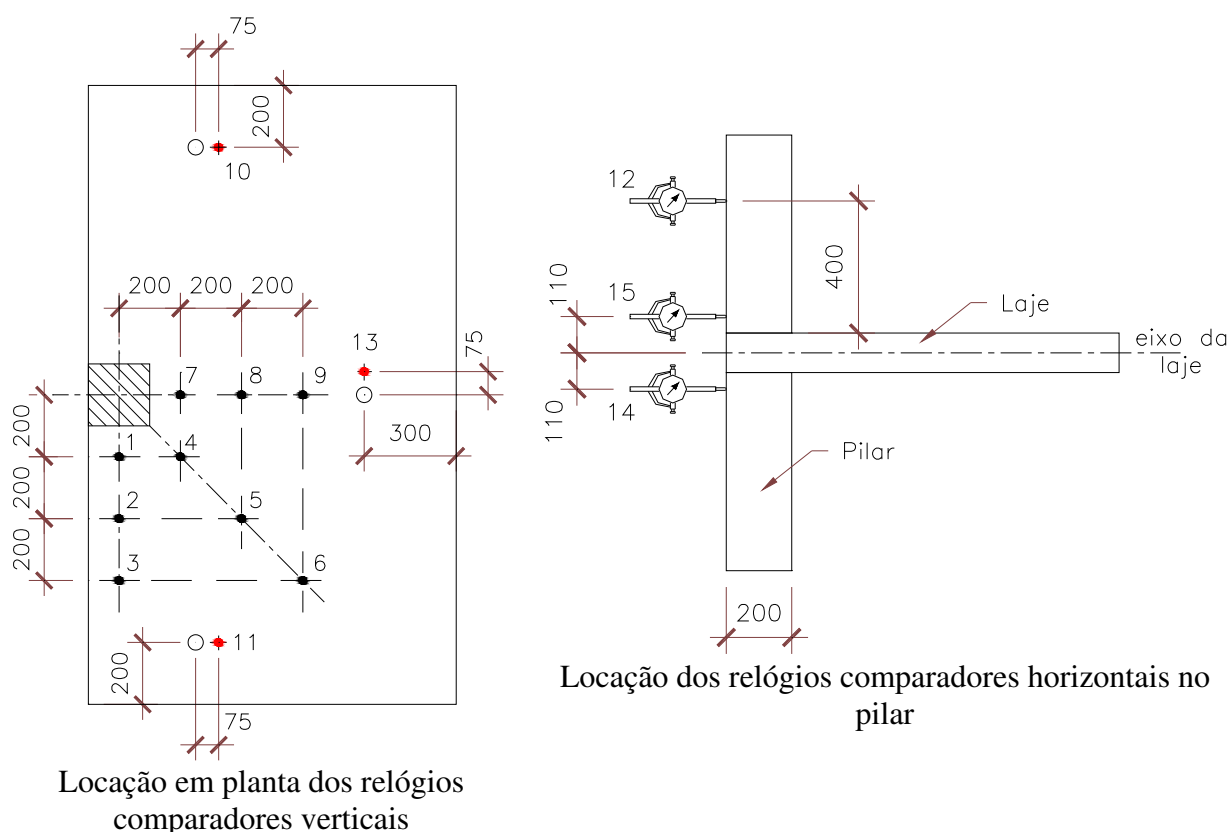


Figura 3.43 Locação dos relógios comparadores nas lajes (mm)

Para medir as deformações específicas da armadura passiva de flexão negativa, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência $119,8 \pm 0,2 \Omega$, do tipo KFG-5-120-C1-11 da marca KYOWA e fator de calibração 2,10. Eles eram colocados sempre em duplas, na mesma seção transversal, a cada lado da barra, opostos diametralmente. No total eram utilizados 16 extensômetros (em 8 posições). A Figura 3.44 apresenta a locação dos extensômetros elétricos utilizados na armadura passiva negativa (superior) para todas as lajes, bem como apresenta as etapas para a colocação desses extensômetros elétricos. Eles foram posicionados no alinhamento da face interna do pilar (extensômetros 1 a 5) e na face lateral do pilar (extensômetros 6 a 8).

Para executar a instrumentação das barras da armadura, primeiramente elas eram lixadas nos locais onde iam ser colados os extensômetros. Esta superfície, uma vez lisa, era preparada com três soluções, (álcool isopropílico para limpeza, solução condicionadora e solução neutralizadora) e eram colados os extensômetros com cola especial para *strain gage*. Para proteger da corrosão e impedir o contato das pernas dos extensômetros com a barra, os extensômetros eram envolvidos com adesivo (araldite). Para completar a impermeabilização, eram então envolvidos em silicone (mais barato que o araldite) e, para proteger todo o

conjunto, era colocada uma fita de auto-fusão. O silicone não pode ser aplicado desde o início porque libera ácido acético ao endurecer e pode causar corrosão nos fios das “pernas” dos extensômetros.

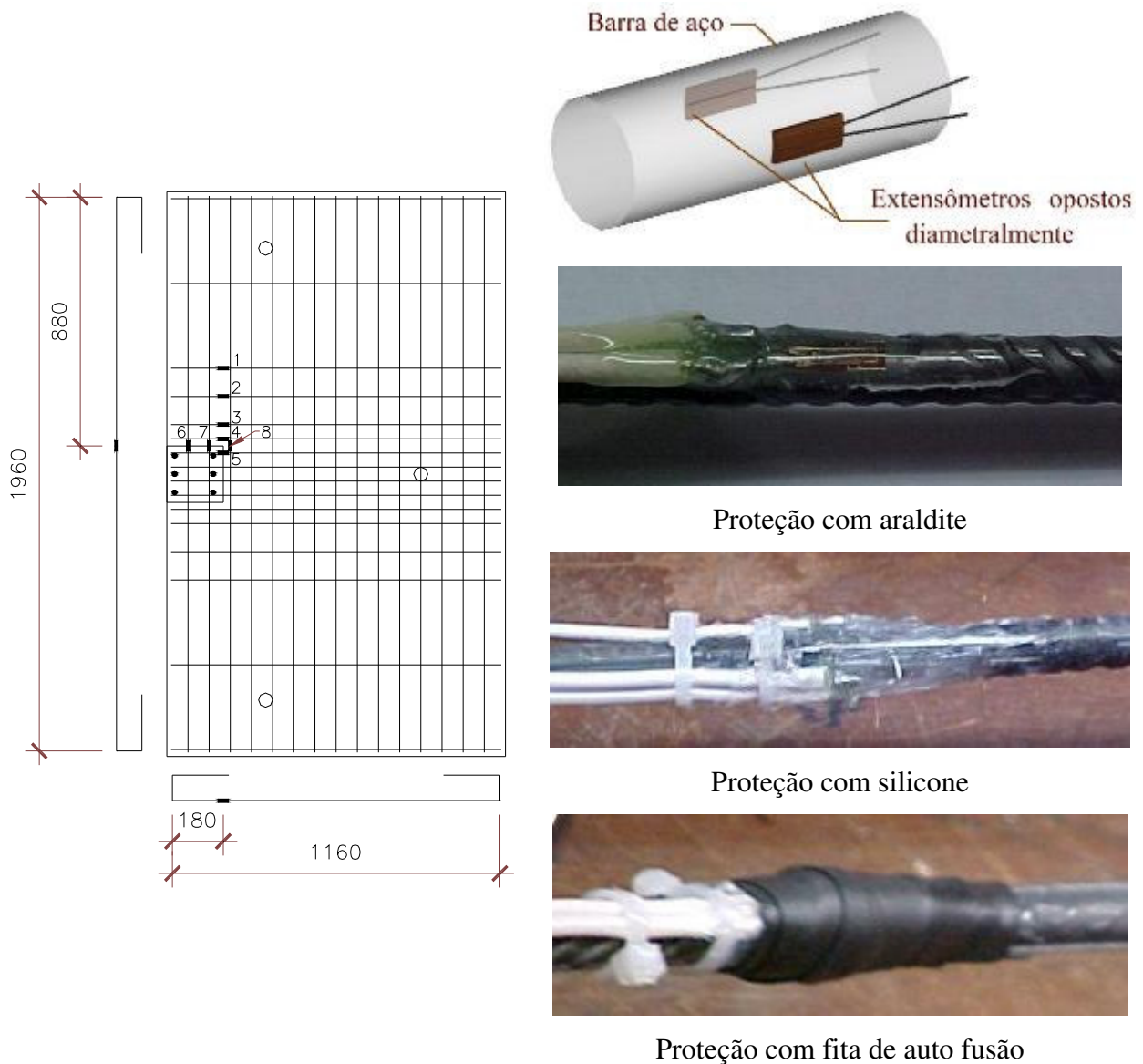


Figura 3.44 Instrumentação da armadura passiva com extensômetros EER (mm)

A superfície inferior do concreto foi instrumentada com extensômetros elétricos de resistência do tipo KC 70-120-A7-11 da marca KYOWA com fator de calibração de 2,11 ao redor da face do pilar. No total foram colocados 6 por laje radialmente ao redor do pilar, conforme mostrado na Figura 3.45.

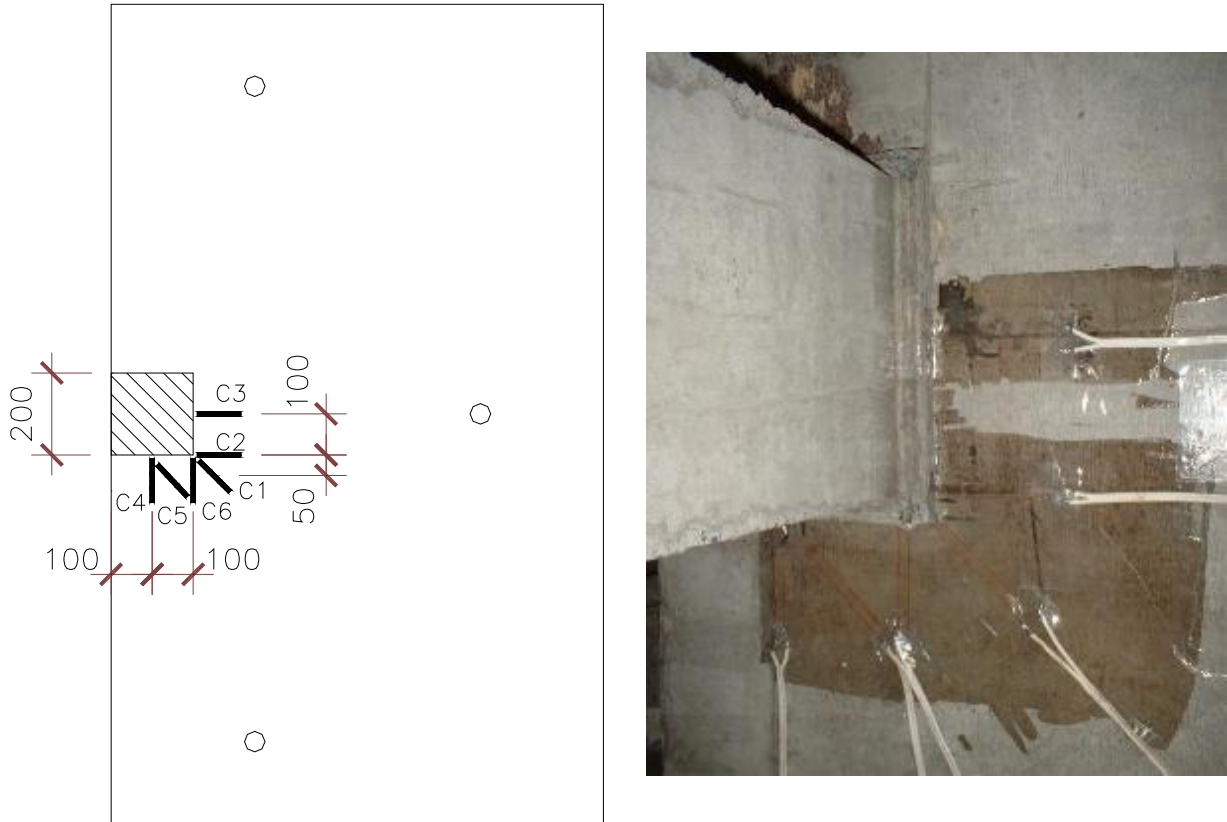


Figura 3.45 Locação dos extensômetros para instrumentação da superfície inferior do concreto (mm)

Com o objetivo de monitorar a força de protensão nas monocordoalhas, colocou-se uma célula de carga vazada na ancoragem passiva de cada cabo, como descrito anteriormente. Essas células de carga foram confeccionadas no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UnB e foram calibradas no Laboratório de Materiais. O projeto das células de carga é de autoria do Professor Yosiaki Nagato do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UnB. Na Figura 3.46 é apresentado o posicionamento das células, com a numeração na mesma ordem em que foram protendidos os cabos, com visto anteriormente.

As células de carga das monocordoalhas foram confeccionadas com aço do tipo 1045 e foram dimensionadas para ter uma capacidade nominal de carga igual a 225 kN, 50% maior do que a carga de serviço (150 kN). A Figura 3.47 mostra em detalhe uma célula de carga posicionada na ancoragem passiva.

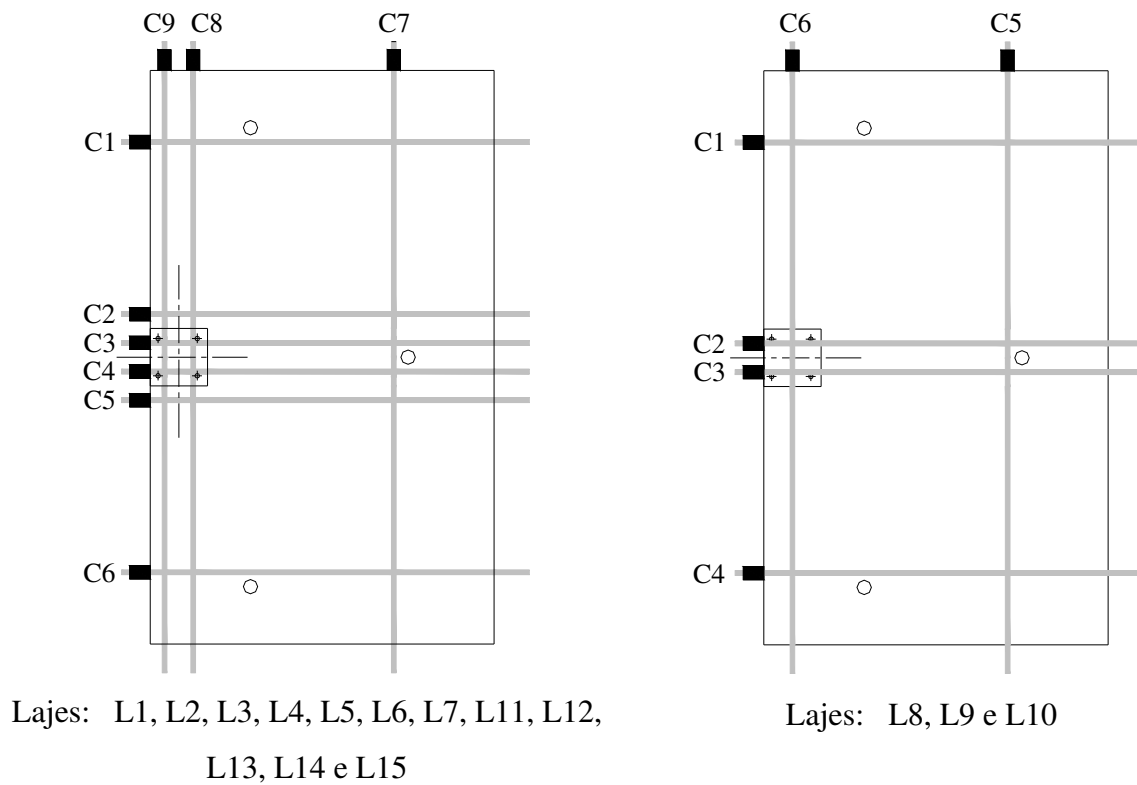


Figura 3.46 Posição das células de carga



Figura 3.47 Célula de carga posicionada em ancoragem passiva de cabo de protensão

Para a instrumentação das células de carga foram colados no corpo das mesmas quatro EER (extensômetros elétricos de resistência) do tipo KFG-5-120-C1-11 (KYOWA) e fator de calibração 2,10. Dois deles ficaram na posição longitudinal (EL1 e EL2) e os outros dois na posição transversal (ET1 e ET2), formando uma ponte completa (Figura 3.48). Depois de

colados, os extensômetros eram cobertos com uma película de araldite para proteger tanto os extensômetros como a solda entre os fios, além de ser colocada uma capa de PVC cobrindo toda a célula de carga (Figura 3.49).

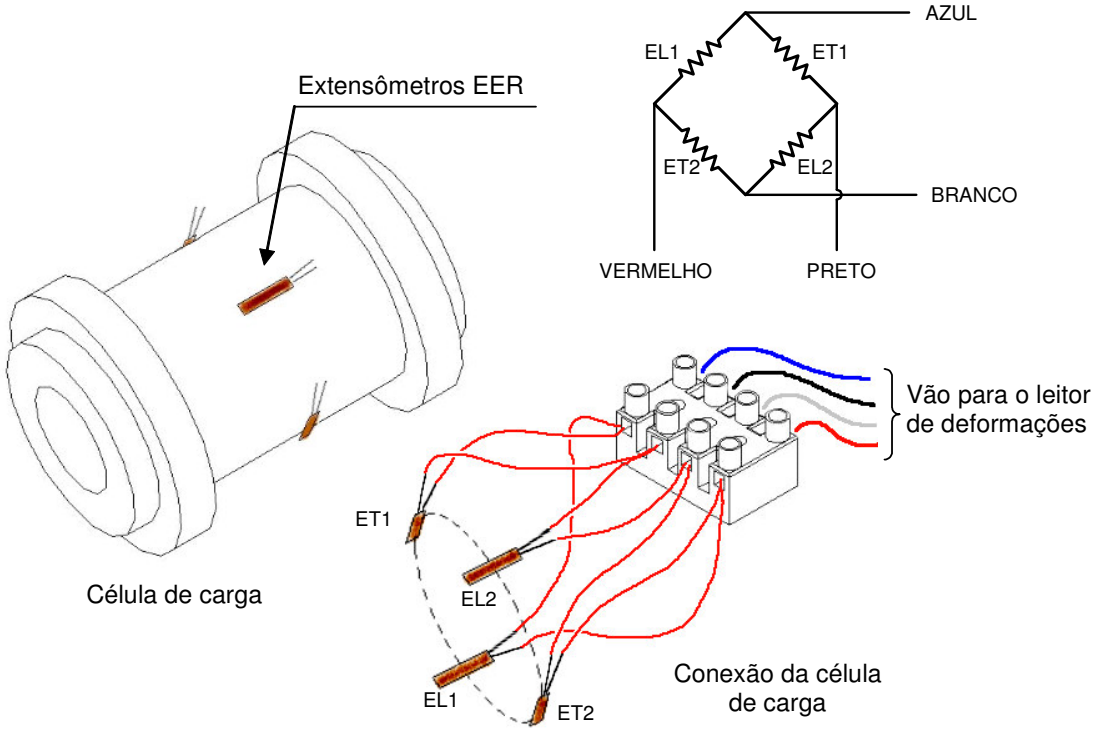


Figura 3.48 Esquema de conexão dos extensômetros nas células de carga

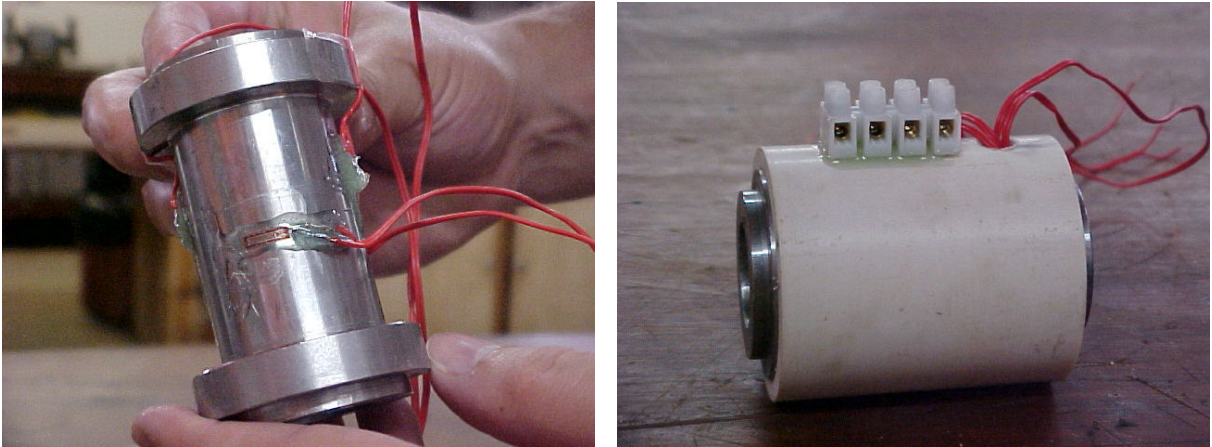


Figura 3.49 Instrumentação e proteção das células de carga

A calibração das células de carga foi feita em uma prensa com a comprovação da carga da prensa através de uma célula de carga de capacidade de 500 kN (Figura 3.50). A calibração se deu por meio da aplicação de 5 ciclos de carregamentos com passos de cargas de 10 kN até 180 kN, 15 % a mais da carga de serviço.



Figura 3.50 Calibração das células de carga

As tabelas e gráficos referentes à calibração das células de cargas são apresentadas no apêndice B.

4- RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios dos materiais empregados nos ensaios das lajes (concreto e armaduras de flexão passiva), e dos resultados obtidos no programa experimental: deformação das armaduras, perdas de protensão, deslocamentos verticais, mapa de fissuração, carga última e modo de ruptura.

4.1- MATERIAIS

4.1.1- Concreto

A Tabela 4.1 e a Tabela 4.1 apresentam respectivamente os resultados dos ensaios de corpos-de-prova de concreto realizados no Laboratório de Materiais do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, para as duas concretagens realizadas. Foram ensaiados nove corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 150 mm e 300 mm de comprimento para cada duas lajes, sendo três para compressão axial, três para o ensaio de tração por compressão diametral e os outros três para a obtenção do módulo de elasticidade secante do concreto.

Para a determinação da resistência à tração do concreto por compressão diametral, utilizou-se a expressão apresentada na equação (4.1), vinda da Teoria da Elasticidade e sugerida para utilização em ensaios de concreto à tração pelo Prof. Lobo Carneiro.

$$f_{ctj} = \frac{0,55 \cdot F}{d \cdot h} \quad (4.1)$$

onde:

F é a carga de ruptura do corpo-de-prova;

d e h são o diâmetro e altura do corpo-de-prova.

Para o ensaio do módulo de elasticidade foi empregado um equipamento com base de medição de 145 mm e utilizou-se o plano de carga número três da norma NBR 8522/1984, segundo o qual deve-se aplicar um carregamento com incrementos de 10% da possível carga de ruptura, efetuando-se uma pausa de 60 segundos entre um carregamento e o outro, até

atingir 80% da carga de ruptura estimada. O módulo secante é calculado segundo a expressão (4.2).

$$E_{\text{sec},n} = \frac{\sigma_n - \sigma_{\text{inf}}}{\epsilon_n - \epsilon_0} \quad (4.2)$$

onde:

$E_{\text{sec},n}$ módulo de elasticidade secante correspondente à inclinação da reta unindo os pontos do diagrama tensão-deformação relativos às tensões $\sigma_{\text{inf}} = 0,5 \text{ MPa}$ e σ_n ;

σ_n tensão considerada para o cálculo do módulo secante;

ϵ_n deformação específica correspondente à tensão σ_n ;

n passos de carga desde 0,1; 0,2..... até 0,8 da carga de ruptura;

ϵ_0 deformação específica correspondente à leitura inicial.

O módulo de elasticidade secante do concreto na Tabela 4.1 é o correspondente a 40 % da carga de ruptura.

Tabela 4.1 Resultados experimentais dos corpos-de-prova de concreto para a primeira concretagem

	Lajes	Idade (dias)	Peso Esp. (kg/m ³)	f_{cj} (MPa) ⁽¹⁾	f_{cj} médio (MPa)	f_{ctj} (MPa) ⁽²⁾	f_{ctj} médio (MPa)	$E_{\text{sec},0.4fc}$ (GPa)	$E_{\text{sec},0.4fc}$ médio (GPa) ⁽³⁾
Primeira Concretagem (L1 – L7)	L1	97	2277	46,4	46,8	4,5	4,3	27,1	28,0
				-					
				46,4					
				47,0					
				47,5					
	L2	57	2219	46,7	46,0	3,7	3,1	26,5	26,1
				-					
				40,8					
				42,4					
				45,3					
	L3 e L4	70	2282	51,9	45,1	3,0	3,2	25,8	27,9
				49,4					
				43,3					
				43,3					
				41,0					

				47,6		3,5		30,2	
				47,8					
				47,3					
	L5 e L6	88	2277	43,6	48,5	3,9	3,8	26,6	26,0
				48,7					
				47,0					
				51,5					
				49,8					
	50,4								
	L7	97	2277	46,4	46,8	4,5	4,3	27,1	28,0
				-					
				46,4					
				47,0					
				47,5					
	46,7								

(1) NBR 5739;

(2) NBR 7222;

(3) NBR 8522.

Tabela 4.2 Resultados experimentais dos corpos-de-prova de concreto para a segunda concretagem

	Lajes	Idade (dias)	Peso Esp. (kg/m ³)	f _{cj} (MPa) ⁽¹⁾	f _{cj} médio (MPa)	f _{ctj} (MPa) ⁽²⁾	f _{ctj} médio (MPa)	E _{sec,0.4fc} (GPa)	E _{sec,0.4fc} médio (GPa) ⁽³⁾
Segunda Concretagem (L8 – L15)	L8 e L9	39	2330	50,1	49,8	3,9	3,95	25,7	28,4
				49,5					
				48,7					
				47,8					
				50,9					
	51,7								
	L10, L11 e L12	53	2332	55,2	53,3	2,6	2,79	28,1	28,7
				47,9					
				52,2					
				53,8					
				55,2					
	55,7								
	L13, L14 e L15	434	2333	51,4	55,2	4,0	3,96	28,6	29,6
				56,4					
				54,7					
56,6									
56,8									
-									

(1) NBR 5739;

(2) NBR 7222;

(3) NBR 8522.

4.1.2- Armadura aderente (passiva)

Para todas as lajes foram utilizadas barras de diâmetro 6,3 mm na armadura inferior (positiva). Para a armadura negativa foram utilizadas barras de 8 e 10 mm. No primeiro grupo (L1 – L7) utilizaram-se barras de diâmetro 8 mm nas duas direções da armadura de flexão negativa (malha superior) e, nos grupos restantes de lajes (L8 – L15), foram usadas barras de 8 mm e 10 mm. As características destes aços empregados, como tensões de escoamento (f_y), deformações correspondentes ao início do escoamento (ϵ_y), tensões de ruptura f_u e módulo de elasticidade E_s , estão apresentados na Tabela 4.3. Os gráficos apresentados na Figura 4.1 e na Figura 4.2 apresentam as curvas tensão-deformação para os diâmetros de 6,3mm e 8mm, respectivamente, com médias de três amostras ensaiadas para cada bitola.

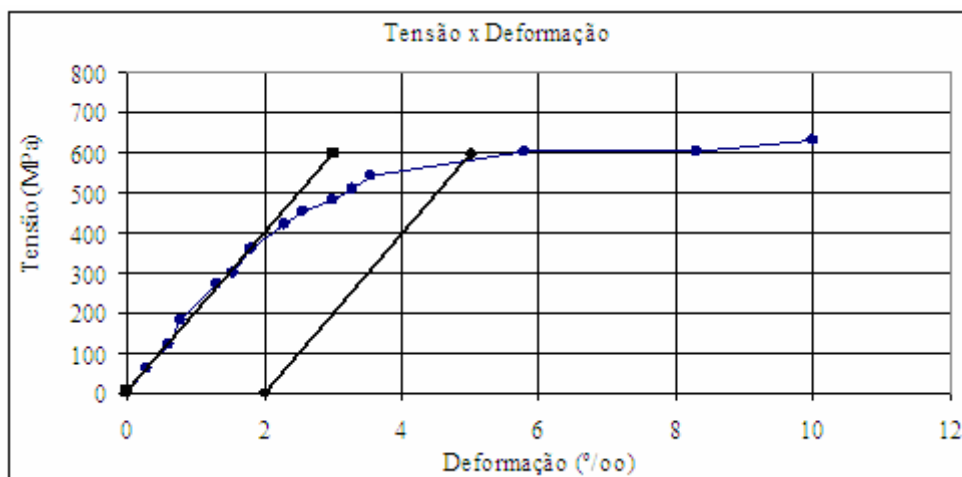


Figura 4.1 Gráfico tensão vs deformação para barras de 6,3mm

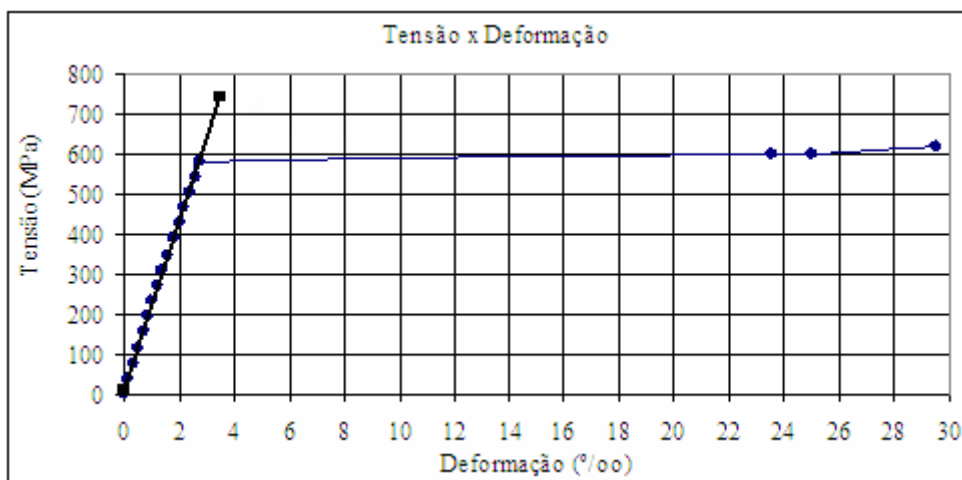


Figura 4.2 Gráfico tensão vs deformação para barras de 8,0mm

Tabela 4.3 Características dos aços empregados nas lajes

ϕ (mm)	Área efetiva (mm ²)	f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	f_u (MPa)	E_s (Gpa)
6,3	32,5	568	4,9	765	198
8,0	53,2	592	2,8	711	206

As barras de diâmetro 6,3mm apresentaram um comportamento parecido com aços “tipo B”, não apresentando um patamar de escoamento definido, ao contrário das amostras de 8,0mm que apresentaram um comportamento de aço tipo A, com o início do patamar de escoamento bem definido e módulo de elasticidade aproximado de $E = 210$ GPa.

4.1.3- Armadura não aderente (monocordoalha de protensão)

As características das monocordoalhas engraxadas utilizadas na protensão são apresentadas na Tabela 4.4, baseadas nas informações fornecidas pela CIA Siderúrgica Belgo-Mineira.

Tabela 4.4 Características das monocordoalhas de protensão

Tipo de cordoalha	\emptyset 12,7 mm (1/2")
Área mínima (mm ²)	98,7
Área aproximada (mm ²)	101,4
Peso linear com bainha e graxa (kg/m)	0,98
Carga de ruptura - f_{ptk} (kN)	187,3
Carga de escoamento - f_{pyk} (kN)	
Módulo de elasticidade (GPa)	196
Alongamento após ruptura	3,5%
ϕ cordoalha + bainha (mm)	15,5

4.2- FORÇA DE PROTENSÃO EFETIVA E PERDAS NO PROCESSO DE PROTENSÃO

O processo de protensão utilizado nos ensaios foi monitorado por meio de duas células de carga, uma posicionada do lado da ancoragem ativa, com capacidade de 500kN, chamada célula de carga de protensão, e outra posicionada na ancoragem passiva de cada cabo, com capacidade de 200kN, célula de carga esta que ficava posicionada até o final do ensaio, como visto no Capítulo 3. A força de protensão nominal inicial P_i utilizada nos ensaios foi de 150 kN por cabo, registrada com a célula de carga de protensão (lado ativo), resultando em uma força de aproximadamente 130 kN após o processo de reprotensão, e após as perdas imediatas: perda por atrito, perda por cravação da ancoragem e perda por deformação instantânea do concreto ou encurtamento do concreto. A posição dos cabos e das células de carga posicionadas do lado passivo dos cabos é mostrada novamente na Figura 4.3.

A determinação da força de protensão efetiva (após as perdas) de cada cabo foi realizada com as células de carga instaladas do lado da ancoragem passiva. A Tabela 4.5 e a Figura 4.4 apresentam para a laje L1 respectivamente a variação da força de protensão durante o processo de protensão dos cabos, nas várias etapas: a) força de protensão inicial; b) força após a perda por cravação; c) força após a reprotensão; e d) força final (efetiva) de protensão. Os mesmos dados para as demais lajes (L2 a L15) são apresentados nas tabelas 4.6 a 4.19, e nas figuras 4.5 a 4.18.

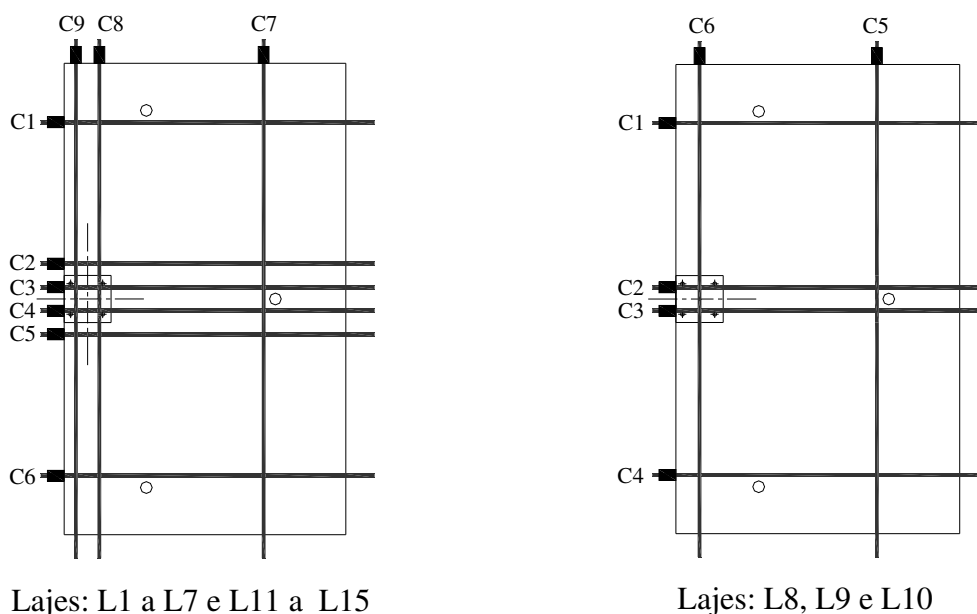


Figura 4.3 Localização dos cabos de protensão

Tabela 4.5 Força de protensão nos cabos da laje L1

Cabos	Traçado do cabo	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	153,0	96,0	153,7	120,9	120,4
2	Poligonal	149,2	98,0	148,9	124,5	122,1
3	Poligonal	152,0	99,8	146,0	125,7	123,6
4	Poligonal	147,3	93,7	142,0	117,8	115,6
5	Poligonal	150,5	103,6	154,2	139,4	138,1
6	Reto	150,5	102,2	153,3	137,3	136,0
7	Poligonal	152,8	119,9	147,4	136,9	135,1
8	Poligonal	149,1	114,7	150,4	130,5	126,9
9	Poligonal	145,4	109,8	146,0	127,8	126,8

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

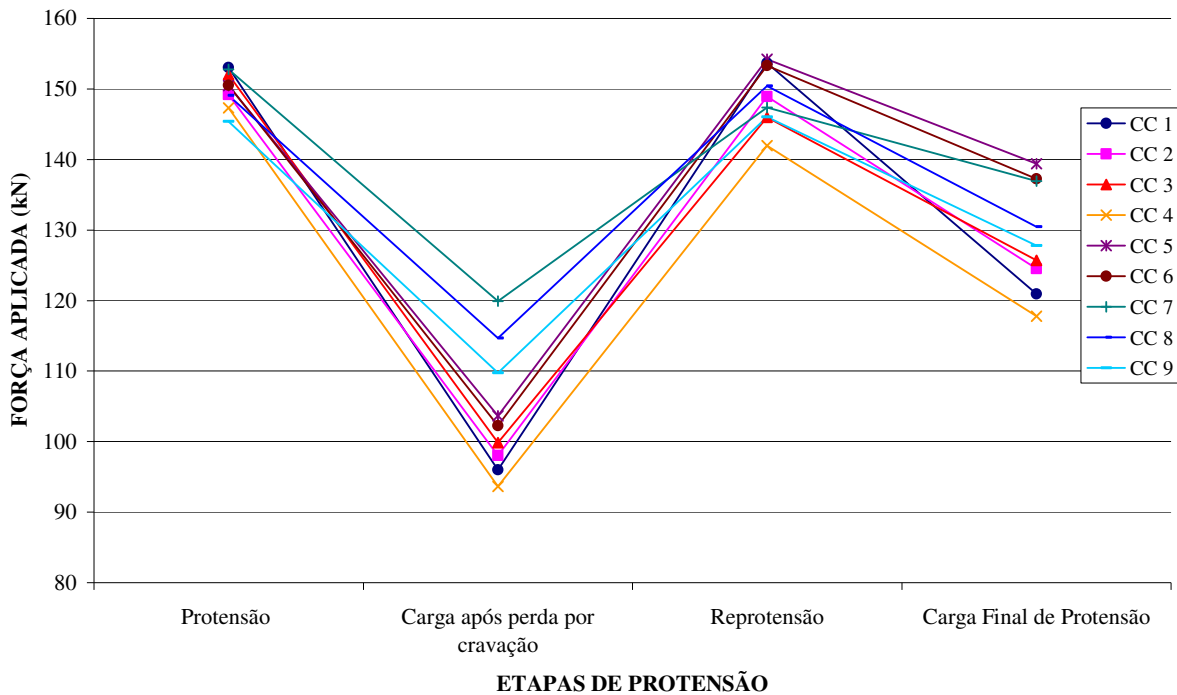


Figura 4.4 Etapas de protensão nos cabos da laje L1

Tabela 4.6 Força de protensão nos cabos da laje L2

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	153,0	102,9	154,1	113,4	113,1
2	Poligonal	150,2	107,7	151,0	122,4	119,6
3	Poligonal	141,4	99,3	146,2	111,1	106,5
4	Poligonal	149,7	111,2	156,5	123,7	120,3
5	Poligonal	144,9	92,0	150,7	112,2	111,3
6	Reto	156,7	111,6	160,6	122,4	119,4
7	Poligonal	142,4	102,0	143,7	119,6	117,1
8	Poligonal	150,8	103,5	155,4	134,2	133,3
9	Poligonal	148,2	121,9	150,7	140,3	136,8

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

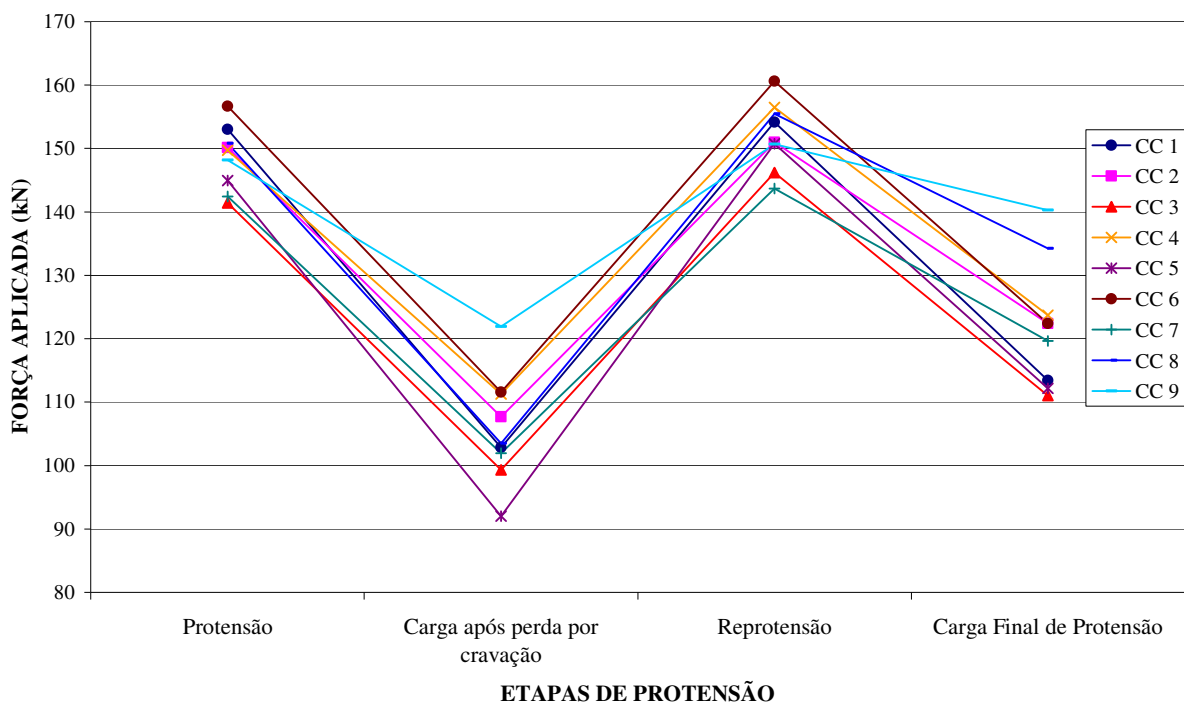


Figura 4.5 Etapas de protensão nos cabos da laje L2

Tabela 4.7 Força de protensão nos cabos da laje L3

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	155,1	100,2	165,9	142,8	142,2
2	Poligonal	142,7	79,1	143,7	109,8	104,9
3	Poligonal	148,6	89,6	150,3	121,3	118,1
4	Poligonal	145,3	88,8	146,7	120,7	117,6
5	Poligonal	160,5	100,5	160,4	136,0	130,0
6	Reto	148,2	96,7	150,6	127,2	124,4
7	Poligonal	148,1	111,3	153,7	144,6	142,4
8	Poligonal	153,5	113,0	156,9	146,2	142,4
9	Poligonal	152,3	111,2	157,3	146,8	144,9

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

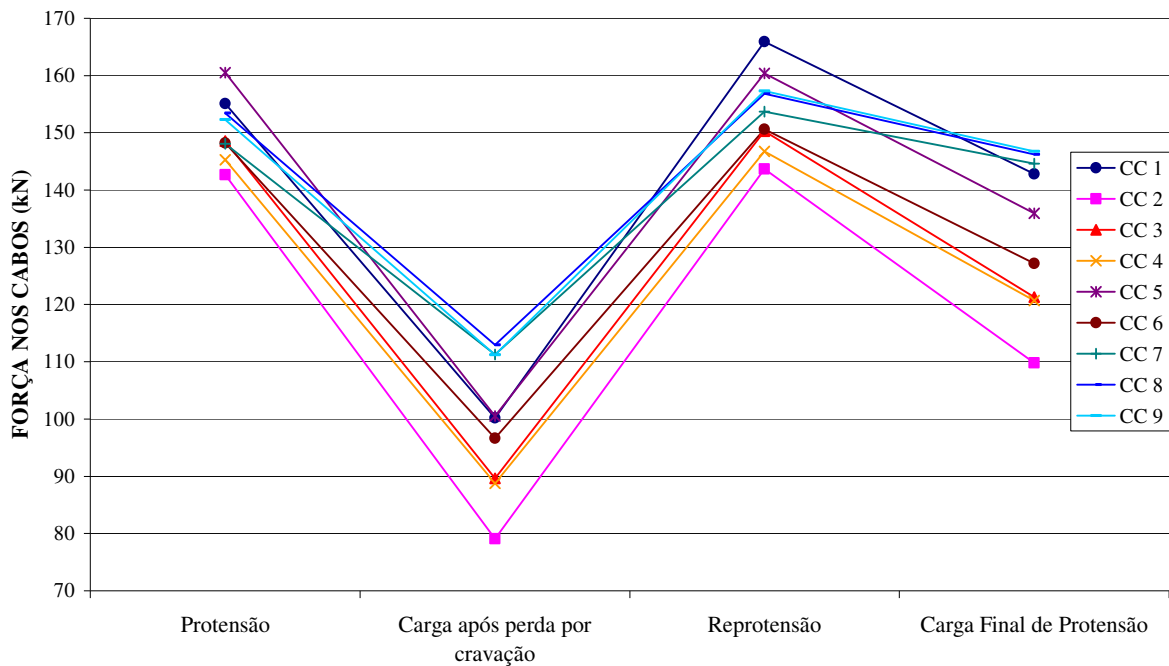


Figura 4.6 Etapas de protensão nos cabos da laje L3

Tabela 4.8 Força de protensão nos cabos da laje L4

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	149,2	96,4	150,6	128,1	126,8
2	Poligonal	149,9	95,1	150,0	131,7	127,5
3	Poligonal	151,3	93,9	151,7	129,2	124,5
4	Poligonal	150,2	105,1	154,6	138,0	135,6
5	Poligonal	154,3	104,0	155,4	138,3	135,9
6	Reto	147,0	83,0	147,6	115,9	115,2
7	Poligonal	149,2	115,0	150,0	138,4	136,7
8	Poligonal	150,8	111,4	149,4	134,0	129,6
9	Poligonal	143,2	98,9	149,4	134,2	132,3

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

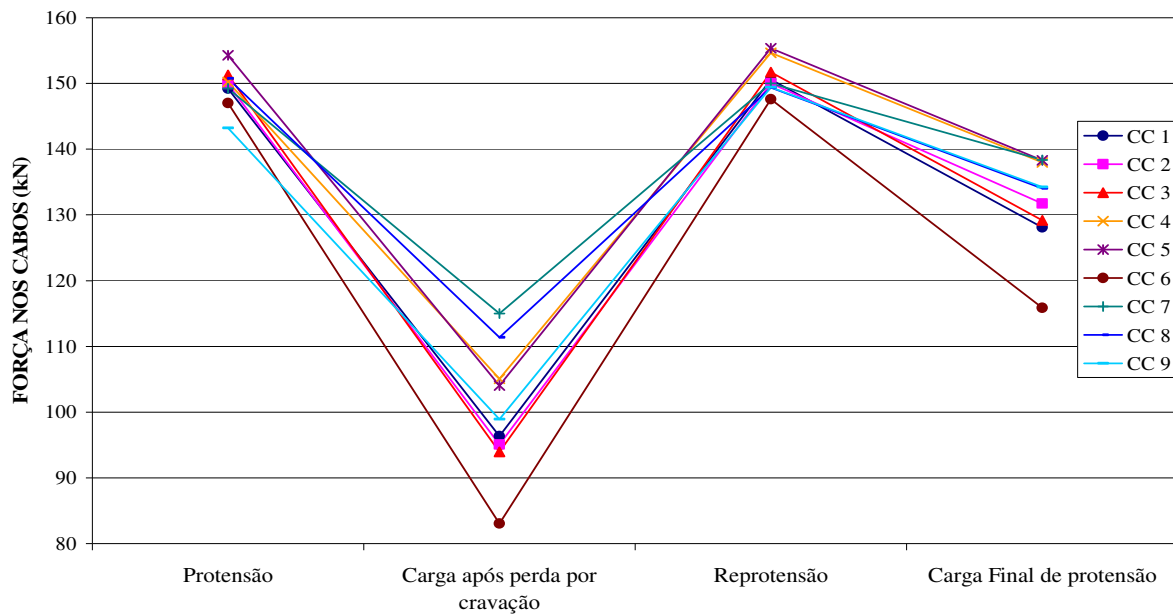


Figura 4.7 Etapas de protensão nos cabos da laje L4

Tabela 4.9 Força de protensão nos cabos da laje L5

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	146,1	101,6	150,6	133,0	130,8
2	Poligonal	155,7	92,6	154,3	126,8	124,0
3	Poligonal	149,6	105,5	153,7	141,3	140,6
4	Poligonal	146,3	84,1	147,2	118,0	118,0
5	Poligonal	154,9	102,3	158,4	134,0	130,5
6	Reto	150,3	102,2	156,3	135,6	134,0
7	Poligonal	142,7	107,6	145,3	131,5	130,0
8	Poligonal	152,6	119,2	153,2	143,5	139,8
9	Poligonal	144,5	106,7	145,5	131,2	130,3

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

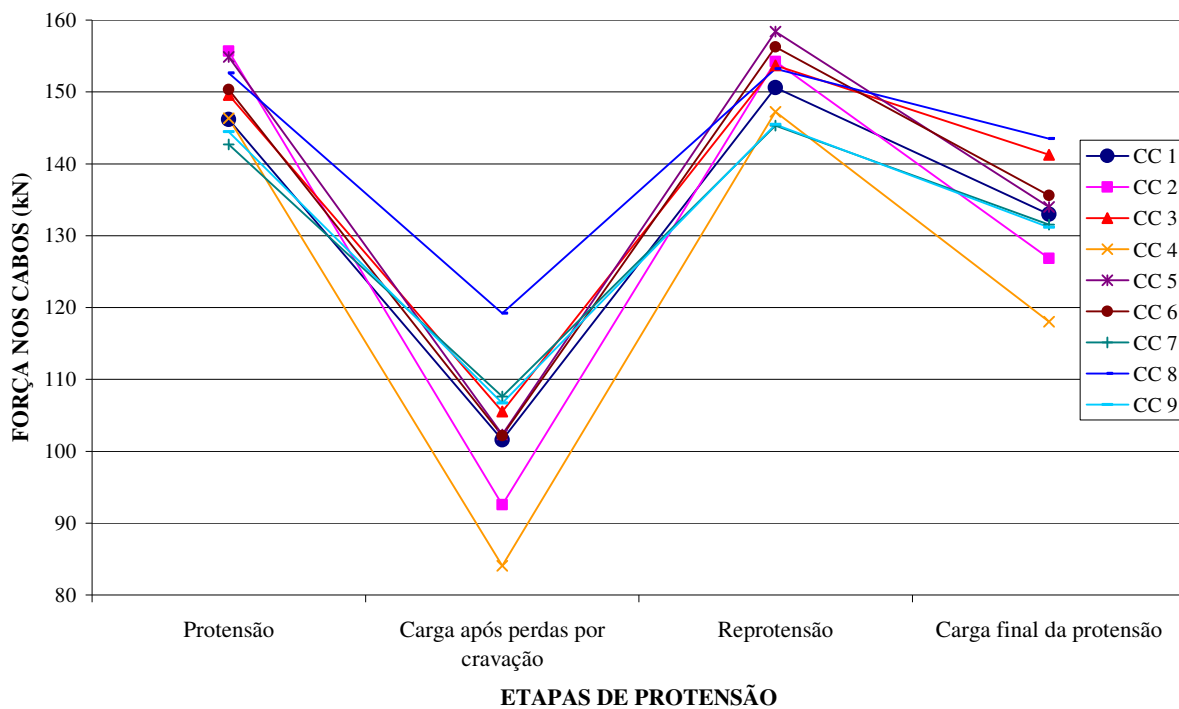


Figura 4.8 Etapas de protensão nos cabos da laje L5

Tabela 4.10 Força de protensão nos cabos da laje L6

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	148,9	103,4	152,5	135,9	135,6
2	Poligonal	146,0	85,8	150,1	115,9	113,8
3	Poligonal	148,3	95,7	153,4	128,9	123,8
4	Poligonal	149,7	93,2	151,3	127,3	125,9
5	Poligonal	154,2	101,8	156,1	136,0	135,4
6	Reto	152,2	103,1	161,4	137,7	136,1
7	Poligonal	143,2	110,0	144,6	132,6	131,7
8	Poligonal	159,5	127,8	158,8	142,8	140,6
9	Poligonal	135,3	98,4	137,0	120,2	119,1

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

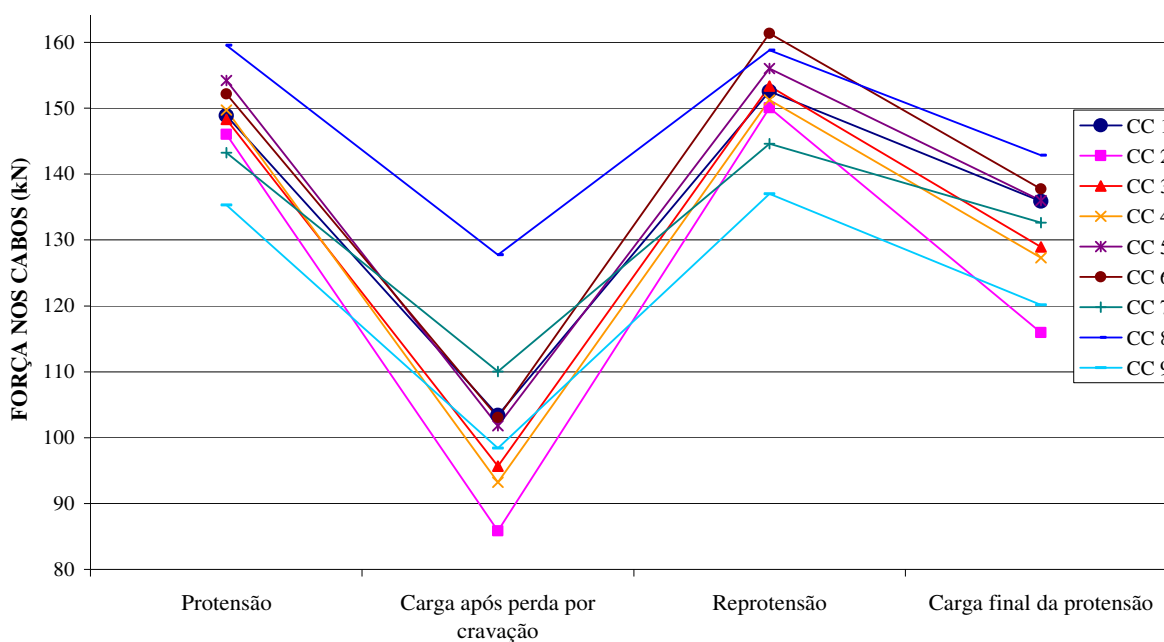


Figura 4.9 Etapas de protensão nos cabos da laje L6

Tabela 4.11 Força de protensão nos cabos da laje L7

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	150,6	102,9	154,6	137,6	137,1
2	Poligonal	149,6	93,2	154,4	124,6	122,2
3	Poligonal	147,0	88,9	150,0	123,2	120,7
4	Poligonal	152,1	91,6	153,6	127,0	125,4
5	Poligonal	153,5	103,5	154,9	138,8	137,6
6	Reto	149,3	96,2	151,6	130,0	130,0
7	Poligonal	147,5	109,5	145,2	129,4	124,8
8	Poligonal	146,9	111,6	148,9	133,1	130,1
9	Poligonal	145,8	110,7	146,4	134,7	132,7

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

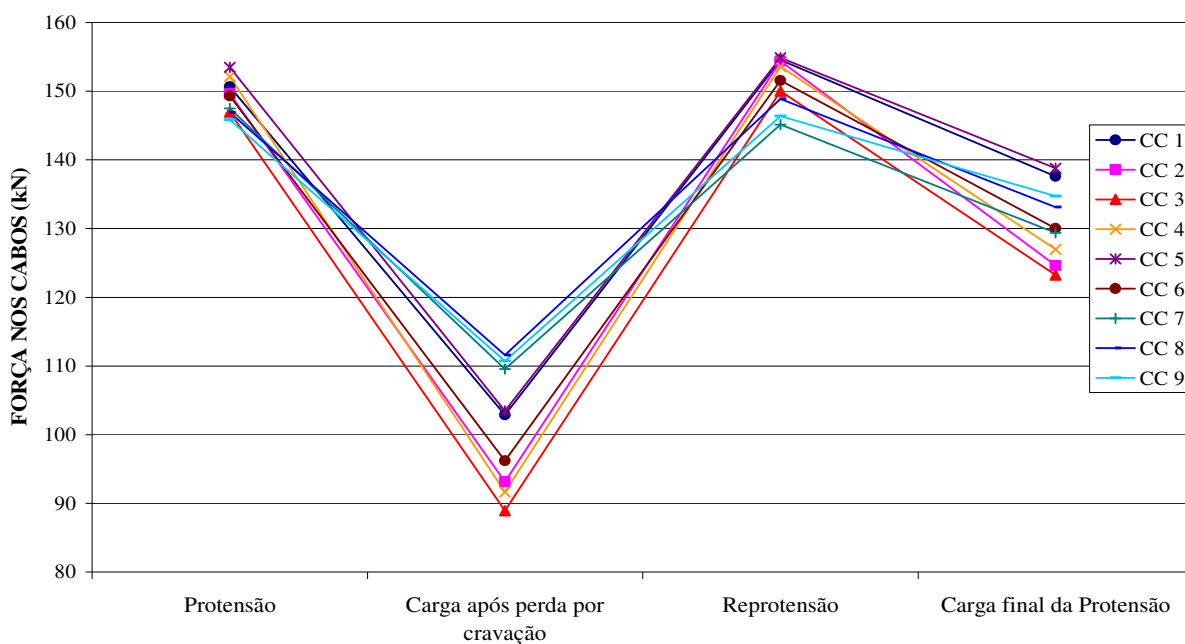


Figura 4.10 Etapas de protensão nos cabos da laje L7

Tabela 4.12 Força de protensão nos cabos da laje L8

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Poligonal	156,3	95,7	152,8	129,9	128,9
2	Poligonal	150,1	90,3	151,5	128,7	126,9
3	Poligonal	149,6	98,1	148,7	131,5	129,4
4	Poligonal	148,9	99,4	150,3	131,1	130,9
5	Poligonal	147,3	107,4	148,6	128,9	127,6
6	Poligonal	152,0	111,8	153,3	135,9	133,4

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

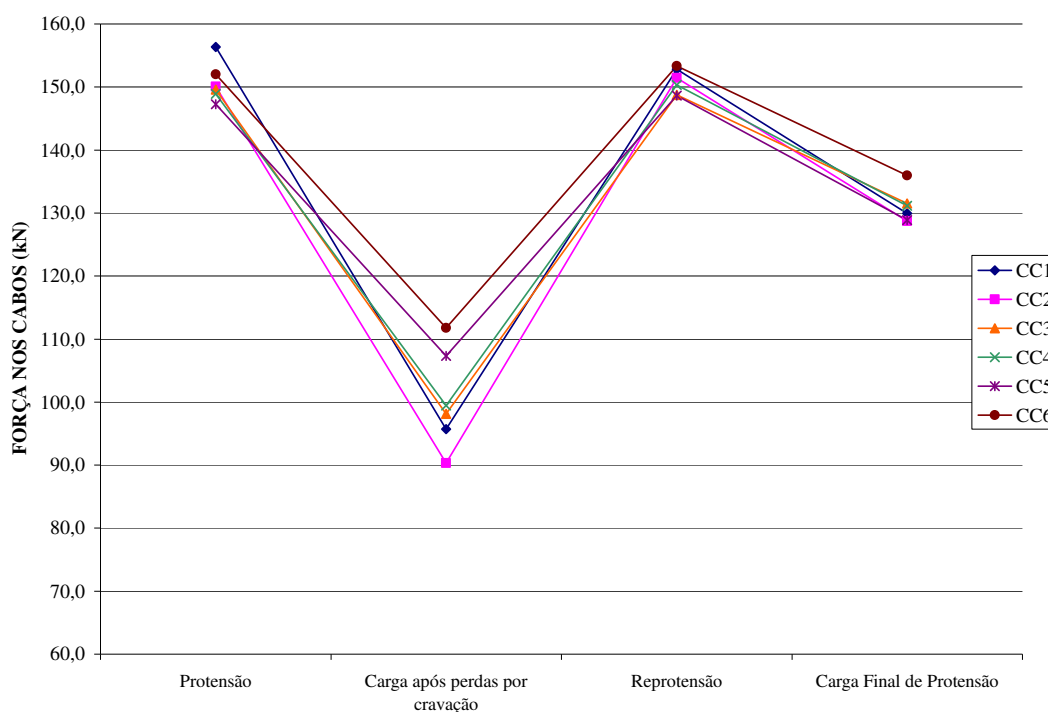


Figura 4.11 Etapas de protensão nos cabos da laje L8

Tabela 4.13 Força de protensão nos cabos da laje L9

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Poligonal	152,0	89,2	150,2	121,3	119,2
2	Poligonal	150,0	87,4	153,9	122,3	119,8
3	Poligonal	147,8	87,9	149,5	121,0	120,2
4	Poligonal	150,6	80,5	155,5	117,0	117,6
5	Poligonal	152,7	113,2	152,6	135,8	132,6
6	Poligonal	142,1	99,8	144,1	120,6	117,5

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ – Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

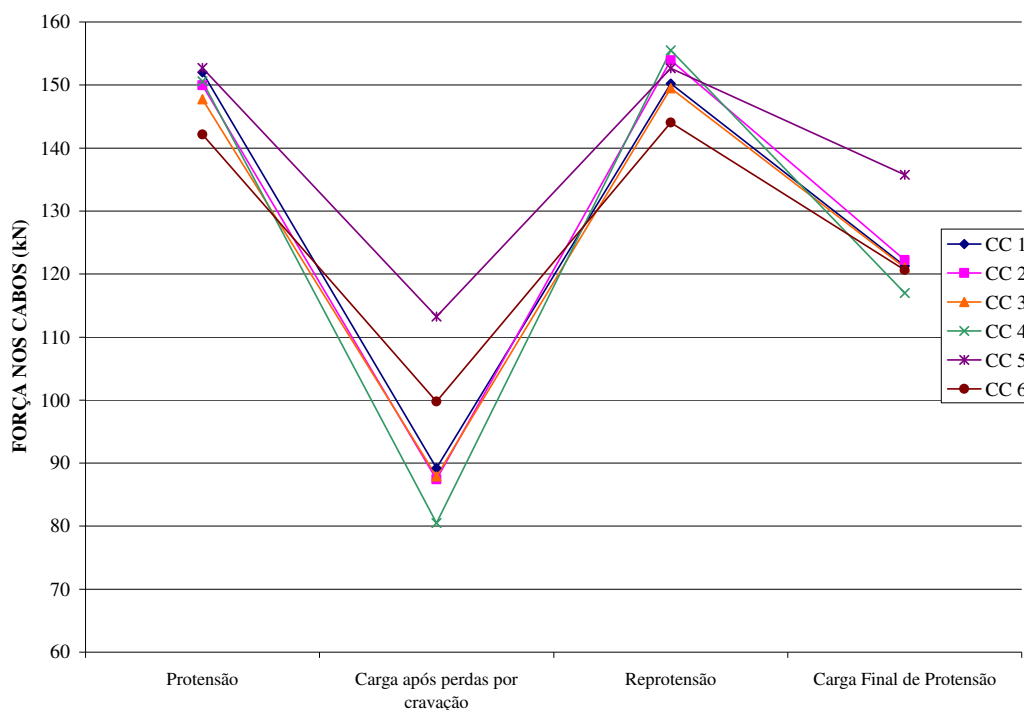


Figura 4.12 Etapas de protensão nos cabos da laje L9

Tabela 4.14 Força de protensão nos cabos da laje L10

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Poligonal	144,6	82,3	144,0	111,9	127,0
2	Poligonal	158,8	94,2	154,7	128,6	128,0
3	Poligonal	144,6	92,1	146,8	124,9	123,0
4	Poligonal	142,2	87,9	141,7	119,1	118,2
5	Poligonal	149,0	105,5	142,4	127,6	126,5
6	Poligonal	152,0	114,2	147,8	136,2	134,6

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

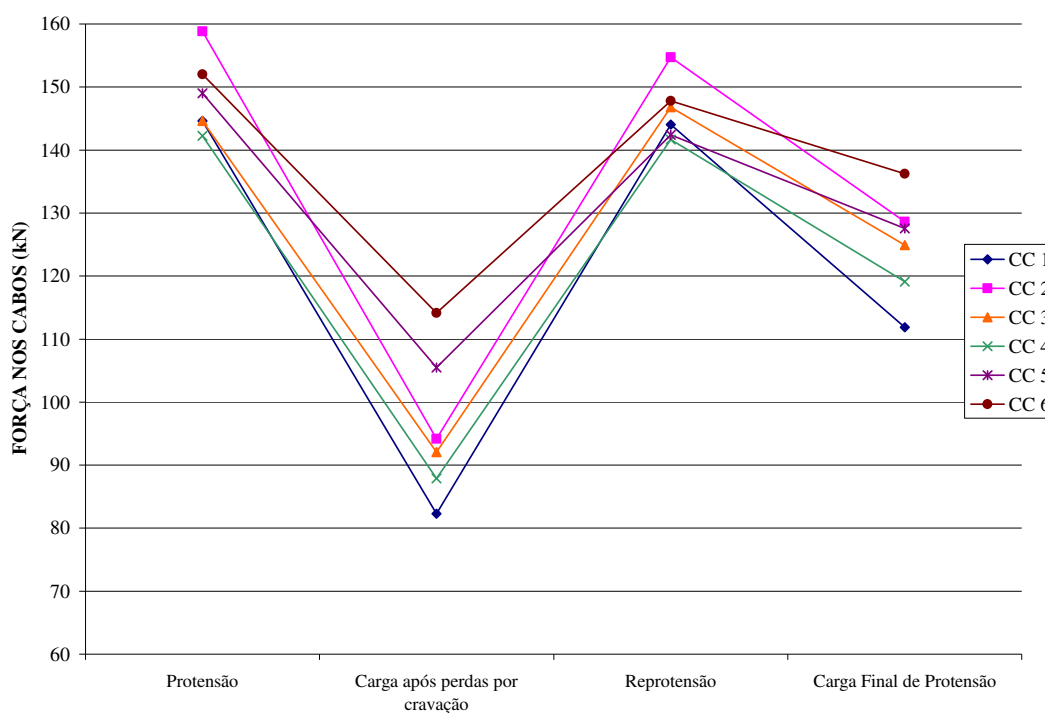


Figura 4.13 Etapas de protensão nos cabos da laje L10

Tabela 4.15 Força de protensão nos cabos da laje L11

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	146,4	87,5	146,0	121,6	120,7
2	Poligonal	148,3	85,2	143,9	124,1	121,5
3	Poligonal	148,4	89,6	148,0	125,5	123,6
4	Poligonal	146,9	85,2	146,6	120,6	117,9
5	Poligonal	146,2	86,3	144,3	121,4	121,0
6	Reto	143,5	87,9	143,8	121,0	120,1
7	Poligonal	135,6	102,6	132,9	123,0	122,0
8	Poligonal	143,1	105,1	138,3	132,0	128,0
9	Poligonal	143,3	105,7	145,4	129,5	127,8

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

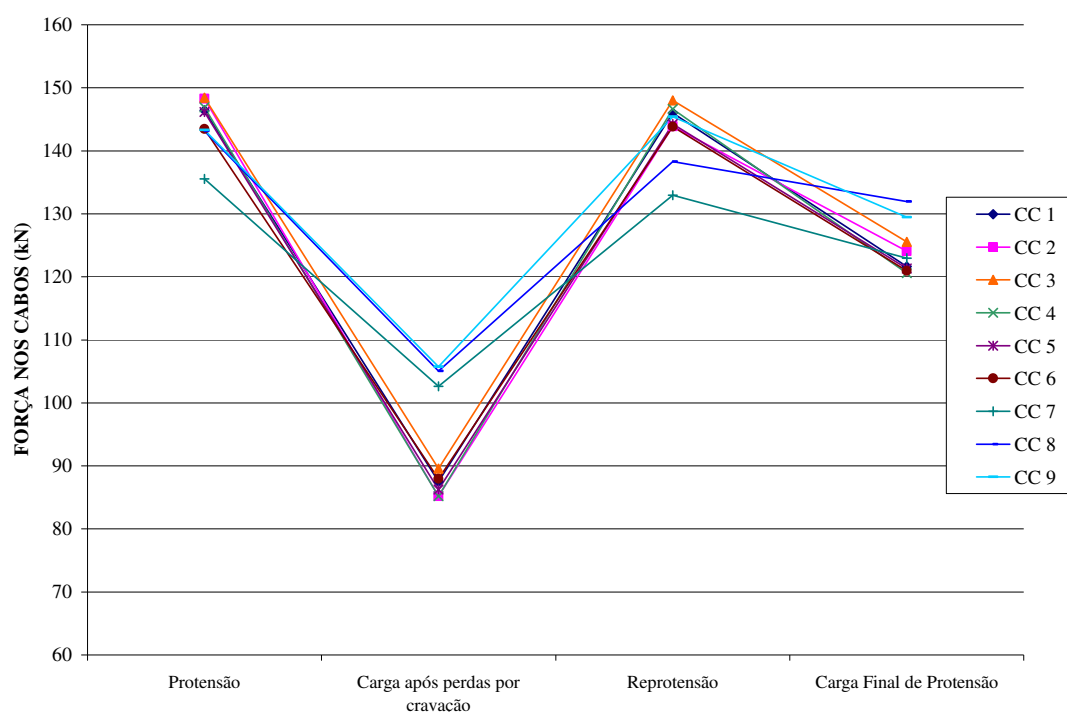


Figura 4.14 Etapas de protensão nos cabos da laje L11

Tabela 4.16 Força de protensão nos cabos da laje L12

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	147,4	91,0	146,7	123,2	122,1
2	Poligonal	156,8	95,8	153,0	130,1	127,8
3	Poligonal	150,6	107,2	151,0	133,6	132,7
4	Poligonal	145,8	91,3	145,8	125,4	120,7
5	Poligonal	149,7	90,5	146,1	128,6	127,0
6	Reto	146,0	83,6	142,3	119,0	117,4
7	Poligonal	141,5	103,7	138,8	124,2	123,1
8	Poligonal	146,7	107,0	141,6	129,9	127,3
9	Poligonal	143,2	108,4	140,3	130,7	128,6

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

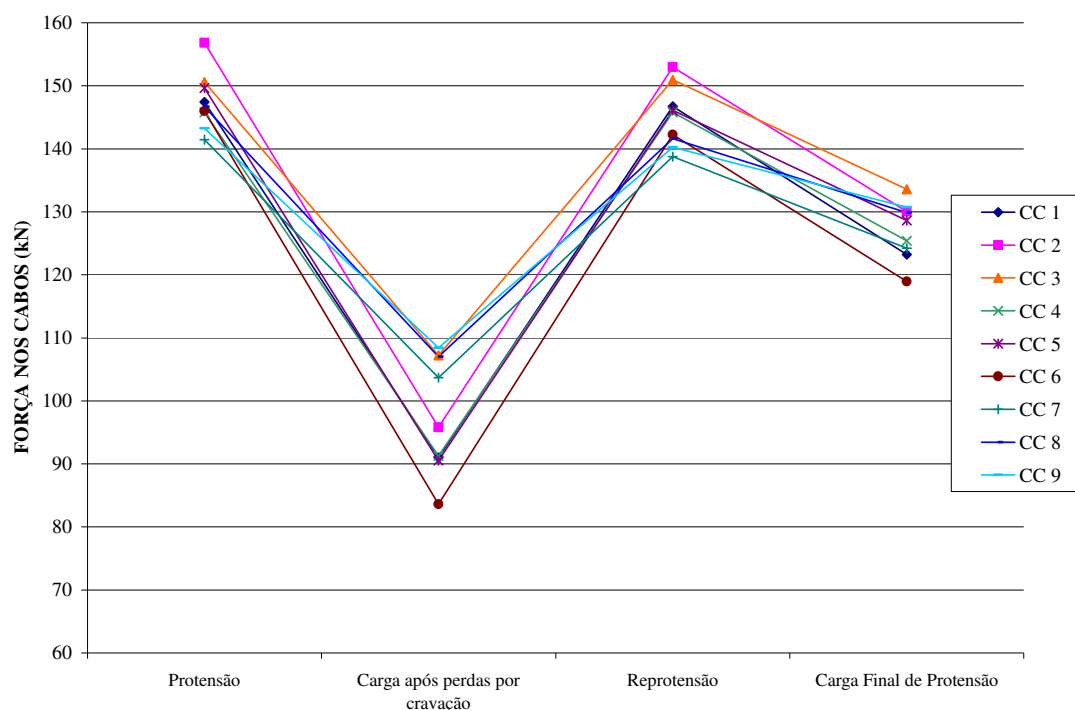


Figura 4.15 Etapas de protensão nos cabos da laje L12

Tabela 4.17 Força de protensão nos cabos da laje L13

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	144,6	90,7	145,5	121,2	-
2	Poligonal	140,7	77,8	141,8	111,3	107,8
3	Poligonal	147,7	91,7	148,5	121,8	120,3
4	Poligonal	149,8	84,7	150,4	120,2	119,6
5	Poligonal	148,4	88,5	148,4	119,2	117,9
6	Reto	150,3	96,7	150,3	126,8	125,2
7	Poligonal	148,9	109,7	148,8	131,3	129,6
8	Poligonal	151,6	114,3	151,3	137,7	135,4
9	Poligonal	145,8	96,5	146,6	118,6	118,0

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

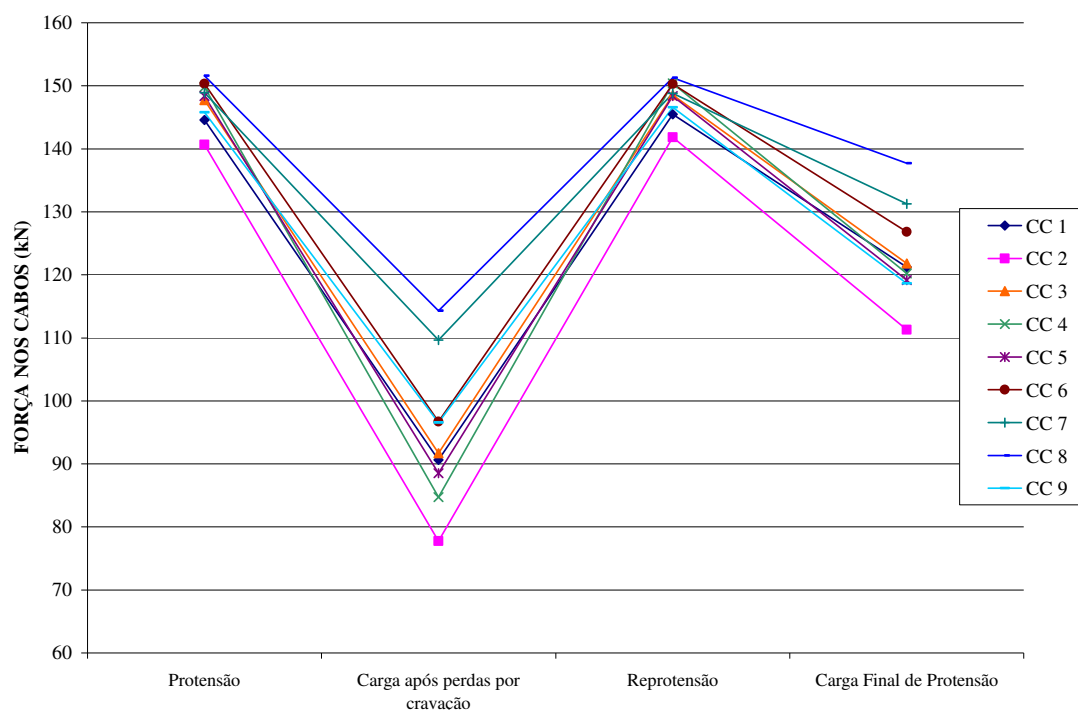


Figura 4.16 Etapas de protensão nos cabos da laje L13

Tabela 4.18 Força de protensão nos cabos da laje L14

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	154,2	89,0	152,6	125,6	124,9
2	Poligonal	149,4	89,6	150,0	120,8	118,7
3	Poligonal	146,9	92,3	144,5	125,8	123,9
4	Poligonal	151,0	88,1	154,5	122,1	120,4
5	Poligonal	145,9	87,1	145,1	120,0	118,9
6	Reto	151,7	92,7	151,6	125,8	124,4
7	Poligonal	150,1	116,0	149,7	139,2	138,2
8	Poligonal	152,8	108,5	135,7	126,6	123,7
9	Poligonal	149,5	105,9	133,7	124,4	122,7

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

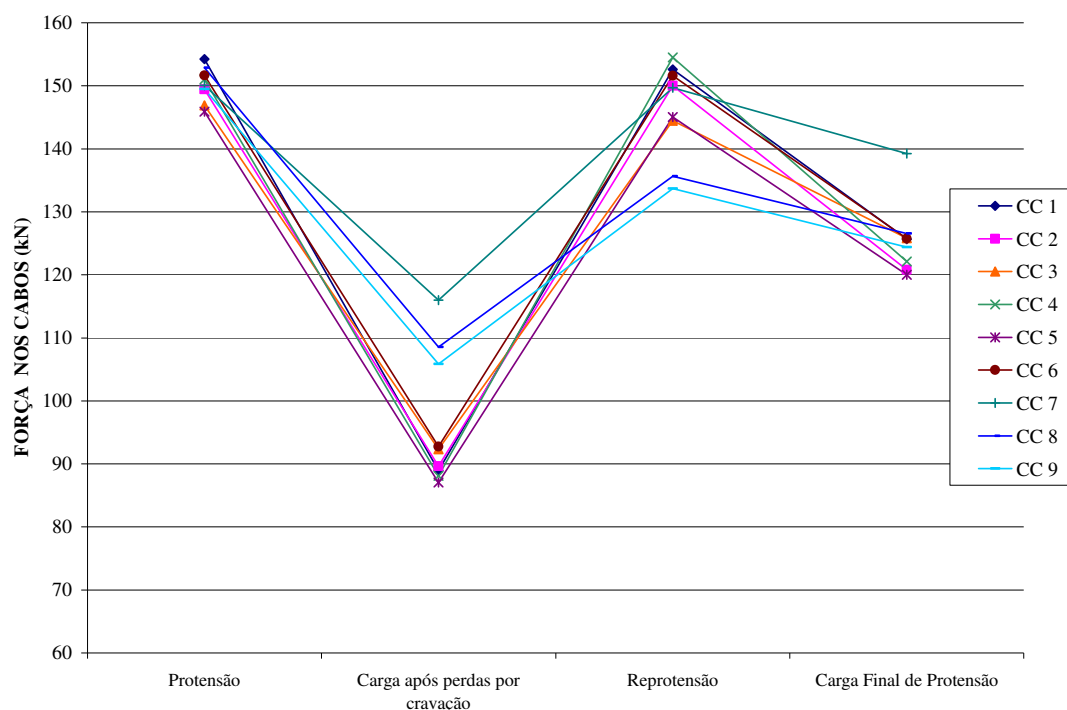


Figura 4.17 Etapas de protensão nos cabos da laje L14

Tabela 4.19 Força de protensão nos cabos da laje L15

Cabos	Traçado dos cabos	Valores obtidos a partir das células de carga				
		Protensão dos cabos		Reprotensão dos cabos		P ₀ (kN)
		P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)	P _{ri} (kN)	P _{r0} (kN)	
1	Reto	152,9	83,5	149,0	119,6	110,3
2	Poligonal	151,1	89,9	151,8	126,0	123,4
3	Poligonal	152,6	87,9	153,7	123,7	117,4
4	Poligonal	151,0	87,9	154,4	121,7	119,4
5	Poligonal	156,5	91,3	153,2	125,0	124,1
6	Reto	150,9	80,6	152,9	119,7	118,3
7	Poligonal	153,5	105,4	141,3	123,7	-
8	Poligonal	159,9	119,7	154,0	137,3	134,5
9	Poligonal	156,9	113,8	157,5	132,2	131,3

P_{pi} - Força de protensão aplicada na etapa de protensão.

P_{p0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de protensão.

P_{ri} - Força de protensão aplicada na etapa de reprotensão.

P_{r0} - Força de protensão no cabo após as perdas na etapa de reprotensão.

P₀ - Força de protensão nos cabos no início do ensaio.

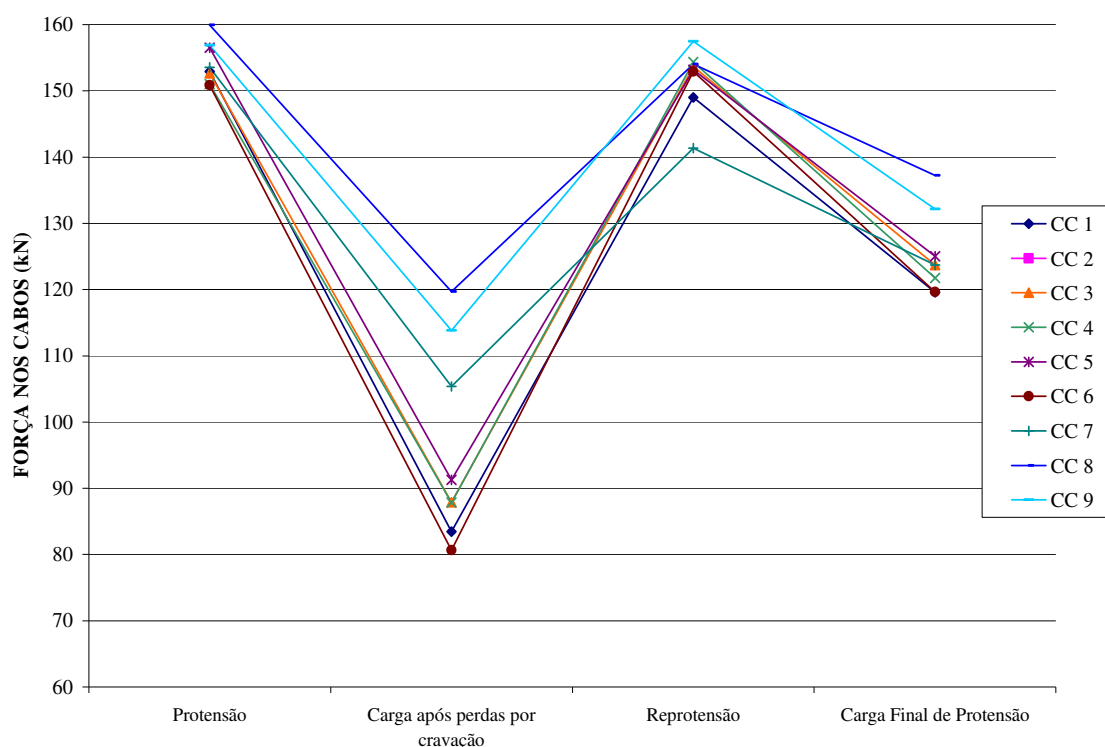


Figura 4.18 Etapas de protensão nos cabos da laje L15

Observa-se na Tabela 4.17, que apresenta a variação das forças de protensão dos cabos da laje L13, que a célula de carga do cabo 1 deixou de funcionar ao começo do ensaio, e o

mesmo ocorreu com o cabo 7 da laje L15 (Tabela 4.19). Para os cálculos posteriores, a força nestes cabos foi tomada como a média dos outros cabos na mesma direção.

A Tabela 4.20, apresenta, respectivamente, para os cabos perpendiculares e paralelos à borda, para todas as lajes, um resumo da força inicial de protensão (P_i), da força média de protensão no início do ensaio (força efetiva) (P_0), e da perda inicial de protensão (ΔP). Após as perdas iniciais, a força de protensão resultou em média 124 kN/cabo nos cabos perpendiculares à borda da laje, e em 130 kN/cabo nos cabos paralelos. Verificou-se uma perda maior nos cabos perpendiculares à borda das lajes por serem mais curtos, e, por conseguinte as perdas por cravação da ancoragem e por deformação instantânea do concreto serem mais significativas quando comparadas com os cabos paralelos à borda.

Tabela 4.20 Resumo das forças de protensão em cada direção

Laje	Cabos perpendiculares à borda			Cabos paralelos à borda		
	$P_{i\perp}$ (kN)	$P_{0\perp}$ (kN)	ΔP_{\perp} (%)	$P_{i\parallel}$ (kN)	$P_{0\parallel}$ (kN)	ΔP_{\parallel} (%)
L1	150,4	126,0	16,2	149,1	129,6	13,1
L2	149,3	115,0	23,0	147,1	129,1	12,2
L3	150,1	122,9	18,1	151,3	143,2	5,4
L4	150,3	127,6	15,1	147,7	132,9	10,0
L5	150,5	129,7	13,8	146,6	133,4	9,0
L6	149,9	128,4	14,3	146,0	130,5	10,6
L7	150,4	128,8	14,4	146,7	129,2	11,9
L8	151,2	129,0	14,7	143,2	130,5	8,9
L9	150,1	119,2	20,6	147,4	125,0	15,2
L10	147,5	124,1	23,4	150,5	130,5	20,0
L11	146,6	120,8	17,6	140,7	125,9	10,5
L12	149,4	124,6	16,6	143,8	126,3	12,2
L13	146,9	118,2	19,5	148,8	127,7	14,2
L14	149,9	119,1	20,5	150,8	128,2	15,0
L15	152,5	118,0	22,1	156,8	132,9	15,2

onde:

P_i – Força inicial média de protensão

P_0 – Força média de protensão no início do ensaio

ΔP – Perdas iniciais de protensão

4.3- VARIAÇÃO DA PROTENSÃO DOS CABOS DURANTE OS ENSAIOS

A variação da protensão durante o ensaio é chamada em algumas referências de sobre-tensão, fenômeno que ocorre na armadura de protensão ao passar do estado 1 (protensão + peso próprio) ao estado 2 (protensão + peso próprio + sobrecarga) (LEONHARDT). Neste trabalho, a sobre-tensão, que seria o aumento da força de protensão nos cabos durante o ensaio, é obtida com o alongamento adicional verificado no cabo de protensão, em função do carregamento aplicado, acarretando a descompressão do concreto.

A variação da força de protensão no decorrer do ensaio foi obtida através da leitura das células de cargas colocadas na ancoragem passiva de cada cabo como já registrado (Figura 4.3), para cada passo de carga da laje. As Figuras 4.19 a 4.30 apresentam a evolução das forças de protensão durante o ensaio de cada laje, enquanto a Tabela 4.21 apresenta um resumo da variação das forças de protensão dos cabos durante os ensaios e da sobre-tensão (MPa) verificada. São apresentadas, na direção perpendicular e na direção paralela ao bordo, as forças médias de protensão após todas as perdas imediatas (P_0), as forças médias de protensão no final do ensaio um passo de carga antes da ruptura (P_{pu}), a sobre-tensão - acréscimo de tensão nos cabos durante o ensaio ($\Delta\sigma$), e a variação em porcentagem da força de protensão durante o ensaio.

De forma geral observa-se que na direção que a laje está sendo mais solicitada acontece a maior sobre-tensão, e principalmente para as menores taxas de armadura passivas, como esperado. Desta foram a laje com menor aumento de tensão foi a L1 (direção perpendicular), com 2,5%, pois o carregamento aplicado foi na outra direção. O mesmo foi observado na laje L7, que apresentou a menor sobre-tensão na direção paralela (0,2%), para carregamento na direção perpendicular.

Observa-se também na Tabela 4.21 que os maiores acréscimos de tensões durante os ensaios ocorreram nas lajes L1 (16%) e L2 (11%), para cabos paralelos à extremidade. Este aumento é

justificável, pois as lajes L1 e L2 tiveram carregamentos preponderantes para a carga P_1 ($P_1 = 1$, $P_2 = 0$ para L1; e $P_1 = 1$, $P_2 = 0,25$ para L2). Para as demais lajes este acréscimo nos cabos paralelos ao borda variou entre 0,2% (laje L7) a 8,4% (laje L8).

Nos cabos perpendiculares ao borda, observou-se o maior aumento de tensão para as lajes L13 (11,3%), L14 (11,3%) e L15 (11,4%). As lajes L13 e L14 apresentavam a menor taxa de armadura passiva perpendicular à borda, o que resultou em uma solicitação da armadura ativa para resistir o carregamento aplicado. O aumento significativo de tensão na laje L15 foi resultado das grandes deformações observadas próximo da ruptura. Como vai ser observado posteriormente, esta laje não chegou a romper, e o critério de parada do ensaio foi precisamente o aumento de tensão nas cordoalhas que poderia provocar um acidente.

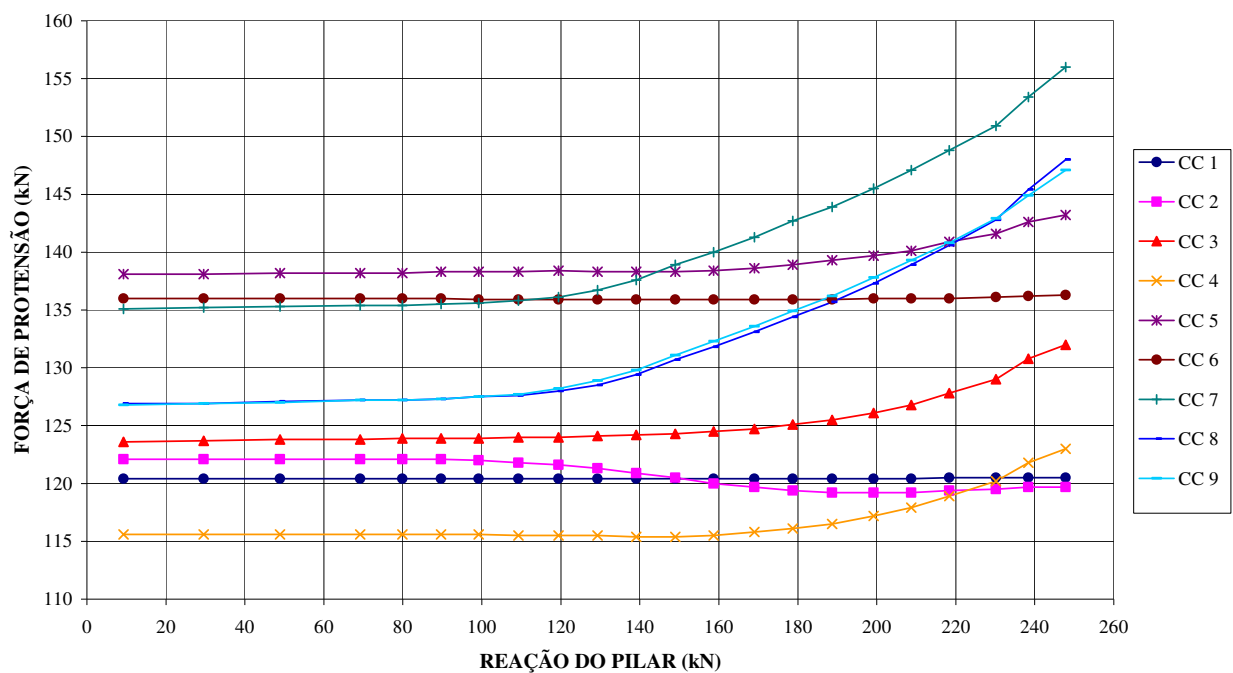


Figura 4.19 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L1

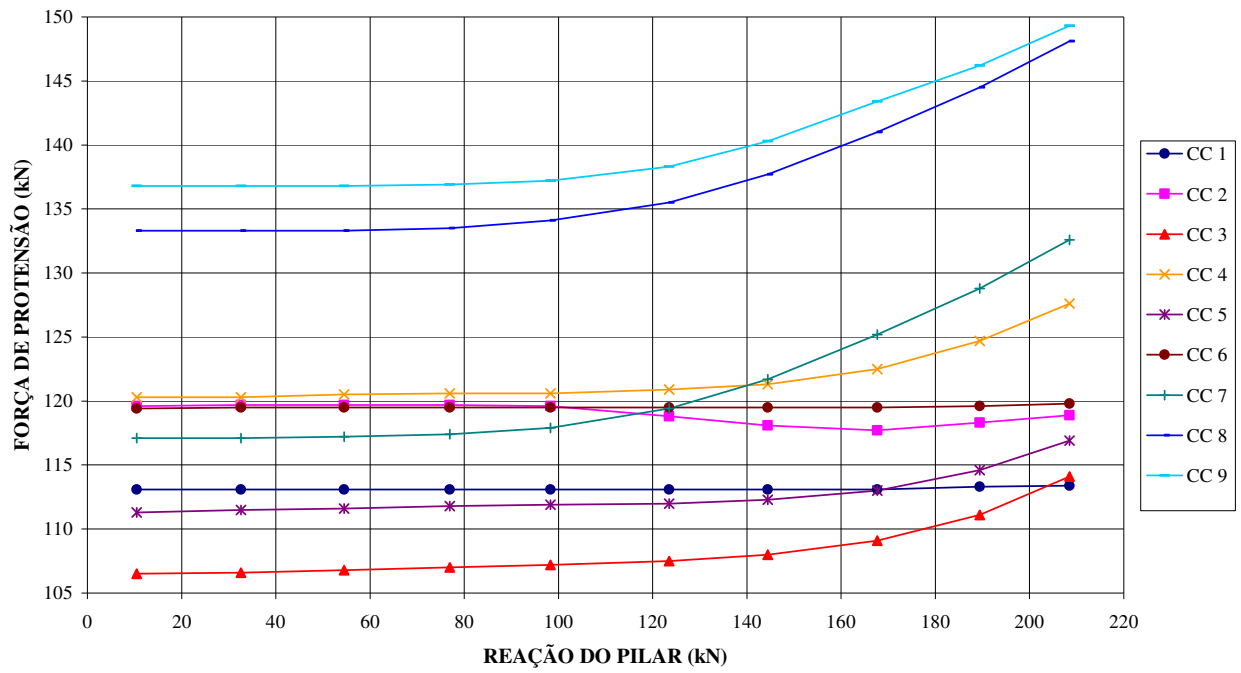


Figura 4.20 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L2

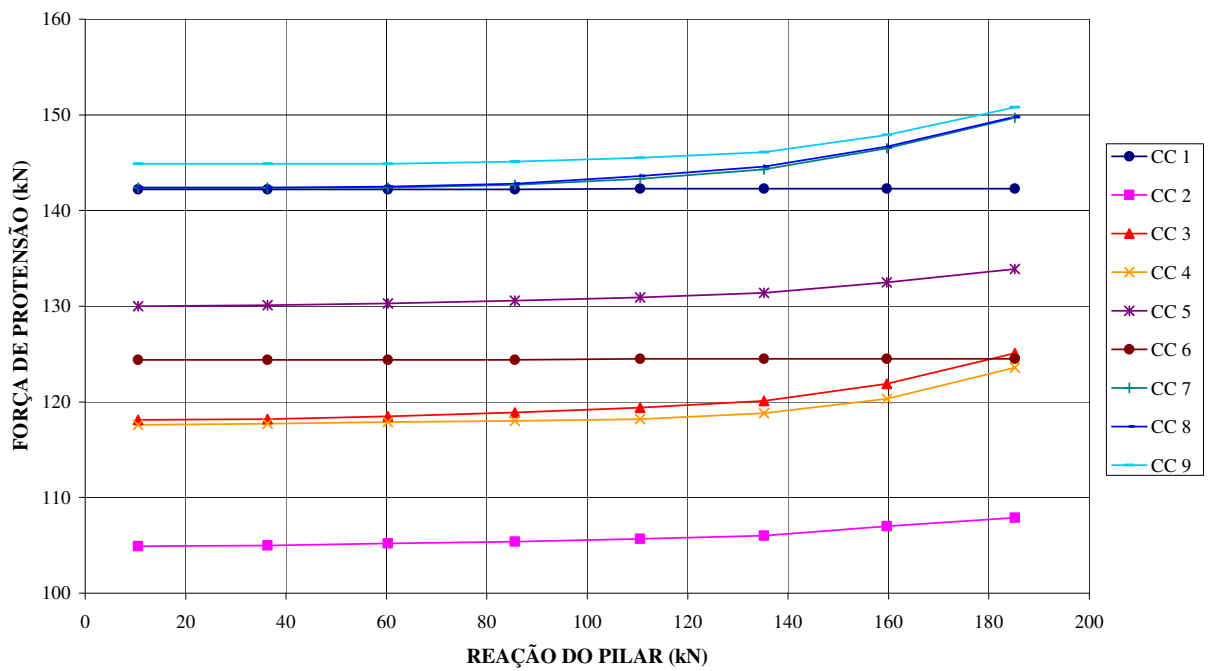


Figura 4.21 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L3

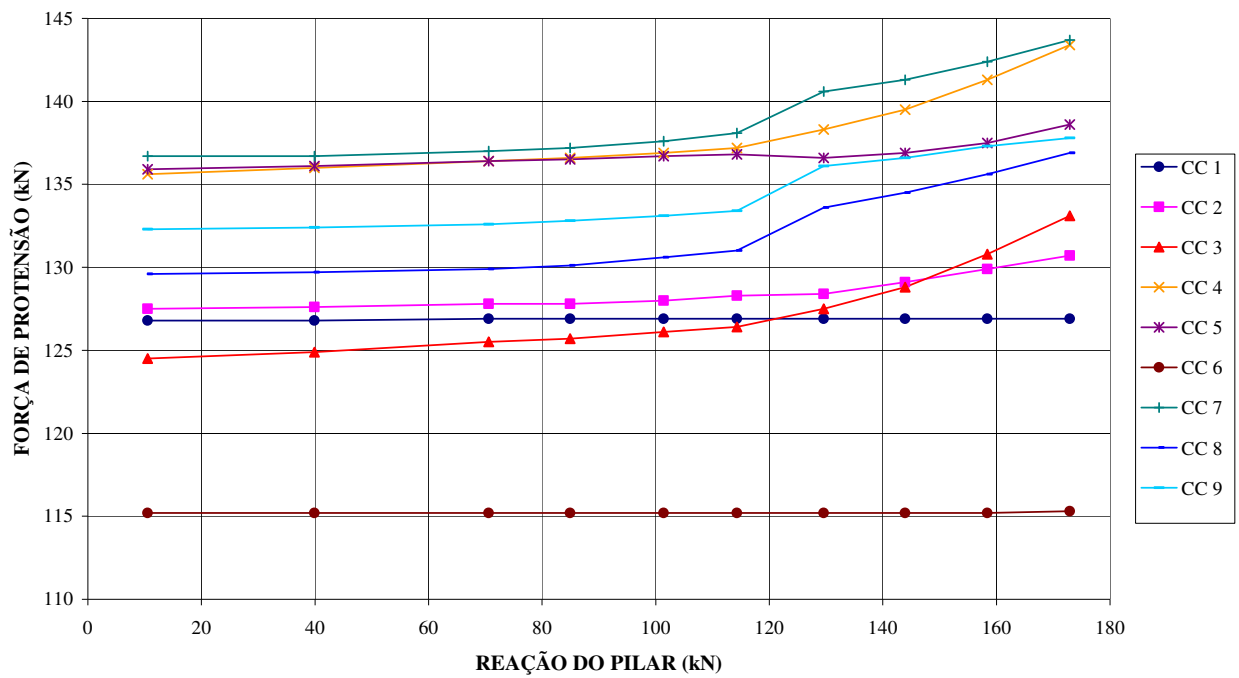


Figura 4.22 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L4

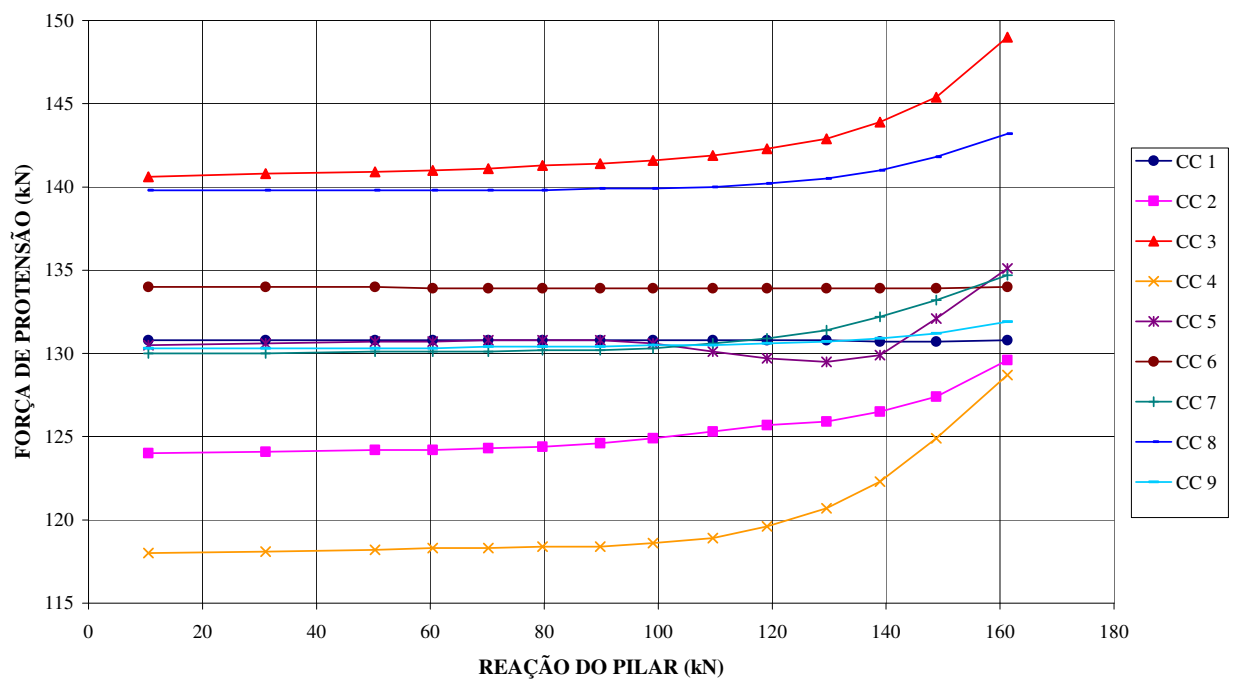


Figura 4.23 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L5

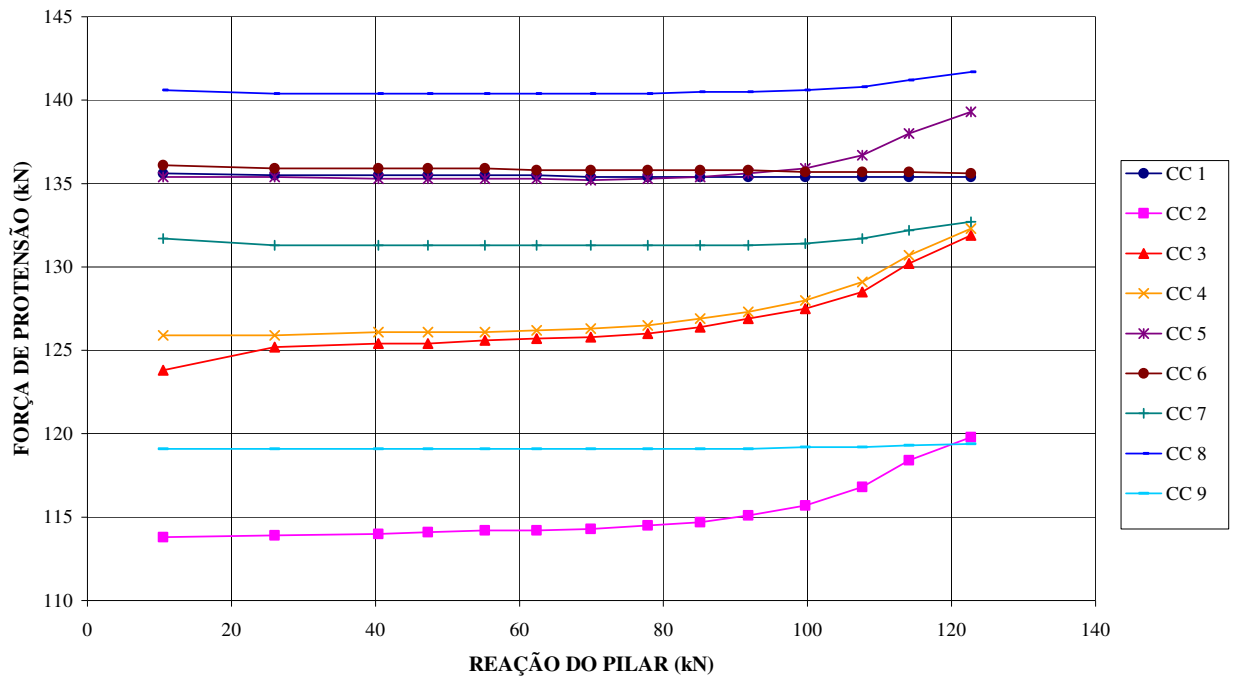


Figura 4.24 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L6

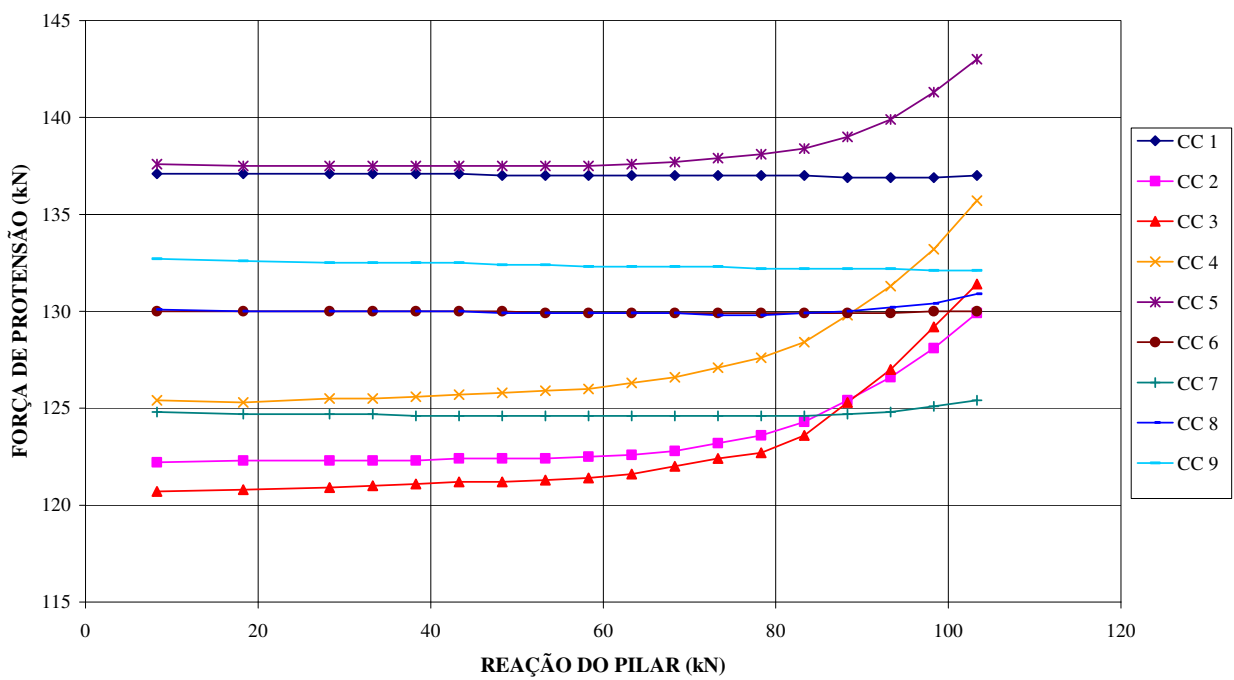


Figura 4.25 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L7

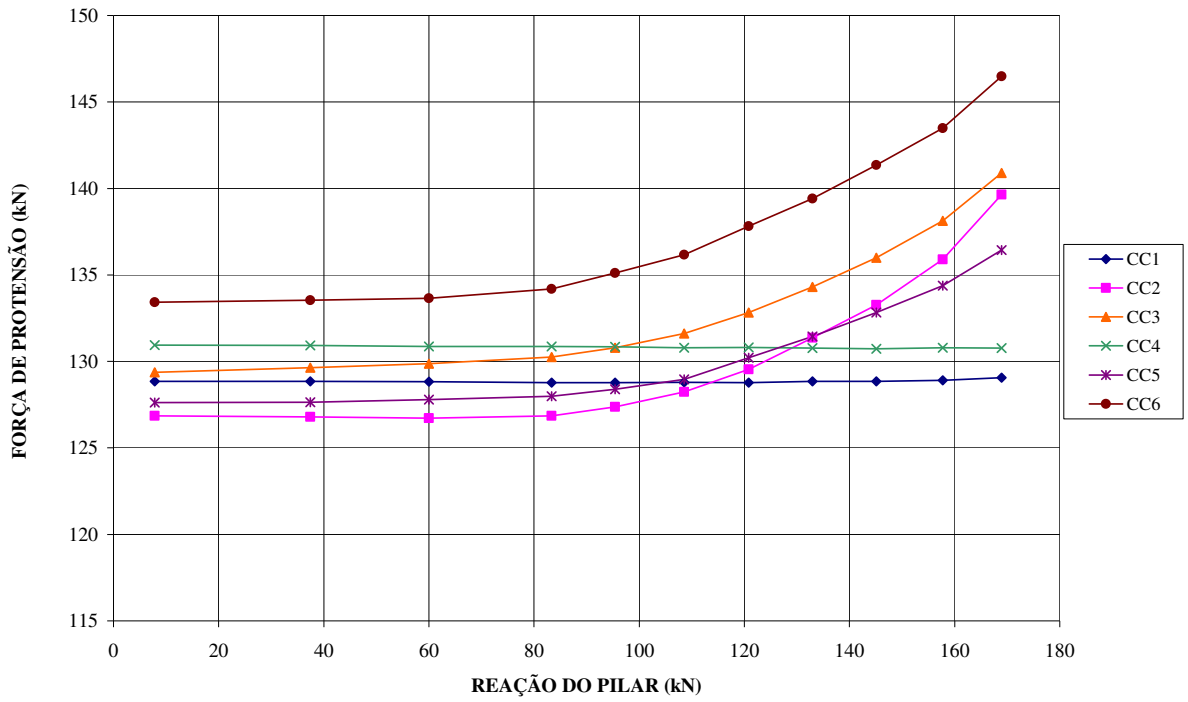


Figura 4.26 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L8

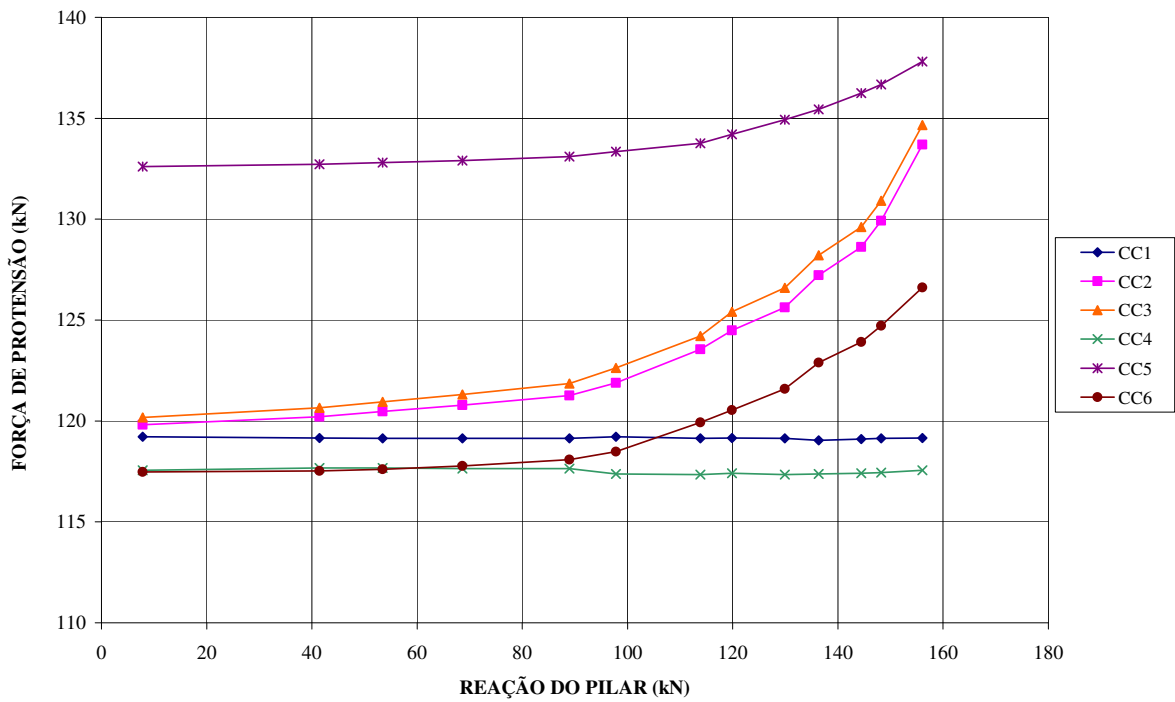


Figura 4.27 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L9

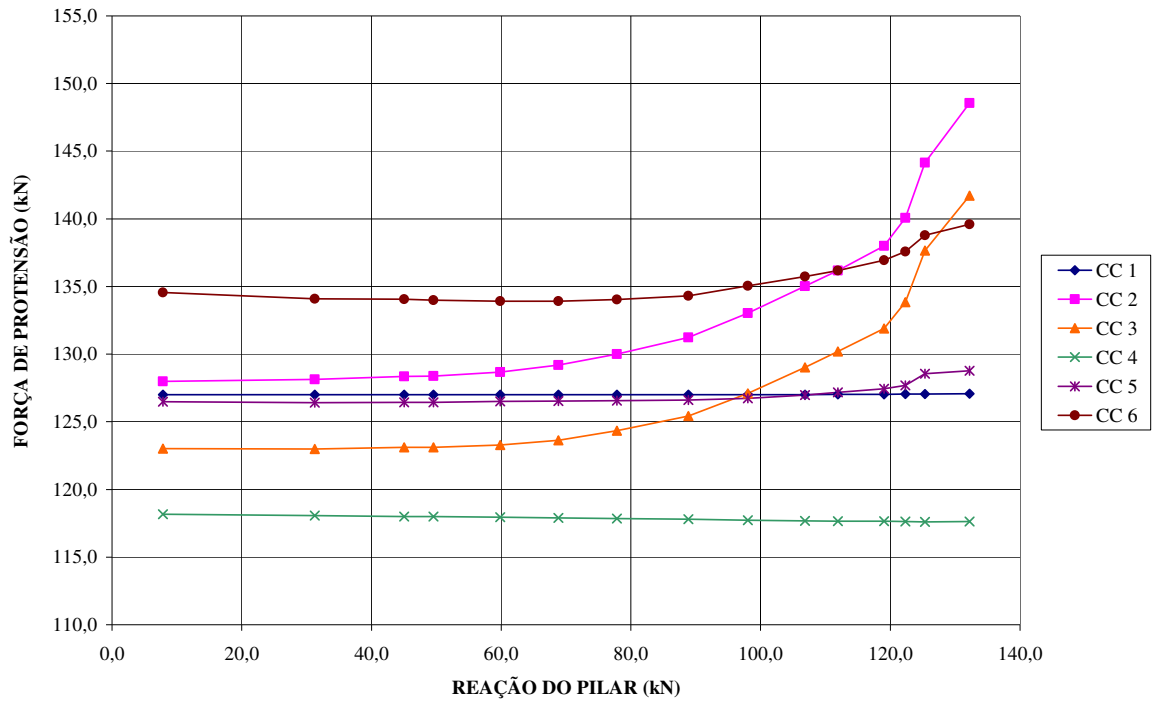


Figura 4.28 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L10

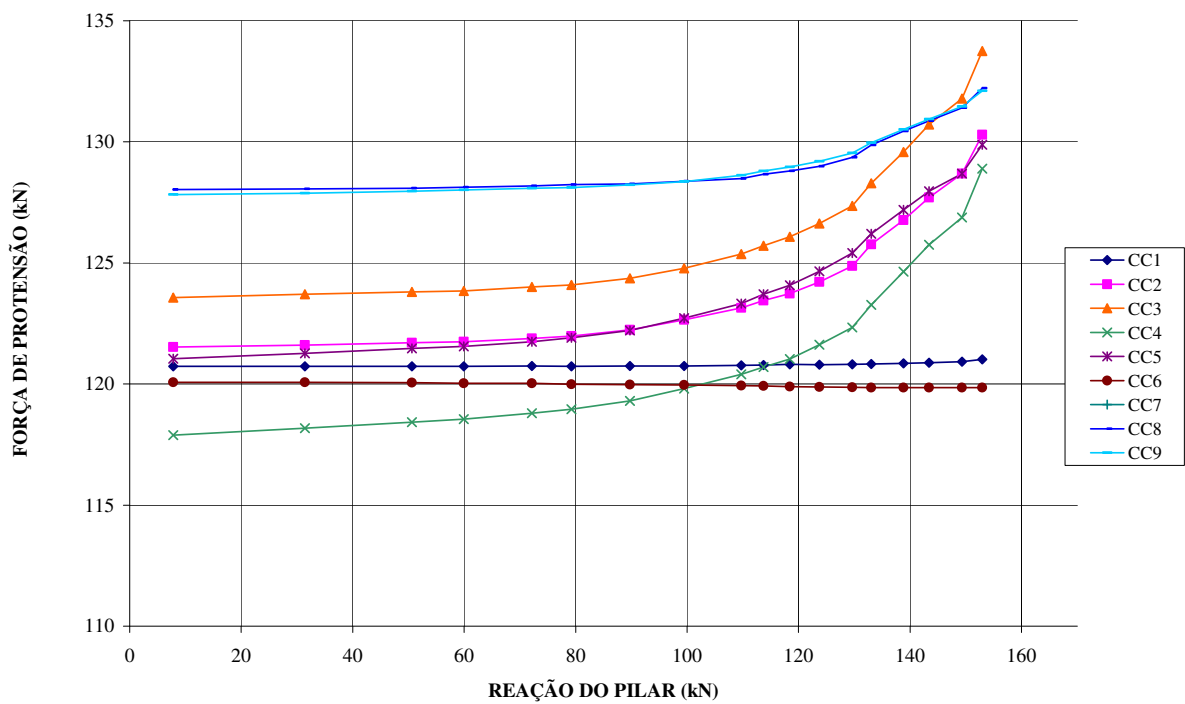


Figura 4.29 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L11

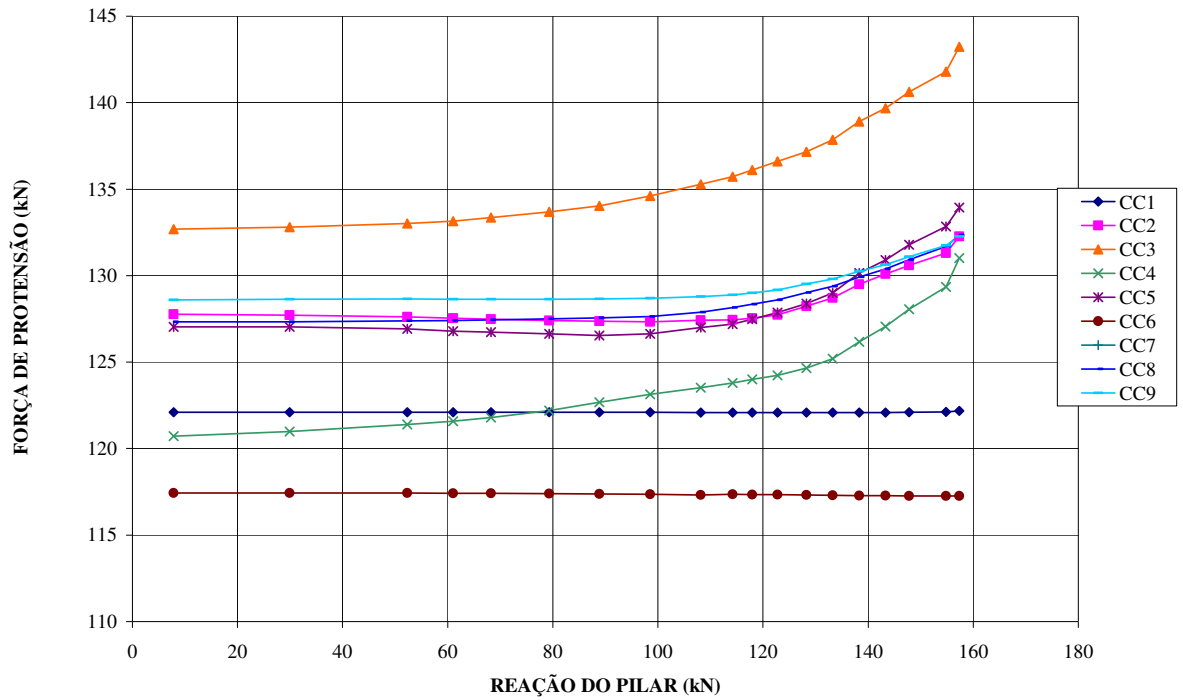


Figura 4.30 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L12

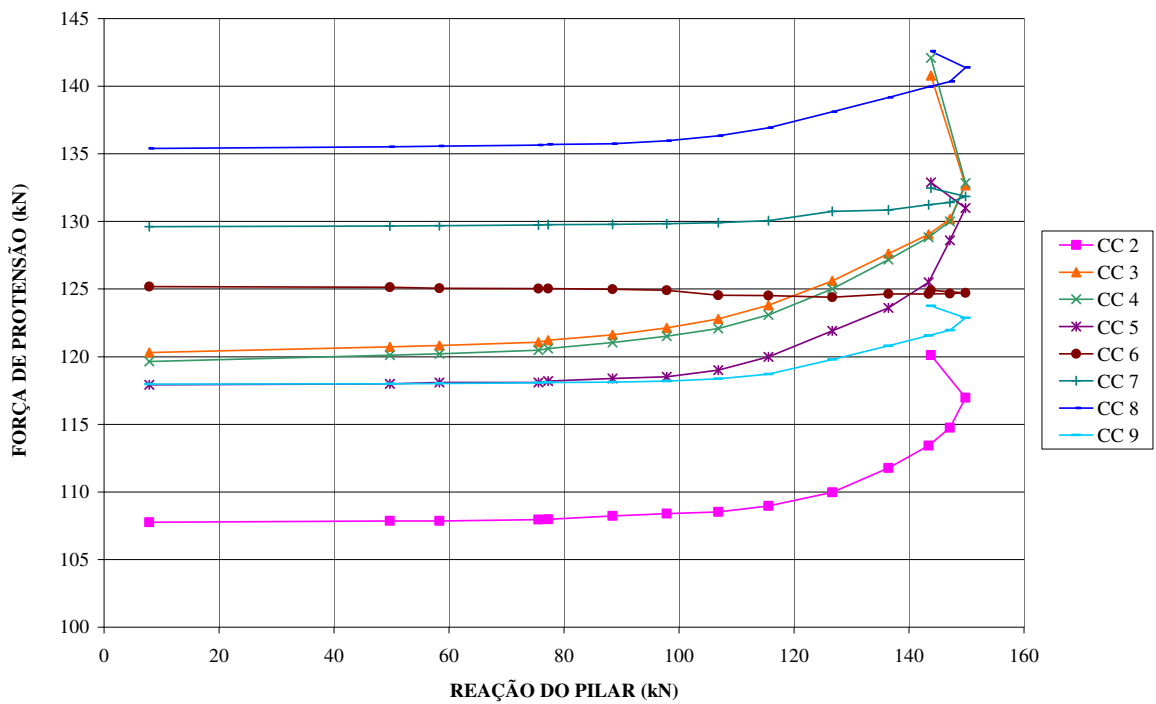


Figura 4.31 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L13

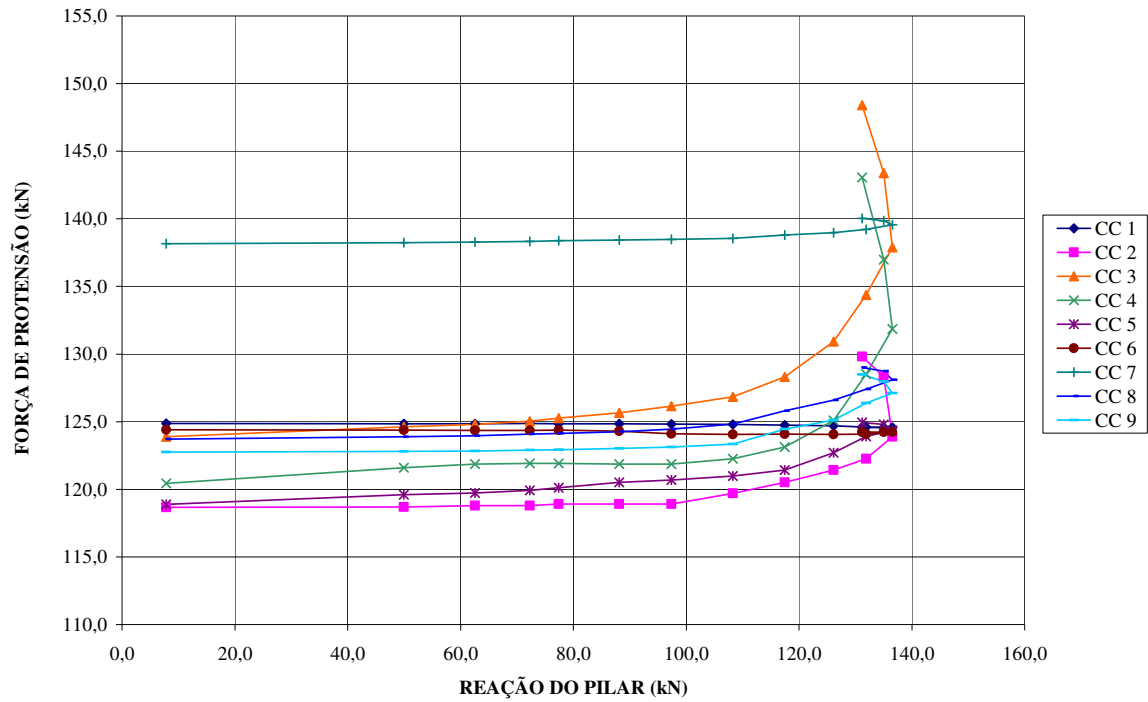


Figura 4.32 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L14

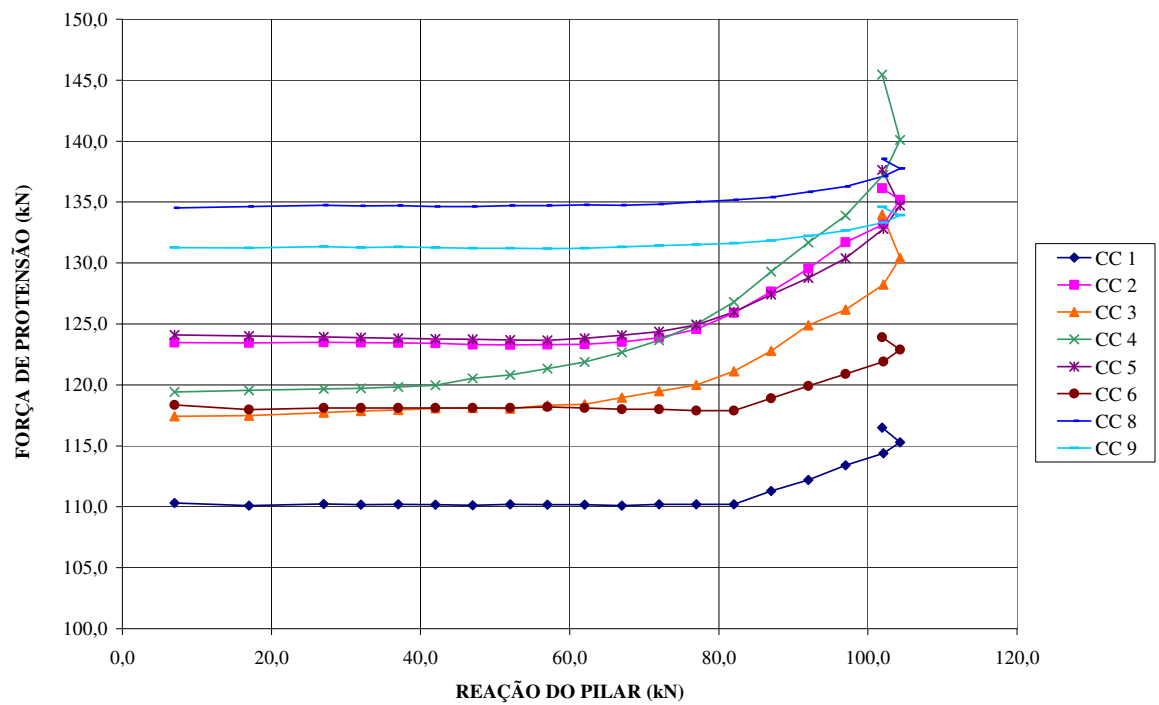


Figura 4.33 Evolução das forças de protensão durante o ensaio da laje L15

Tabela 4.21 Resumo da sobre-tensão dos cabos em cada direção

Laje	$P_{0\perp}$ (kN)	$P_{pu\perp}$ (kN)	$\Delta\sigma_{\perp}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\perp}$ (%)	$P_{0\parallel}$ (kN)	$P_{pu\parallel}$ (kN)	$\Delta\sigma_{\parallel}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\parallel}$ (%)
L1	126,0	129,1	30,6	2,5	129,6	150,4	205,1	16,0
L2	115,0	118,5	34,5	3,0	129,1	143,3	140,0	11,0
L3	122,9	126,2	32,5	2,7	143,2	150,1	68,0	4,8
L4	127,6	131,3	36,5	2,9	132,9	139,5	65,1	5,0
L5	129,7	134,5	47,3	3,7	133,4	136,6	31,6	2,4
L6	128,4	135,3	68,0	5,4	130,5	132,4	18,7	1,5
L7	128,8	134,5	56,2	4,4	129,2	129,5	3,0	0,2
L8	129,0	135,1	60,2	4,7	130,5	141,5	108,5	8,4
L9	119,2	126,3	70,0	6,0	125,0	128,7	36,5	3,0
L10	124,1	133,7	94,7	7,7	130,5	134,2	36,5	2,9
L11	120,8	127,3	64,1	5,4	125,9	129,4	34,5	2,8
L12	124,6	130,0	53,3	4,3	126,3	129,8	34,5	2,8
L13	118,2	131,6	132,1	11,3	127,7	132,9	51,3	4,1
L14	119,1	132,5	132,1	11,3	128,2	132,5	42,4	3,4
L15	118,0	132,3	133,1	11,4	132,9	136,6	36,5	2,8

onde:

P_0 – Força média de protensão após todas as perdas imediatas.

P_{pu} – Força média de protensão no final do ensaio um passo de carga antes da ruptura

$\Delta\sigma$ – Acréscimo de tensão nos cabos durante o ensaio

\perp – Cabos perpendiculares ao borda da laje

\parallel – Cabos paralelos ao borda da laje

4.4- FISSURAÇÃO

A Figura 4.34 apresenta as primeiras fissuras observadas nos ensaios das lajes L1 e L2, enquanto a Figura 4.35 apresenta as primeiras fissuras observadas nos ensaios das lajes L3 a L8. Os números colocados do lado da marcação das fissuras é o da carga P2 aplicada, a menos da laje L1, que representava a carga P1, única neste ensaio. Mapas com o padrão final de fissuração será apresentado no próximo item, junto com o modo de ruptura das lajes.

Nas lajes L1 e L2, como mostrado na Figura 4.34, as fissuras iniciavam-se na face lateral do pilar, por volta do eixo do pilar, perpendicular à borda da laje, propagando-se em direção ao ponto de carregamento P_2 . À medida que os incrementos de carga aumentavam, surgiram fissuras diagonais próximas à quina do pilar, em direção dos cantos da laje, mas que logo a frente ficavam perpendiculares à borda. Nestas lajes não surgiram fissuras circunferenciais, aparecendo apenas uma fissura paralela e próxima à face interna do pilar, fissura que não se propagou além da largura do pilar.



Primeiras fissuras: L1

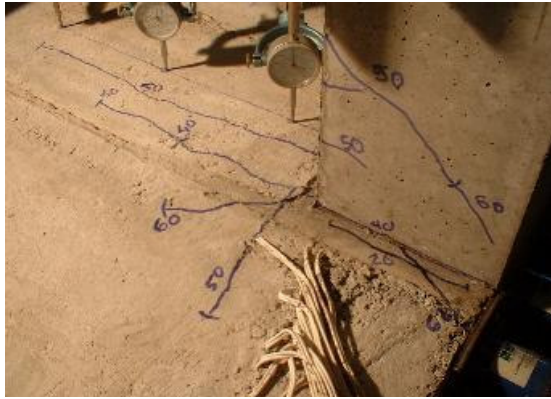


Primeiras fissuras: L2

Figura 4.34 Primeiras fissuras nas lajes L1 e L2

Nas lajes L3 e L4, as fissuras também se iniciavam na face lateral do pilar, mas junto à borda, perpendicularmente à borda da laje, propagando-se em direção ao ponto de carregamento P_2 . À medida que os incrementos de carga aumentavam, surgiram também fissuras diagonais, mas nestes casos na quina do pilar, e também em direção aos cantos da laje, mas que logo à frente ficavam perpendiculares à borda. Nestas lajes não surgiram fissuras circunferenciais.

A fissuração na laje L5 se iniciou exatamente na ligação entre a laje e o pilar, na face interna do pilar paralela à borda da laje. Em seguida foram observadas fissuras radiais em torno do pilar em maior número do que para a laje L4, mas neste caso (L5) as fissuras começavam a ter uma tendência na direção do carregamento P_1 . Na laje L5 também apareceram várias fissuras características de torção próximas ao pilar, e que se desenvolviam verticalmente na borda da laje. O padrão de fissuração final foi semelhante a da laje L4, apesar do desenvolvimento ter sido diferente.



Primeiras fissuras: L3



Primeiras fissuras: L4



Primeiras fissuras: L5



Primeiras fissuras: L6



Primeiras fissuras: L7



Primeiras fissuras: L8

Figura 4.35 Primeiras fissuras nas lajes L3 a L8

A exemplo da laje L5, na laje L6 as fissuras iniciavam exatamente na ligação entre a laje e o pilar, na face paralela à borda da laje, e em direção ao carregamento P1. Nesta laje, poucas fissuras radiais surgiram na direção perpendicular à borda e várias fissuras de torção também surgiram próximas ao pilar, tanto na face superior quanto verticalmente na borda da laje.

A laje L7 teve um padrão de fissuração distinto de todas as outras lajes, em função de ser a única só submetida a P2. As fissuras iniciavam na face do pilar, mas sempre paralelas à borda da laje e em direção as extremidades da laje (posição das cargas P1 nas outras lajes). Nesta laje observaram-se também várias fissuras características de torção, em maior número do que nas lajes anteriores, e com as maiores aberturas.

A laje L8, com menos protensão, apresentou de maneira geral fissuração intensa, generalizada e com pouca abertura. Surgiram primeiro fissuras radiais sobre os cabos 2 e 3 (Figura 4.3), e que passavam pelas arestas do pilar perpendiculares à borda, prolongando-se até a borda da laje. Em seguida se formavam fissuras radiais em todas as direções partindo das arestas internas e das quinas do pilar. Presença moderada de fissuras de torção e com pouca abertura.

A Figura 4.36 apresenta as primeiras fissuras observadas nos ensaios das lajes L9 a L12, enquanto a Figura 4.37 apresenta as primeiras fissuras observadas nos ensaios das lajes L13 a L15. Mapas com o padrão final de fissuração serão apresentados no próximo item, junto com o modo de ruptura das lajes, como já informado.

A laje L9, que tinha o mesmo carregamento que a laje L4, mas protensão inferior na direção perpendicular à borda, apresentou inicialmente fissuras nas duas direções ortogonais, em torno do pilar, na direção paralela à borda (face interna do pilar), e na direção perpendicular à borda em cima dos cabos 2 e 3 (Figura 4.3), se propagando para a extremidade da laje. Observa-se também fissura diagonal bem desenvolvida, ao contrário da laje L4.

A laje L10 apresentou a primeira fissura radial na direção paralela à borda livre, apresentando ao final um padrão de fissuração diferente dos anteriores, com fissuras preferencialmente radiais muito extensas, se desenvolveram até pontos distantes da ligação laje/pilar, e com maiores aberturas.

Na laje L11 a primeira fissura ocorreu na direção paralela à borda livre na ligação laje/pilar (face interna do pilar), mas a fissura não se propagou para as laterais do pilar como nas lajes anteriores, fato justificado por esta laje apresentar maior taxa de armadura passiva na direção paralela ao lado livre da laje na faixa do pilar. Todas as fissuras desta laje apresentaram pouca abertura.



Primeiras fissuras L9



Primeiras fissuras L10



Primeiras fissuras L11



Primeiras fissuras L12

Figura 4.36 Primeiras fissuras nas lajes L9 a L12

A L12 apresentou a primeira fissura na ligação laje/pilar, na mesma intensidade nas direções paralela e perpendicular, e de resto uma fissuração semelhante à da laje L11, com fissuras preferencialmente radiais de pouca abertura, e com tendência a se propagar perpendicular às extremidades da laje. Observou-se também uma maior fissuração no pilar, próximo à laje.

Na laje L13 a primeira fissura ocorreu na direção paralela à borda na ligação laje/pilar (face interna do pilar), observou-se uma fissuração intensa em todas as direções partindo das arestas internas do pilar. Nesta laje foram observadas grandes fissuras de torção na extremidade da laje.

As lajes L14 e L15 apresentaram pouca fissuração na superfície superior, com fissuras de pouca extensão. A L14 com fissuras radiais em todas as direções, e a L15 com fissuras apenas

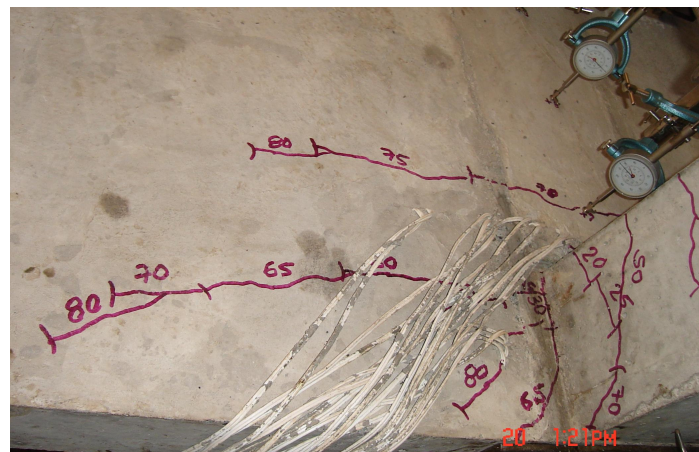
paralelas à borda da laje. As primeiras fissuras para ambos os modelos foram na face interna do pilar, na ligação laje-pilar, que se propagava ao redor do pilar até a extremidade da laje. Nestas lajes foram observadas também grandes fissuras de torção na borda da laje.



Primeiras fissuras L13



Primeiras fissuras L14



Primeiras fissuras L15

Figura 4.37 Primeiras fissuras nas lajes L13 a L15

A Tabela 4.22 apresenta a carga correspondente ao surgimento da primeira fissura, levando em consideração o peso próprio da laje. A Figura 4.38 mostra os mapas de fissuração e cones de ruptura observados na extremidade livre das lajes.

Tabela 4.22 Carga correspondente ao surgimento da primeira fissura visível

Laje	Carga* surgimento primeira fissura (kN)	Carga fissuração / Carga ruptura (%)	Direção de propagação da fissura
L1	49,6	20%	Perpendicular à extremidade, acima do cabo 2
L2	98,9	42%	Perpendicular à extremidade, acima do cabo 3
L3	60,9	30%	Perpendicular à extremidade, acima do cabo 2
L4	85,5	46%	Perpendicular à extremidade, acima do cabo 3
L5	61,0	37%	Paralela à extremidade, entre a laje e o pilar
L6	47,9	36%	Paralela à extremidade, entre a laje e o pilar
L7	33,1	31%	Paralela à extremidade, entre a laje e o pilar
L8	86,6	47%	Perpendicular à extremidade, meio da laje
L9	71,9	44%	Perpendicular à extremidade, e na fase livre
L10	48,3	35%	Paralela à extremidade, no eixo do pilar
L11	53,9	33%	Paralela à extremidade, entre a laje e o pilar
L12	82,6	51%	Paralela à extremidade, alinhado com face interna pilar
L13	78,8	54%	Paralela à extremidade, entre a laje e o pilar
L14	65,8	49%	Paralela à extremidade, entre a laje e o pilar
L15	38,1	37%	Paralela à extremidade, entre a laje e o pilar
* Reação do pilar obtida somando-se as cargas aplicadas ($2 \times P1 + P2 +$ Peso próprio da laje + equipamentos)			

4.5- CARGAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA

A Tabela 4.23 apresenta as cargas de ruptura das lajes e os modos de ruptura observados nos ensaios. As cargas $P1_{(esq)}$, $P1_{(dir)}$ e $P2$, já estão acrescidas com o peso dos equipamentos nestas posições (peso dos macacos, células de cargas, parafusos de reação dos macacos e chapas

metálicas). O peso dos equipamentos em P1 foi de 1,5 kN e em P2 de 1,1 kN. A carga V_u é a soma de $P_{1(esq)}$, $P_{1(dir)}$ e P_2 , acrescido do peso próprio da laje (aproximadamente 7 kN) considerando o peso específico do concreto armado igual a 24 kN/m³ (valor obtido do ensaio dos materiais).

Tabela 4.23 Cargas de ruptura das lajes

Laje	$P_{1(esq)}$ (kN)	$P_{1(dir)}$ (kN)	P_2 (kN)	V_u (kN)	M_{u1} (kNm)	M_{u2} (kNm)	M_{u1}/V_u (mm)	M_{u2}/V_u (mm)	Modo de Ruptura
L1	124,5	122,7	0,0	254,2	65,20	39,81	256	157	Punção
L2	104,0	101,5	25,1	237,6	74,86	51,13	315	215	Punção
L3	83,0	81,9	39,1	211,0	75,91	54,84	360	260	Punção
L4	58,5	60,5	58,1	184,1	79,63	61,25	433	333	Punção
L5	39,5	38,8	78,1	163,4	85,46	69,15	523	423	Flexo-Punção
L6	20,2	22,3	85,1	134,6	82,11	68,68	610	510	Flexo-Torção-Punção
L7	0,0	0,0	98,3	105,3	82,04	71,54	779	679	Flexão-Torção
L8	72,0	71,5	32,5	183,0	65,26	47,00	357	257	Punção
L9	52,7	52,8	49,4	161,9	69,30	53,14	428	328	Punção
L10	36,6	35,4	58,9	137,9	68,52	54,76	497	397	Flexo-Punção
L11	40,2	39,4	74,9	161,5	83,22	67,10	515	415	Punção
L12	38,4	38,3	76,9	160,6	84,10	68,07	524	424	Punção
L13	35,5	35,4	68,7	146,6	76,09	61,46	519	419	Flexo-Torção-Punção
L14	32,5	30,9	64,1	134,5	70,52	57,11	524	425	Flexo-Torção-Punção
L15	0,0	0,0	97,3	104,3	81,24	70,84	779	679	Flexo-Torção

M_1 : Momento com relação ao centro do pilar;

M_2 : Momento com relação à face interna do pilar

Observa-se na tabela que a laje L1 apresentou a maior carga de ruptura, e correspondeu, com $P_2 = 0$, à maior relação P_1/P_2 , resultando nas menores relações M_{ui}/V_u , resultando na menor transferência de momento desequilibrado para a ligação laje-pilar. As lajes com menores

capacidades de carga foram as L7 e L15, com as menores relações $P1/P2$, e maiores relações M_{ui}/V_u , resultando na maior transferência de momento desequilibrado para a ligação laje-pilar e foram as únicas que não romperam por punção. Para as lajes L2 a L6 e L8 a L10 observa-se que, à medida que a relação M_{ui}/V_u aumentava, a carga última da laje diminuía.

Dentre as lajes L11 a L14, com relações M_{ui}/V_u aproximadamente iguais, as lajes L11 e L12 foram as que apresentaram, como esperado, as maiores cargas de ruptura, por possuírem maior taxa de armadura passiva.

Comparando-se a laje L3 com a laje L8, a laje L4 com a laje L9 e a laje L5 com a laje L10, grupos de lajes com mesmo carregamento e com mesma taxa de armaduras passiva, resultando em relações M_{ui}/V_u próximas, observa-se, como esperado, que as lajes que apresentaram as menores resistências foram as que tinham menor taxa de armadura ativa e, por conseguinte menor nível de protensão.

A determinação do modo de ruptura foi feita através da observação do comportamento das lajes durante os ensaios, levando-se em consideração as deformações na armadura passiva, abertura de fissuras e deformações do concreto, e comparando-se com o momento último resistente por flexão (Apêndice A).

Foram definidas rupturas por punção nas lajes L1 a L4, L8, L9, L11 e L12. Destas, as lajes L3, L4 e L11 tiveram as rupturas mais bruscas, com um alto estampido e sem nenhum aviso. Nestas lajes as aberturas das fissuras não foram grandes e a armadura passiva não escoou. A ruptura das lajes L1 e L2, apesar de ser por punção, foi uma ruptura mais dúctil que as demais deste grupo, com a armadura passiva destas lajes tendo inclusive atingido o escoamento, e as fissuras de flexão foram grandes. A ruptura das lajes L8 e L9 ocorreu de forma brusca e com cone de ruptura por punção bem caracterizado, contudo, o cone de ruptura da laje L9 não chegou até a borda da laje e ocorreu de forma menos brusca e mais previsível que a ruptura da laje do modelo L8. A laje L12 apresentou um cone de ruptura bem mais largo que as demais lajes deste grupo, mas sem chegar à borda da laje, e apresentou ruptura um pouco menos abrupta que a laje L11.

Foi observado também nos ensaios que, em função do carregamento e das demais variáveis, que os cones de ruptura podem ser separados em três grupos, em função do envolvimento do pilar com o cone de ruptura. Esta análise vai ser apresentada no Capítulo 5.

Os modos de ruptura das lajes L5 e L10 foram classificados de flexo-punção, pois essas lajes apresentaram comportamento antes da ruptura semelhantes a uma ruptura por flexão, com grandes aberturas de fissuras, porém com cones de punção característicos, mas com mais previsibilidade de ruptura (ruptura mais dúctil) que a apresentada nas lajes de seus grupos (L5 comparada com L1 a L4; e L10 comparada com L8 e L9).

As lajes L6, L13 e L14 foram as que apresentaram as rupturas mais dúcteis dentre todas as lajes ensaiadas. Elas tiveram o modo de ruptura definido como flexão/punção/torção pois, além da punção, foi comportamento típico de flexão (escoamento da armadura passiva, fissuração típica, grandes deslocamentos), e fissuras grandes de torção na extremidade das lajes.

O mecanismo de ruptura das lajes L7 e L15 foi definido como flexão/torção, por não terem apresentado ruptura por punção, e por apresentarem as maiores fissuras de torção, e por terem apresentado escoamento da armadura passiva perpendicular à borda da laje. Nos dois casos, a aplicação de carga foi interrompida e o ensaio encerrado devido às lajes estarem se deformando mais e mais, com rápido aumento da tensão nos cabos protendidos, com perigo eminente evidente. Nas duas lajes a carga máxima foi atingida, e a partir daí as deformações só aumentavam, comportamento típico de peças em deformação plástica excessiva.

As figuras 4.38 a 4.40 apresentam as lajes com seus padrões de fissuração e as superfícies de ruptura observadas para as lajes L1 a L6 (Figura 4.38), para as lajes L7 a L12 (Figura 4.38), e para as lajes L13 a L15 (Figura 4.38). Para cada laje é também mostrada uma elevação do bordo da laje. As linhas grossas em vermelho na planta apontam a primeira fissura observada nos ensaios, enquanto as linhas grossas em vermelho na elevação mostram o cone de punção, quando o mesmo chegava à borda da laje. As linhas grossas em azul mostram as fissuras de torção na borda da laje. Nas figuras são apresentadas também as principais características geométricas: altura média da laje medida na extremidade livre e a altura útil média das armaduras passivas nas duas direções na região do pilar, a resistência do concreto, as taxas de armadura passiva média e a excentricidade da força última de punção com respeito ao centro do pilar.

Para que a real superfície de ruptura das lajes na região pudesse ser mais bem avaliada, foi cortado um pedaço de cada laje, como mostrado na Figura 4.41. Observe que o corte passa pela face do pilar na direção paralela à borda livre e pelo eixo do pilar na direção

perpendicular.

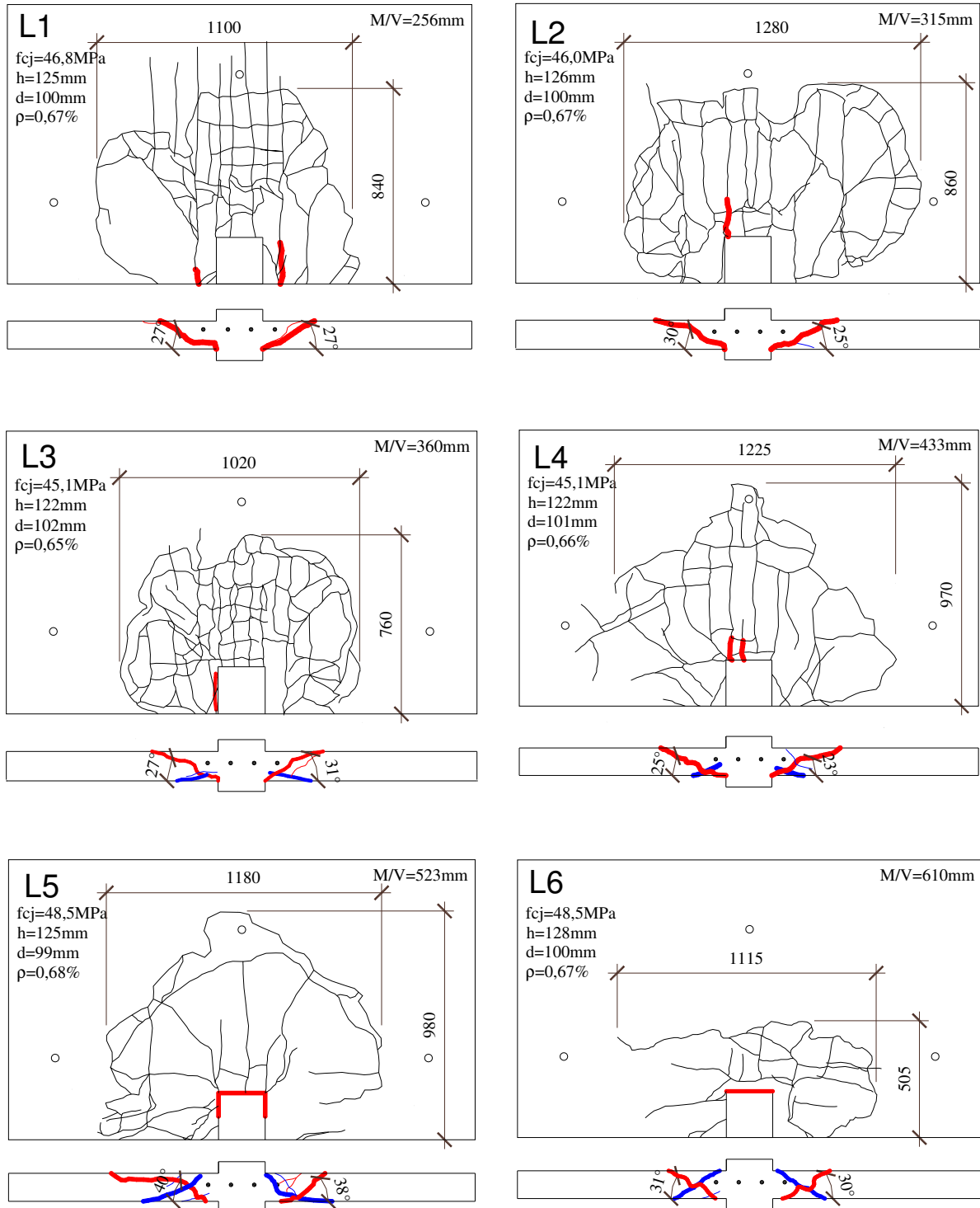


Figura 4.38 Fissuração e ruptura das lajes L1 a L6

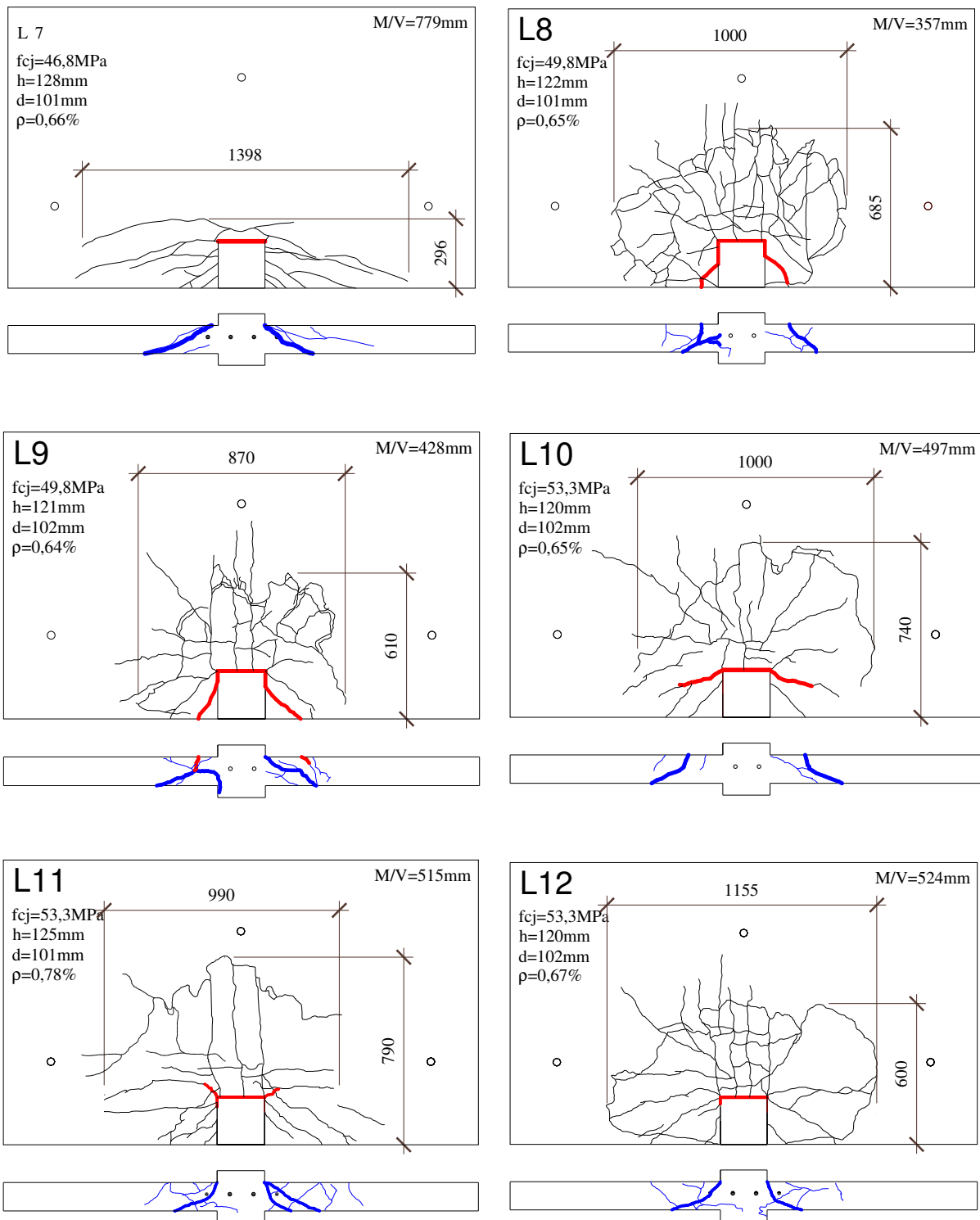


Figura 4.39 Fissuração e ruptura das lajes L7 a L12

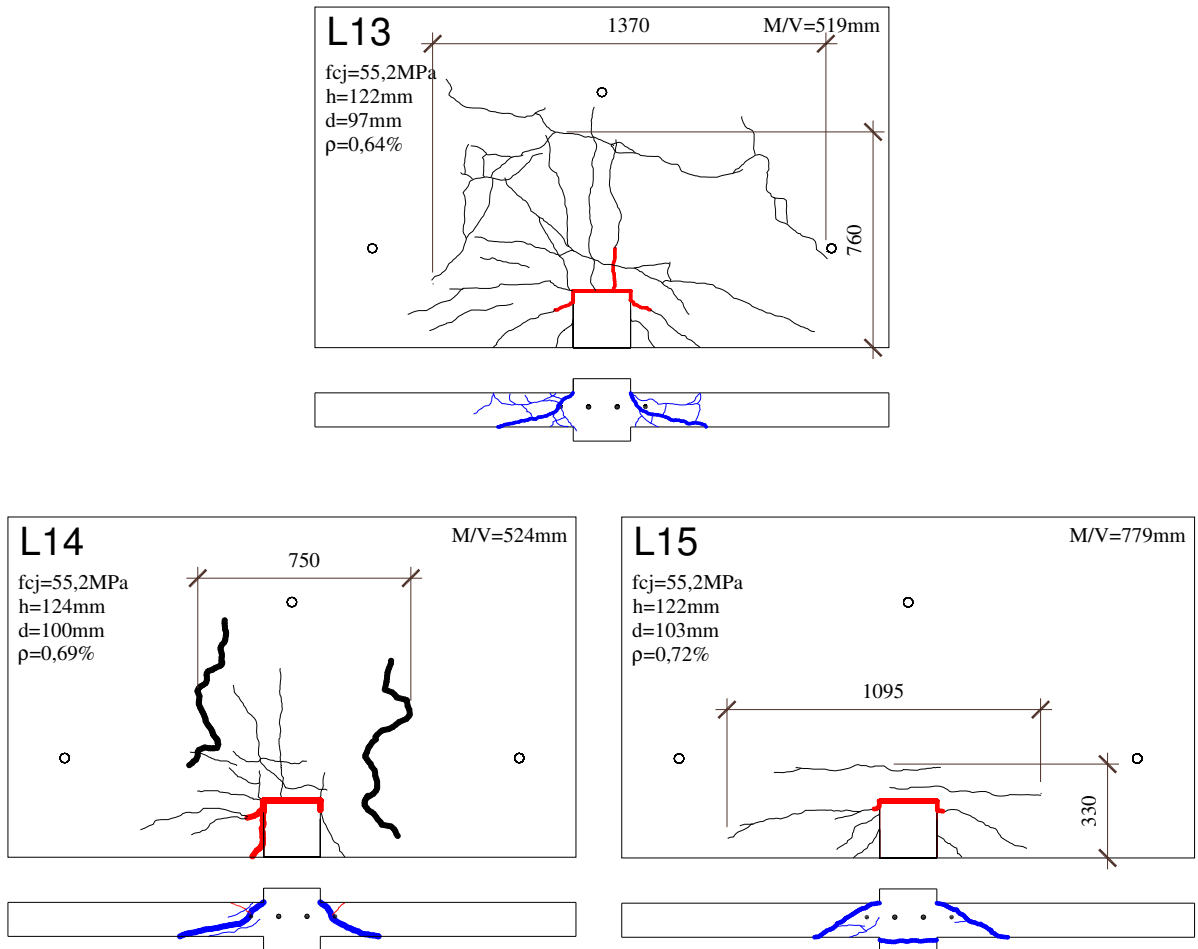


Figura 4.40 Fissuração e ruptura das lajes L13 a L15

As Figuras 4.42 a 4.71 apresentam fotografias das lajes após a ruptura e seção transversal das mesmas cortadas. Para cada laje é apresentada primeiramente uma foto da ruptura da laje e em seguida uma foto do corte transversal da mesma após cortada.

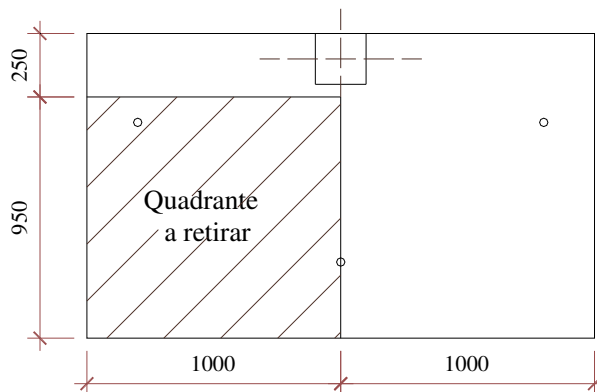


Figura 4.41 Projeto de corte das lajes



Figura 4.42 Ruptura da laje L1



Figura 4.43 Seção transversal da ruptura laje L1



Figura 4.44 Ruptura da laje L2



Figura 4.45 Seção transversal da ruptura laje L2



Figura 4.46 Ruptura da laje L3



Figura 4.47 Seção transversal da ruptura laje L3



Figura 4.48 Ruptura da laje L4



Figura 4.49 Seção transversal da ruptura laje L4

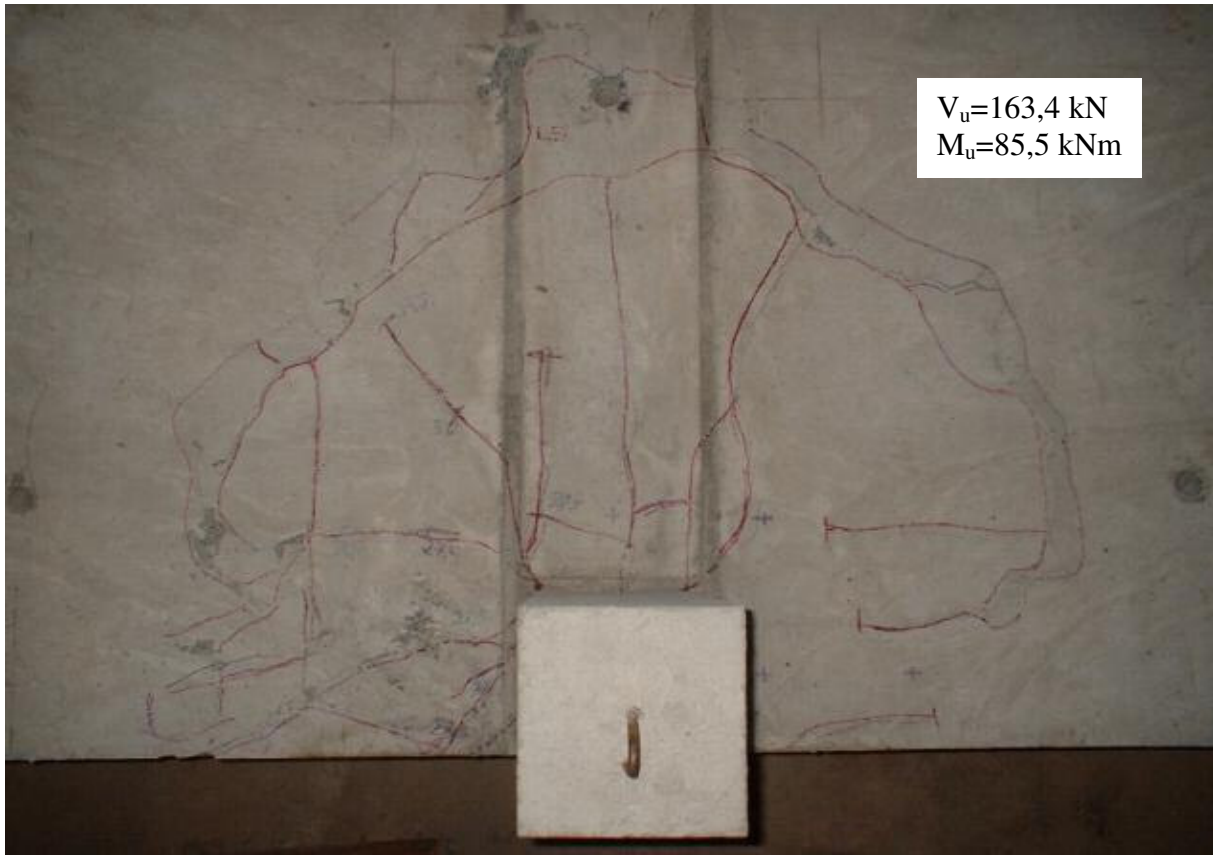


Figura 4.50 Ruptura da laje L5



Figura 4.51 Seção transversal da ruptura laje L5

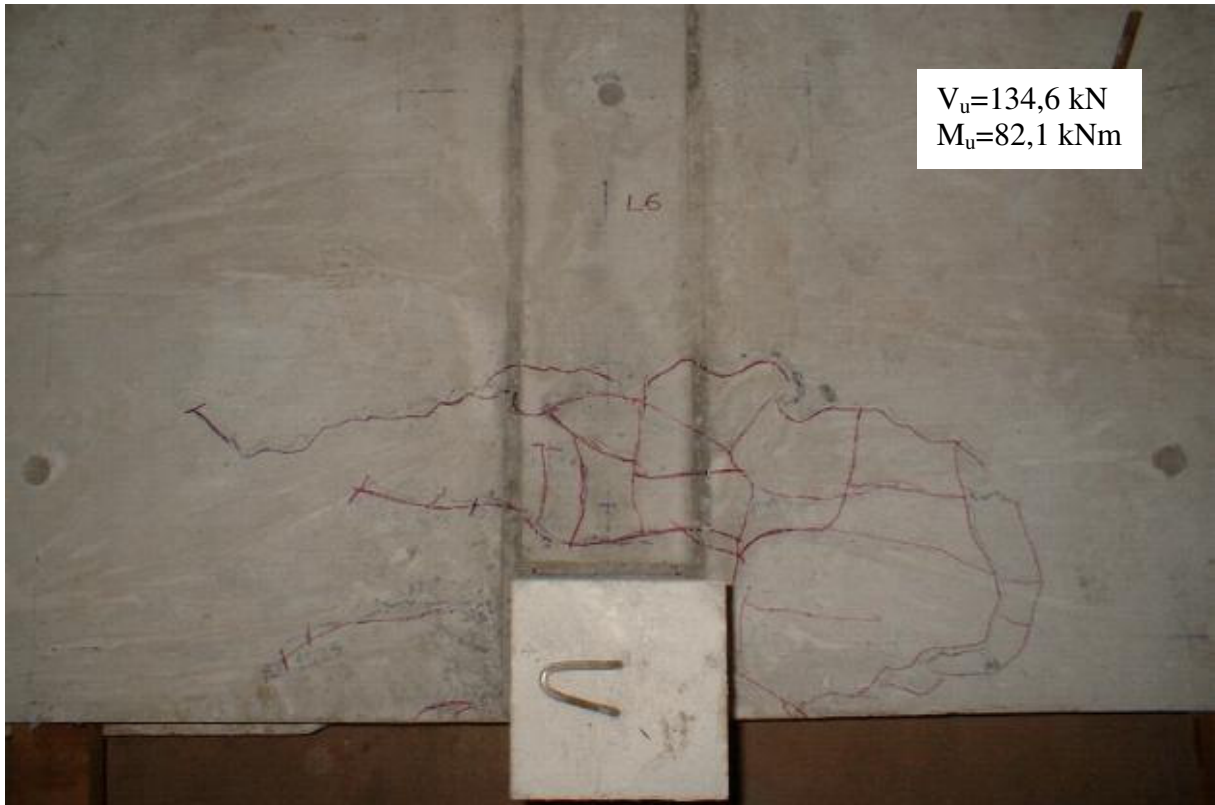


Figura 4.52 Ruptura da laje L6



Figura 4.53 Seção transversal da ruptura laje L6



Figura 4.54 Ruptura da laje L7 em planta



Figura 4.55 Seção transversal da ruptura laje L7



Figura 4.56 – Ruptura da laje do modelo L8.



Figura 4.57 Seção transversal da ruptura laje L8



Figura 4.58 – Ruptura da laje do modelo L9.



Figura 4.59 Seção transversal da ruptura laje L9

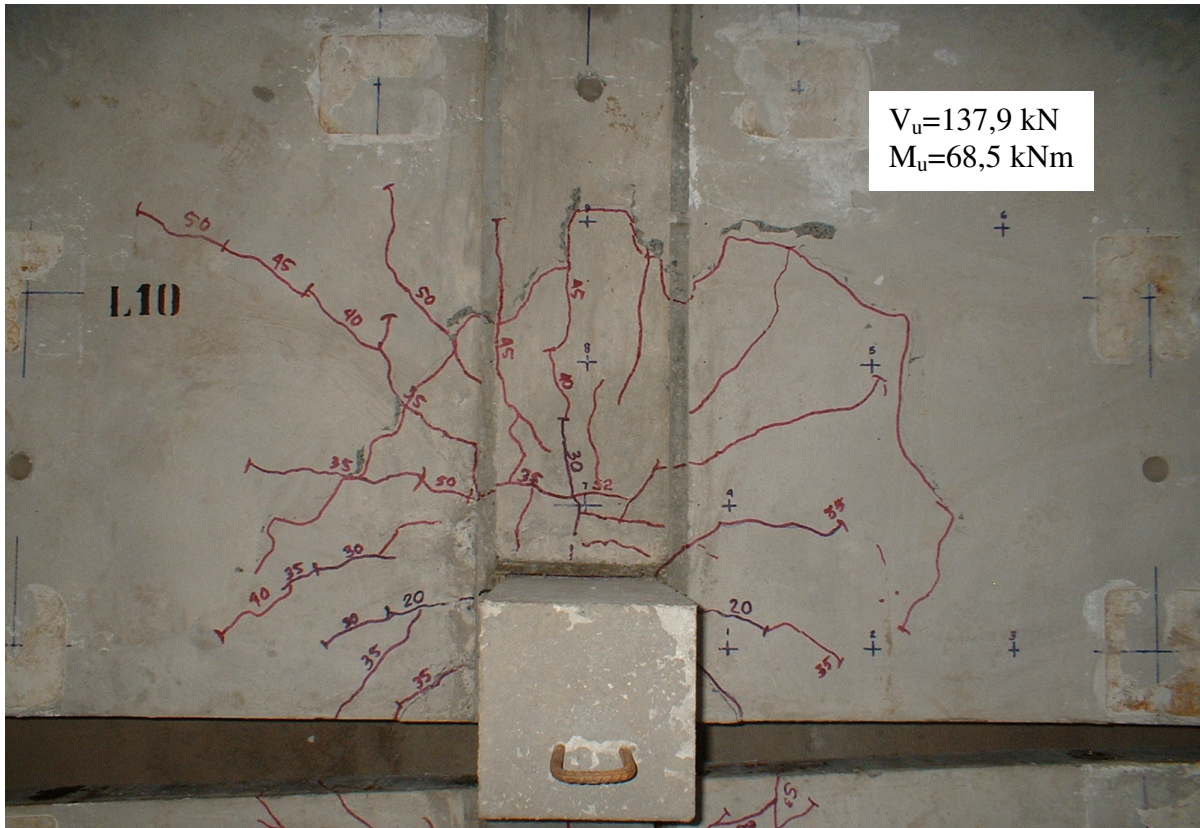


Figura 4.60 – Ruptura da laje do modelo L10.



Figura 4.61 Seção transversal da ruptura laje L10

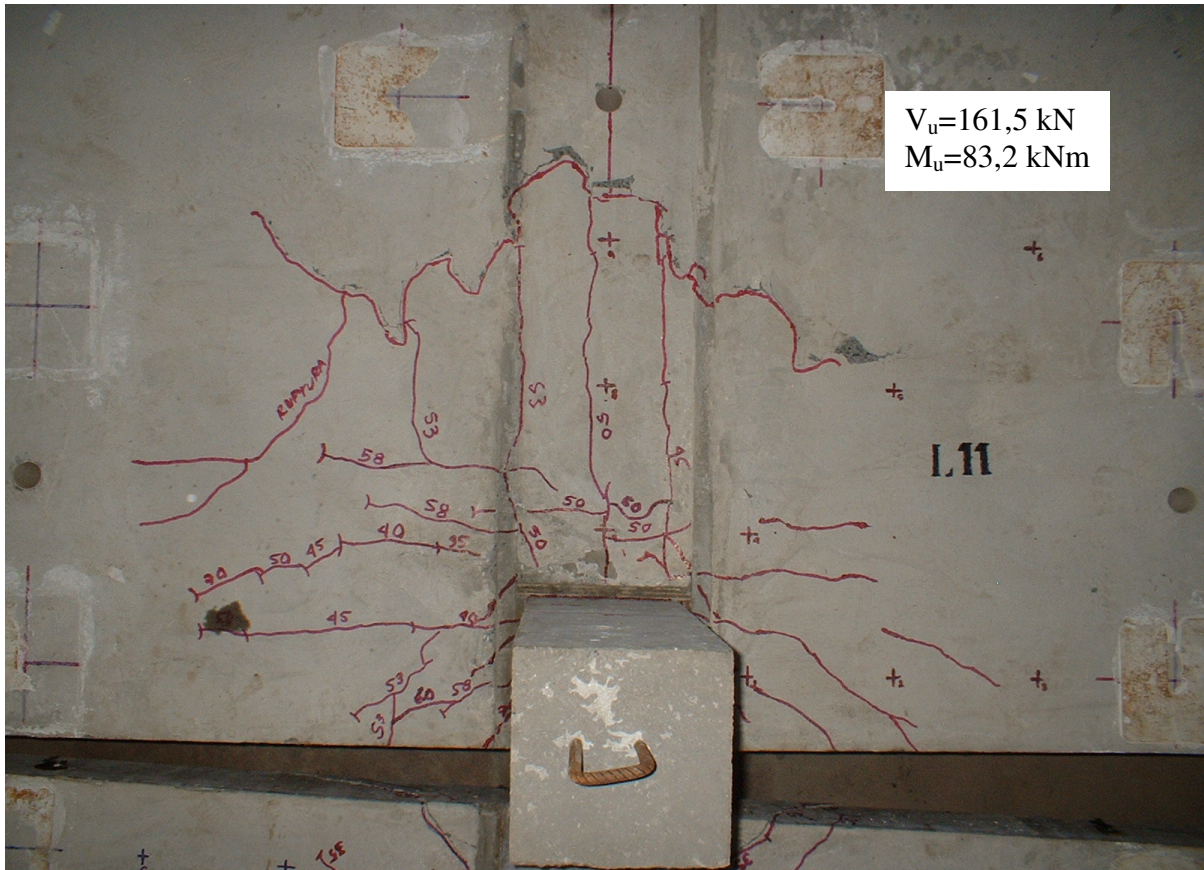


Figura 4.62 – Ruptura do da laje modelo L11.



Figura 4.63 Seção transversal da ruptura laje L11

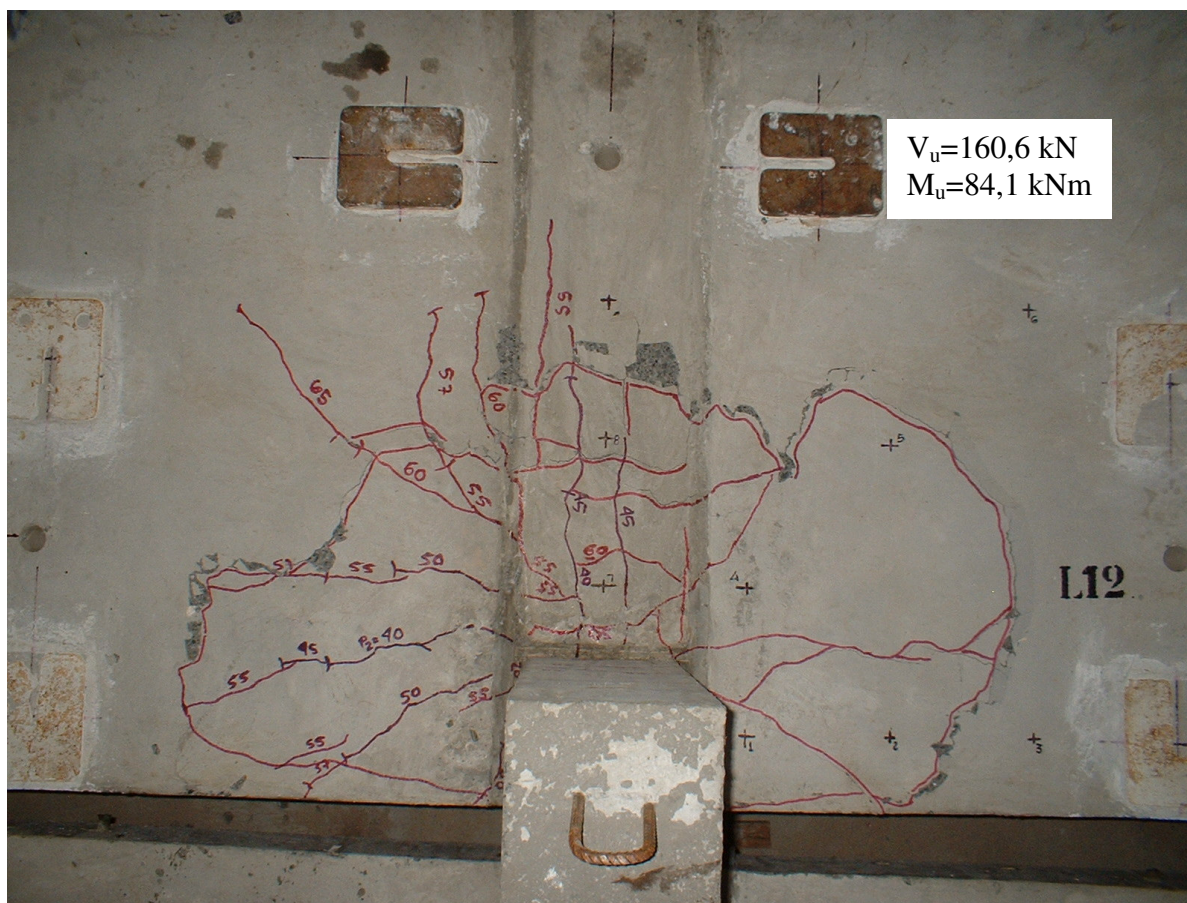


Figura 4.64 – Ruptura da laje do modelo L12.



Figura 4.65 Seção transversal da ruptura laje L12



Figura 4.66 Ruptura da laje do modelo L13



Figura 4.67 Seção transversal da ruptura laje L13



Figura 4.68 Ruptura da laje do modelo L14



Figura 4.69 Seção transversal da ruptura laje L14



Figura 4.70 Ruptura da laje do modelo L15



Figura 4.71 Seção transversal da ruptura laje L15

4.6- DEFORMAÇÃO NA ARMADURA PASSIVA E NA SUPERFÍCIE INFERIOR DO CONCRETO

4.6.1- Deformação na armadura passiva de flexão

Para a apresentação das deformações da armadura passiva a Figura 4.72 deve ser observada, pois apresenta um croqui com a locação em planta dos extensômetros. Como mostrado no Capítulo 3 para todas as lajes seguiu-se o critério de instrumentar, coincidindo as faces do pilar, as três barras paralelas mais próximas à extremidade livre (EA6, EA7 e EA8) e na direção perpendicular foram instrumentadas as primeiras cinco barras a partir da barra que passa por dentro do pilar mais próxima à face (EA5).

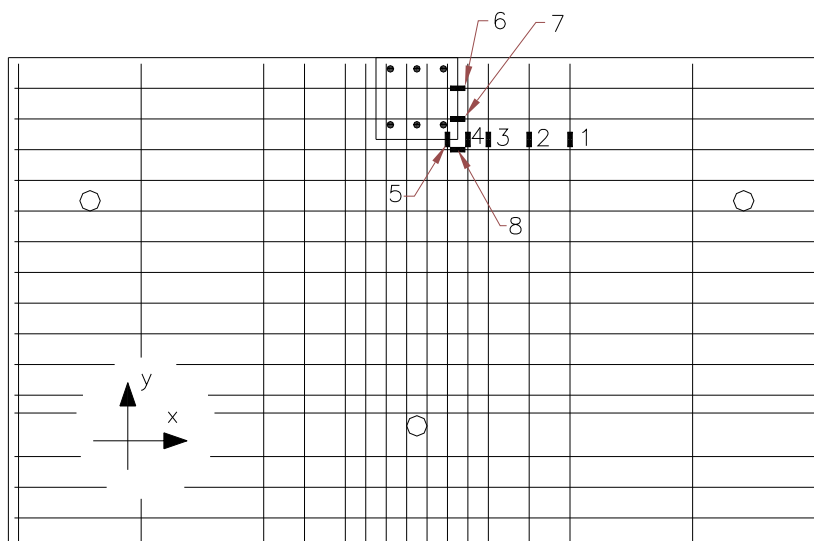


Figura 4.72 Posicionamento em planta dos extensômetros

As figuras 4.73 a 4.87 apresentam gráficos da reação do pilar *versus* a deformação da armadura passiva, destacando a carga de ruptura da laje e a carga em que a primeira fissura visível foi observada. As curvas correspondentes à laje L1 são apresentadas na Figura 4.73, enquanto a Figura 4.87 apresenta as curvas da laje L15. Os gráficos foram montados calculando-se a reação do pilar como sendo igual ao carregamento atuante ($2 \times P1 + P2$), adicionando-se o peso dos equipamentos utilizados nos ensaios e o peso próprio da laje, e para a deformação das barras da armadura passiva foi tomada a média dos dois extensômetros colados em cada uma. As curvas se iniciam a partir dos valores de reação correspondentes ao peso próprio, e com deformações devidas às forças de protensão aplicadas antes do ensaio. Observe-se a variação das escalas horizontais e verticais de cada gráfico.

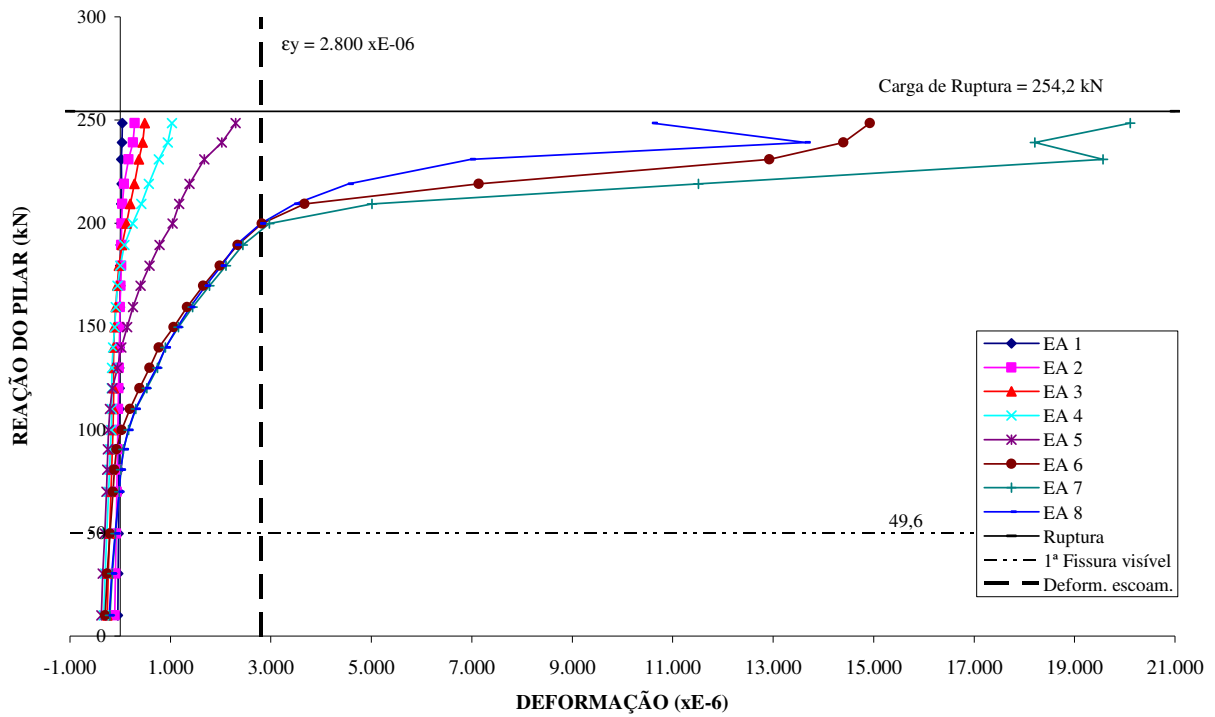


Figura 4.73 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão para a laje L1

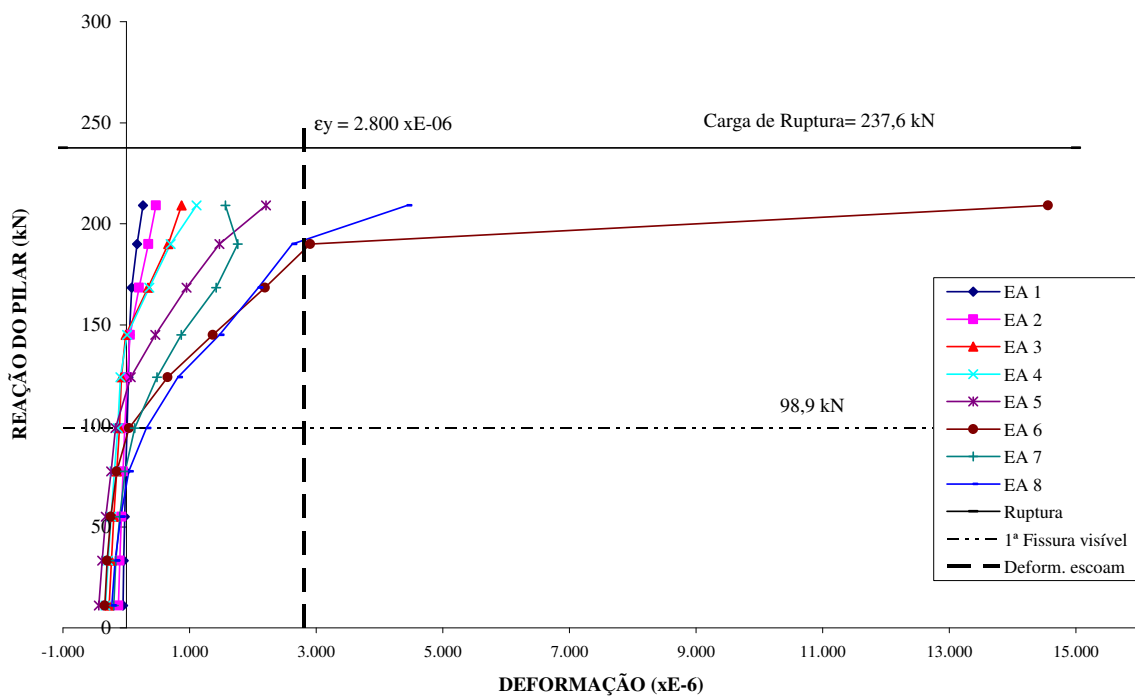


Figura 4.74 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão para as lajes L2

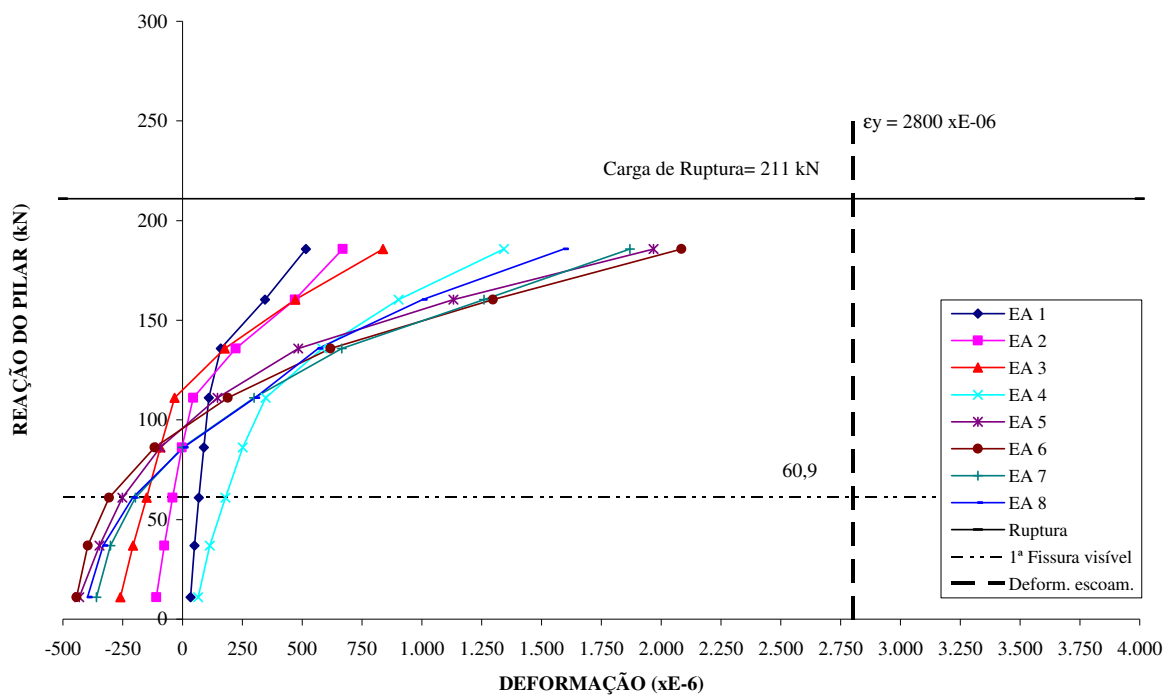


Figura 4.75 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão para a lajes L3

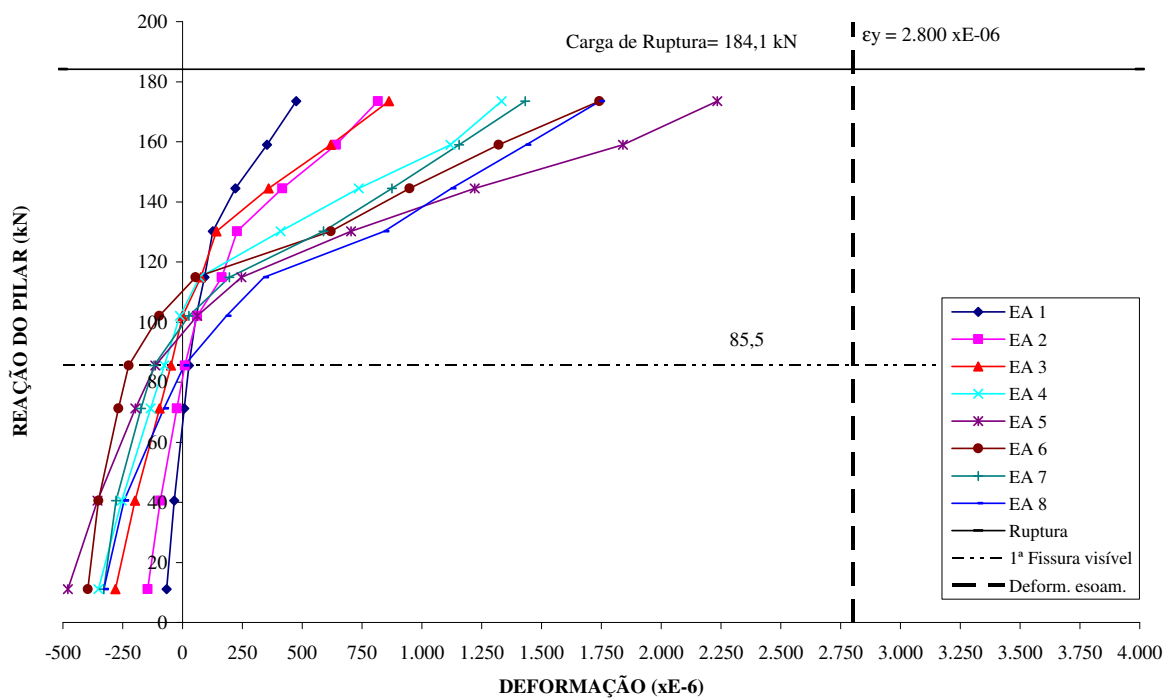


Figura 4.76 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão para a lajes L4

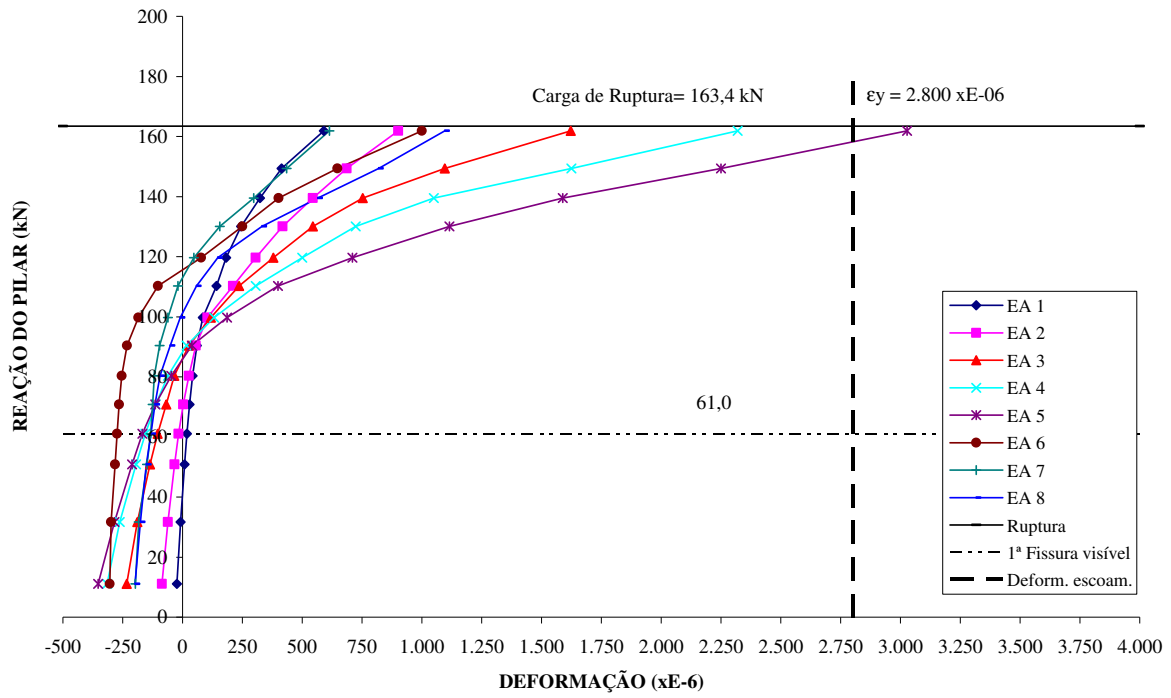


Figura 4.77 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão para a lajes L5

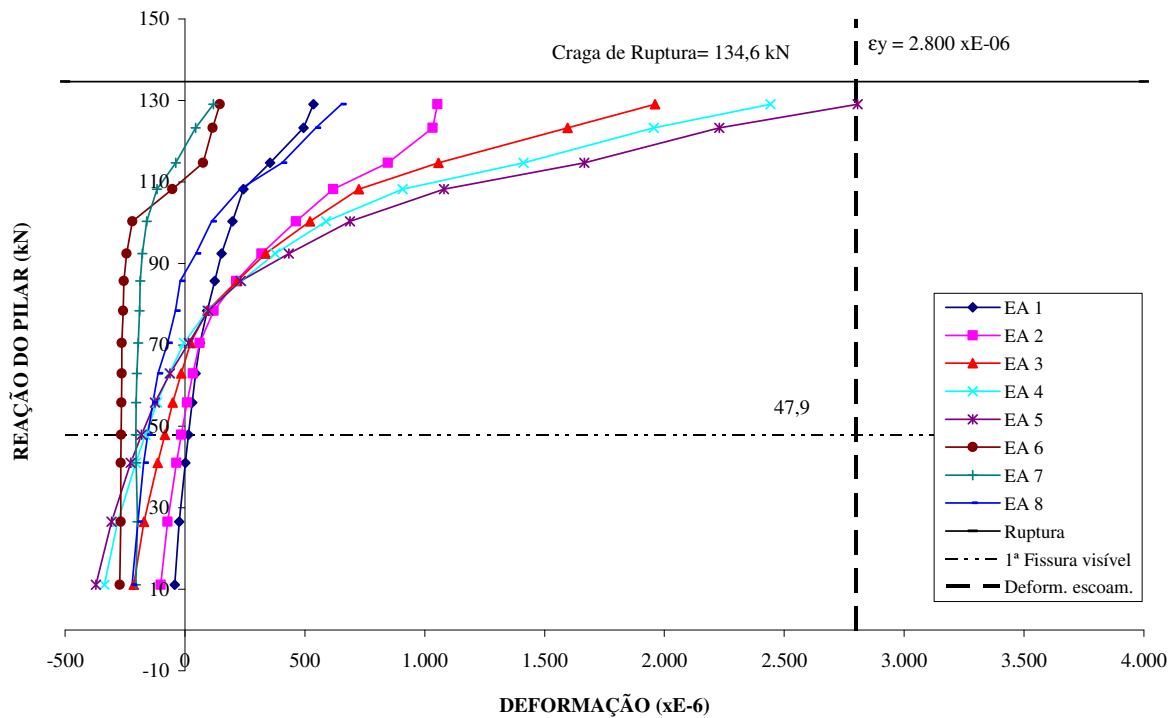


Figura 4.78 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão para a lajes L6

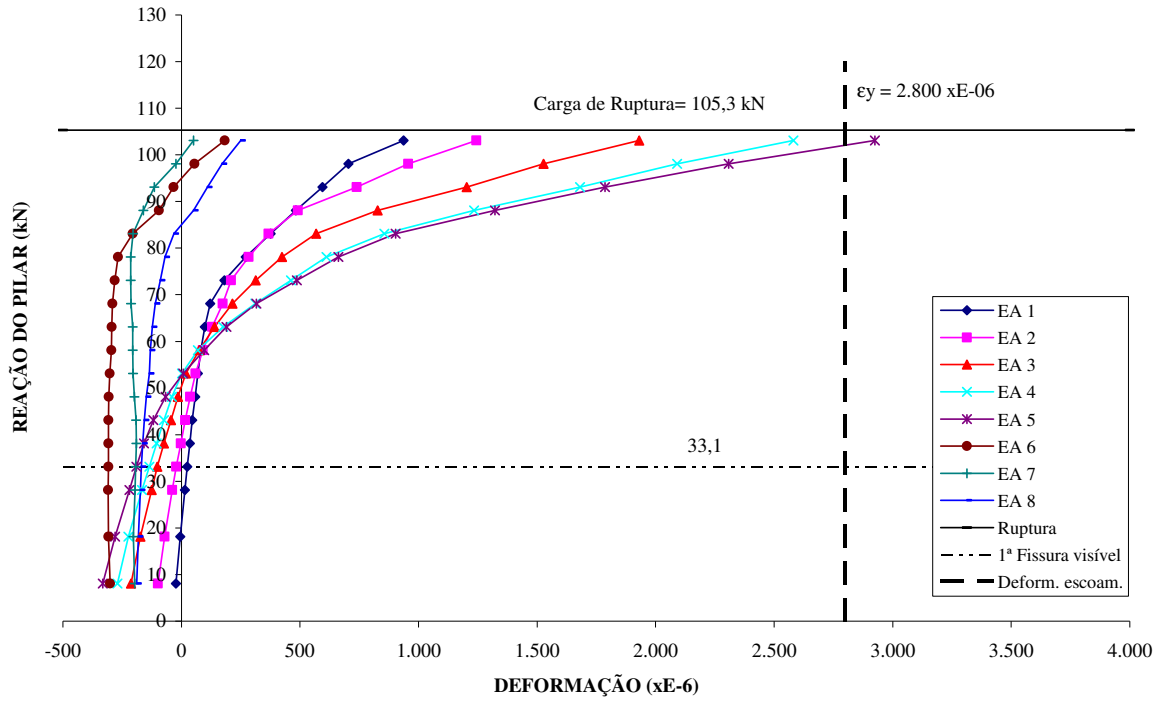


Figura 4.79 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão para a lajes L7

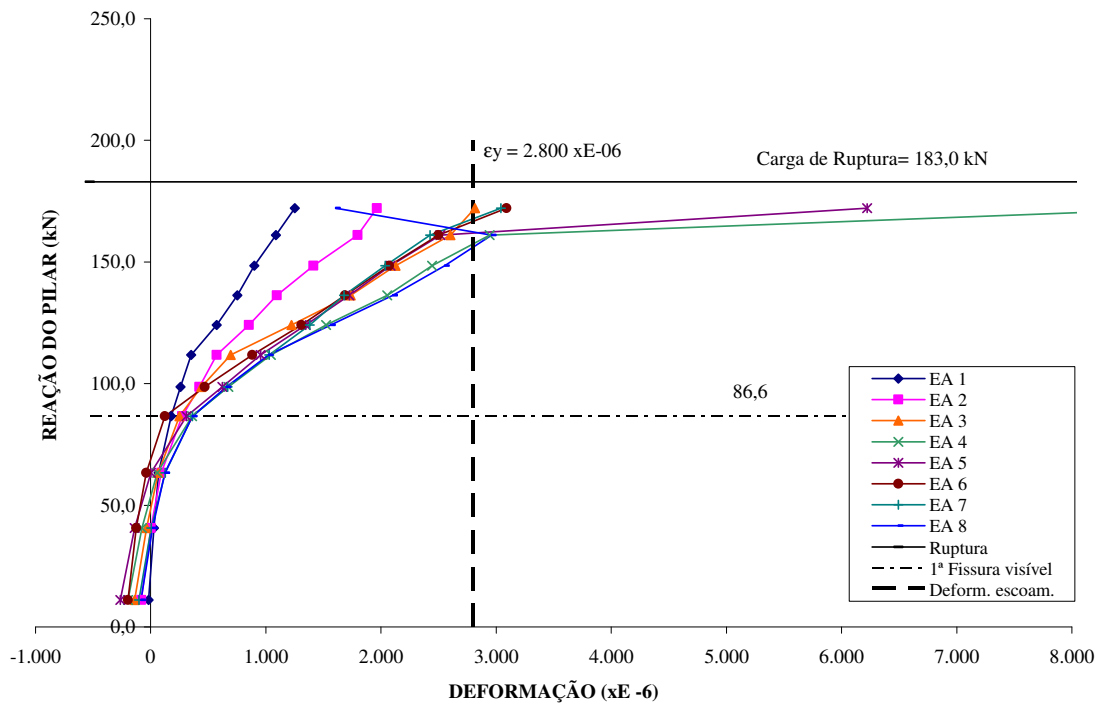


Figura 4.80 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão na Laje L8.

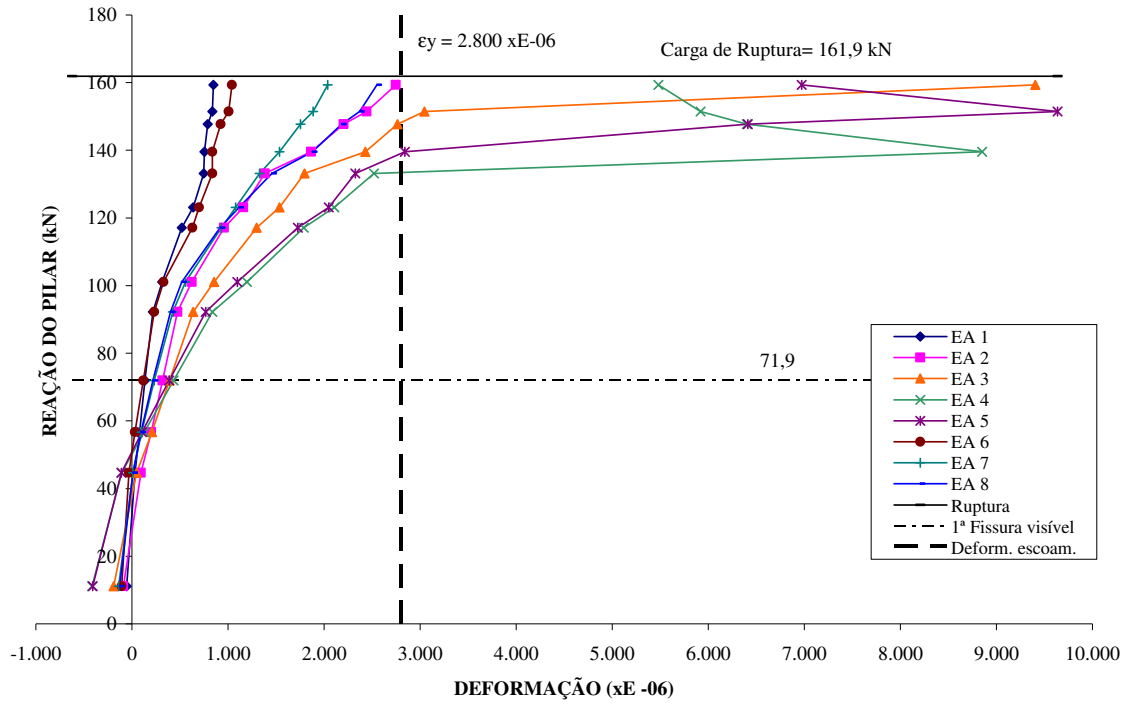


Figura 4.81 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão na Laje L9.

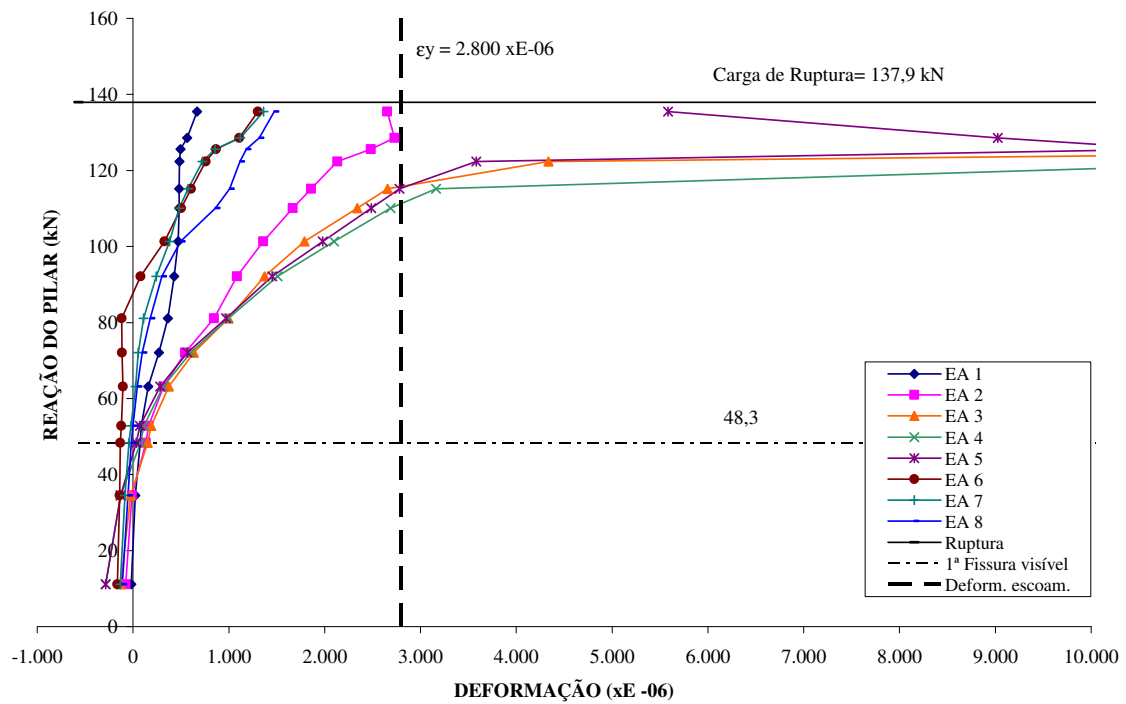


Figura 4.82 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão na laje L10.

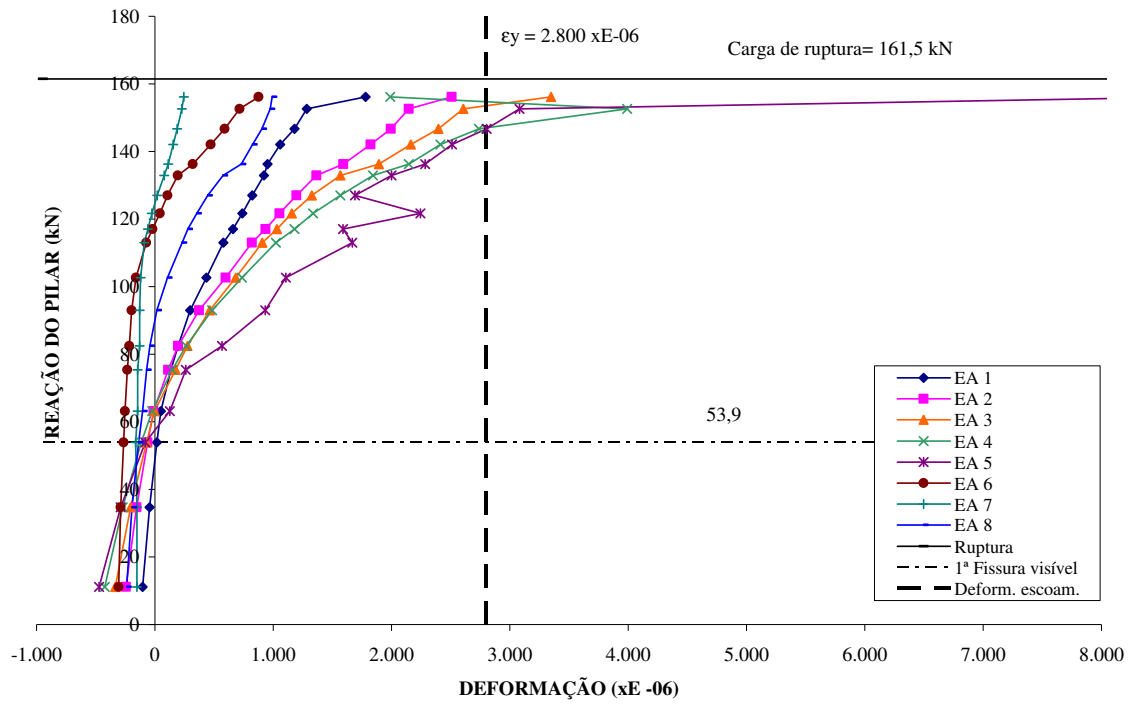


Figura 4.83 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão na Laje L11.

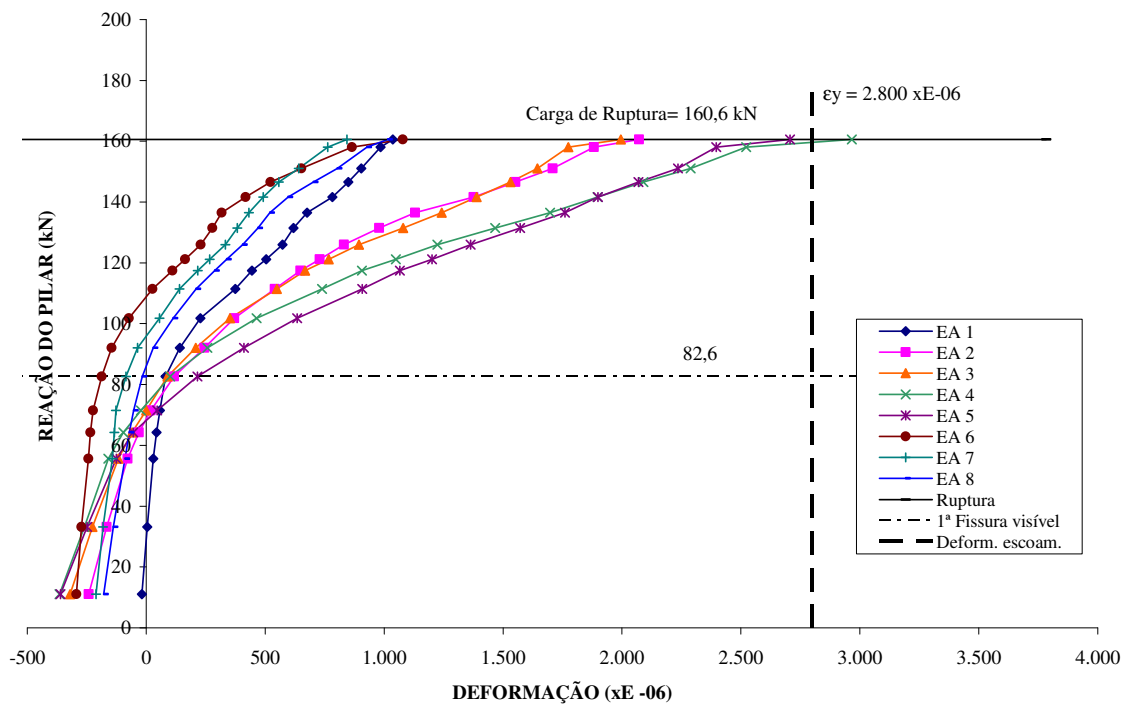


Figura 4.84 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão na Laje L12

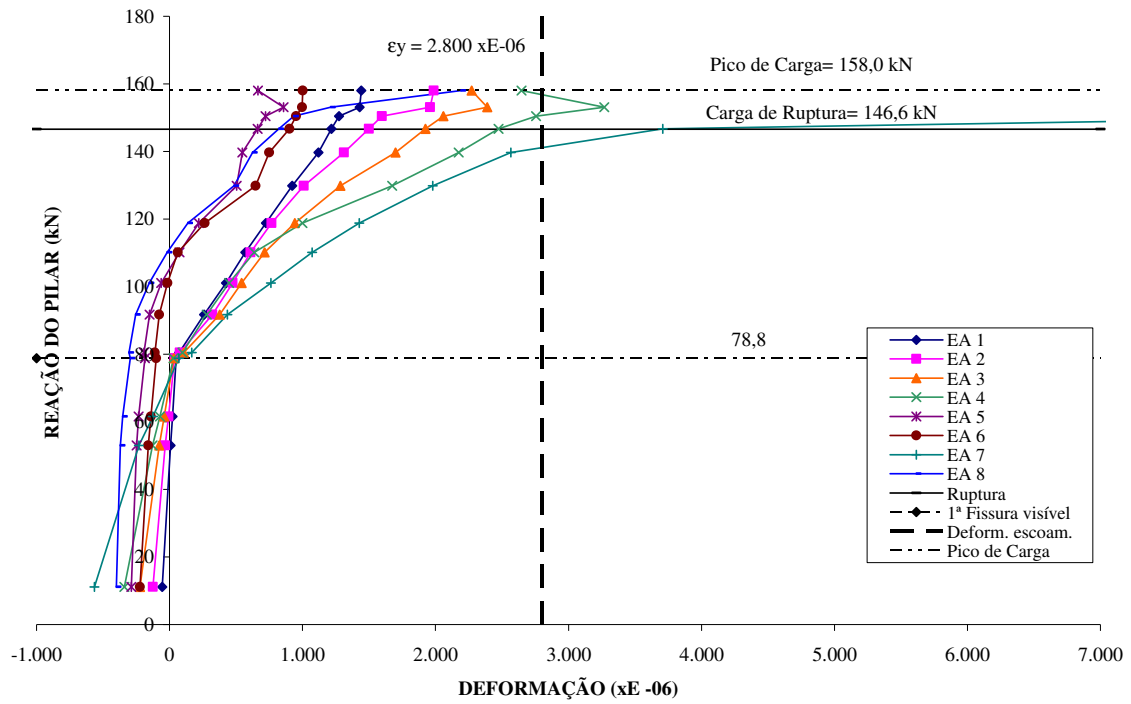


Figura 4.85 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão na Laje L13

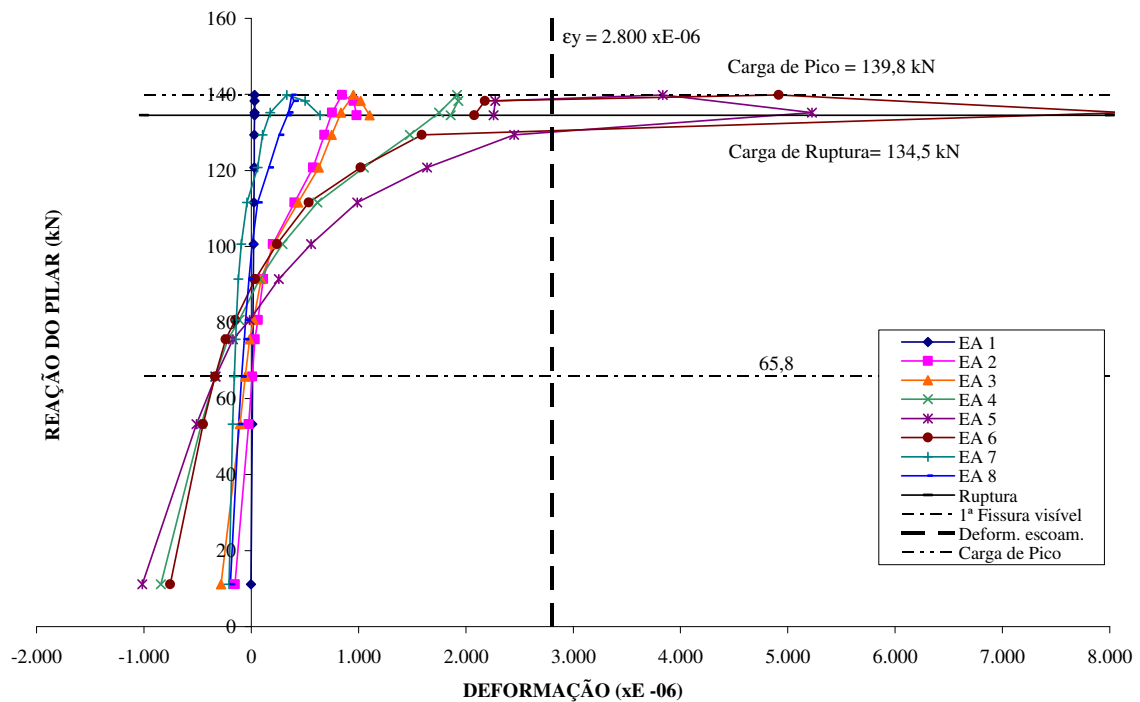


Figura 4.86 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão na Laje L14

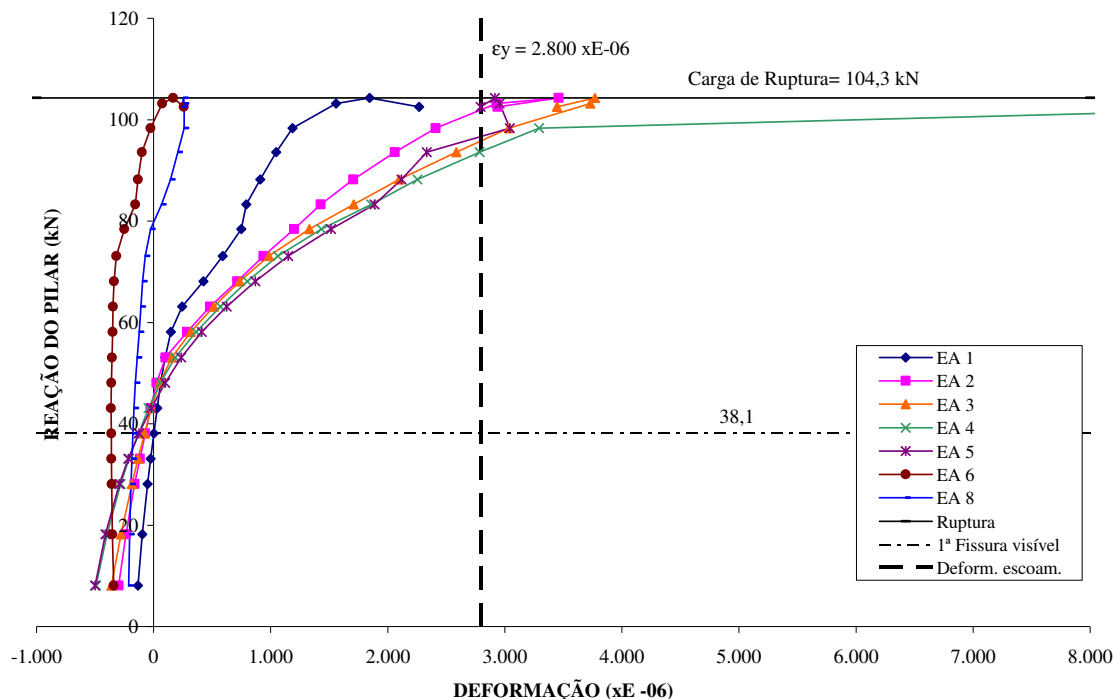


Figura 4.87 Reação do pilar *versus* deformação nas armaduras de flexão na Laje L15

Verifica-se na Figura 4.73 que as três barras paralelas e próximas à borda da laje L1 (EA6, EA7 e EA8), escoaram e apresentaram deformação plástica excessiva. Como esperado, as barras perpendiculares à borda da laje sofreram pequenas deformações ou não escoaram (EA4 e EA5), pois o carregamento era na outra direção. Observe-se a ruptura brusca por punção observada nesta laje, apesar do escoamento registrado na outra direção, como mostrado.

A laje L2 (Figura 4.74) se comportou de maneira análoga à laje L1, com a diferença de que apenas duas barras escoaram (EA6 e EA8) e uma barra paralela à borda (EA6) apresentou deformação plástica excessiva. Nas lajes L3 (Figura 4.75) e L4 (Figura 4.76) verificou-se que nenhuma barra chegou a escoar durante o ensaio (únicas lajes sem armadura escoando), e como observado para as lajes L1 a L2, as deformações maiores foram registradas para as armaduras que atravessavam o pilar.

Nas lajes L5 (Figura 4.77), L6 (Figura 4.78) e L7 (Figura 4.79) verifica-se um aumento das deformações das barras perpendiculares à borda da laje em relação às barras paralelas, o que era esperado, em função da parcela de carregamento P2 ser maior que P1 para essas lajes.

Apenas as barras perpendiculares que passavam praticamente pelo centro do pilar escoaram nos ensaios das lajes L5, L6 e L7, enquanto as barras mais afastadas do pilar apresentaram menores deformações do que as que atravessavam o pilar.

Nas lajes L8 (Figura 4.80), L9 (Figura 4.81) e L10 (Figura 4.82), do grupo 2, as barras que mais se deformaram, de uma maneira geral, foram as barras perpendiculares à borda que passam pelo pilar. Isso fica mais evidente na laje L10, com relação de carregamento P1/P2 igual a 0,5, pois observa-se claramente a influência do carregamento nestas deformações (em especial nas barras dos extensômetros EA3, EA4 e EA5). Na laje L8, com relação de carregamento P1/P2 igual a 2 e que apresentou ruptura mais brusca, essas deformações foram menores que as verificadas na laje L9, com carregamento P1/P2 igual a 1, e que apresentou uma ruptura mais dúctil e com aviso, em função dos deslocamento pronunciados observados nesta laje.

Para as lajes L11 (Figura 4.83) e L12 (Figura 4.84) as barras perpendiculares (EA3, EA4 e EA5) à borda também foram as mais solicitadas, com as da laje L11 se deformando mais que as da L12, em virtude da diferença da armadura mais leve (ferros \varnothing 8,0 mm) presente na região do pilar da laje L11, em comparação com os ferros \varnothing 10,0 mm presentes nesta região na laje L12.

Para as lajes do grupo 2, L8 (Figura 4.80), L9 (Figura 4.81) e L10 (Figura 4.82), lajes com mesma armadura ativa e passiva, mas com relações de carregamentos (P1/P2) respectivamente variando de 2 a 0,5, pequenas deformações foram observadas nas barras paralelas (EA6, EA7 e EA8) das três lajes, mas com menores deformações registradas na laje L9 e menores ainda na laje L10, em função da parcela de carregamento P1 ser comparativamente maior para estas lajes.

Pequenas deformações foram observadas também para as barras paralelas (EA6, EA7 e EA8) das lajes L11 (Figura 4.83) e L12 (Figura 4.84) do grupo 3, lajes com mesmo carregamento (P1/P2 = 0,5), mas maiores deformações foram observadas na laje L12, para barras de \varnothing 8,0 mm, em comparação com as barras de \varnothing 10,0 mm da laje L11.

As lajes L13 (Figura 4.85) e L14 (Figura 4.86) do grupo 3, lajes com mesmo carregamento (P1/P2 = 0,5), mas com armadura paralela passando pelo pilar diferente, romperam para um carregamento um pouco inferior ao alcançado em alguns passos de cargas anteriores

(chamado de pico de carga). No gráfico da laje L13 não foi possível captar as deformações após o pico de carga, mas no gráfico da laje L14 se verifica as deformações da armadura após a carga de pico. Nas duas lajes barras paralelas e perpendiculares escoaram, a barra paralela (EA7) e a barra perpendicular (EA4) na laje L13, e a barra paralela (EA6) e a barra perpendicular (EA5) na laje L14, confirmando para estas lajes a presença marcante a flexão na direção perpendicular e da torção na direção paralela.

A carga de ruptura da laje L15 (Figura 4.87) do grupo 4, somente com carga P2, foi definida como visto anteriormente, como a registrada quando a carga não aumentava mais e as deformações continuavam aumentando, comportamento típico de flexão. Para esta laje, somente com carregamento perpendicular, escoaram todas as barras perpendiculares (EA2, EA3, EA4 e EA5), com exceção da barra EA1. Houve perda do extensômetro paralelo EA7 durante o ensaio.

4.6.2- Deformação no concreto na superfície inferior das lajes

Para a apresentação das deformações na superfície inferior do concreto a Figura 4.88 - Arranjo dos extensômetros na superfície inferior das lajes deve ser observada, pois apresenta um croqui com a locação em planta dos extensômetros, como já mostrado no Capítulo 3.

As figuras 4.89 a 4.103 apresentam gráficos da reação do pilar *versus* a deformação do concreto, também destacando a carga de ruptura da laje e a carga em que a primeira fissura visível foi observada. As curvas correspondentes à laje L1 são apresentadas na Figura 4.89, enquanto a Figura 4.103 apresenta as curvas da laje L15. Os gráficos foram montados, a exemplo do item anterior, calculando-se a reação do pilar como sendo igual ao carregamento atuante ($2 \times P1 + P2$), adicionando-se o peso dos equipamentos utilizados nos ensaios e o peso próprio da laje. As curvas se iniciam a partir dos valores de reação correspondentes ao peso próprio, e com deformações devidas às forças de protensão aplicadas antes do ensaio. Os gráficos também apresentam, em tracejado, a deformação correspondente ao início da fissuração, para cada laje, determinada pelas expressões 2.1-16 e 2.1-23 do MC 90 do CEB-FIP. Observe-se a variação das escalas horizontais e verticais de cada gráfico.

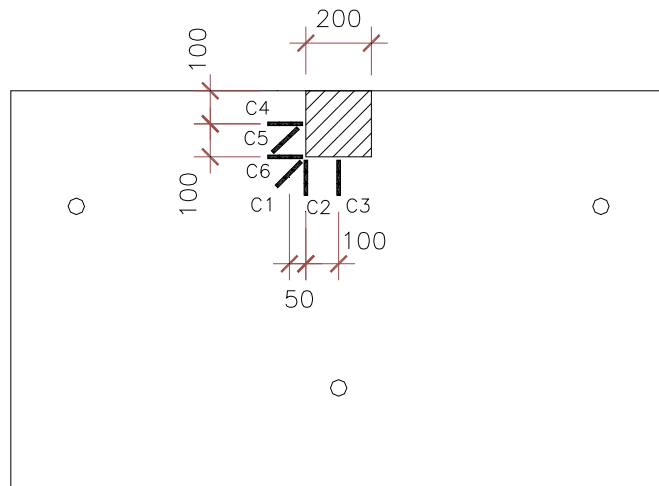


Figura 4.88 Arranjo dos extensômetros na superfície inferior das lajes

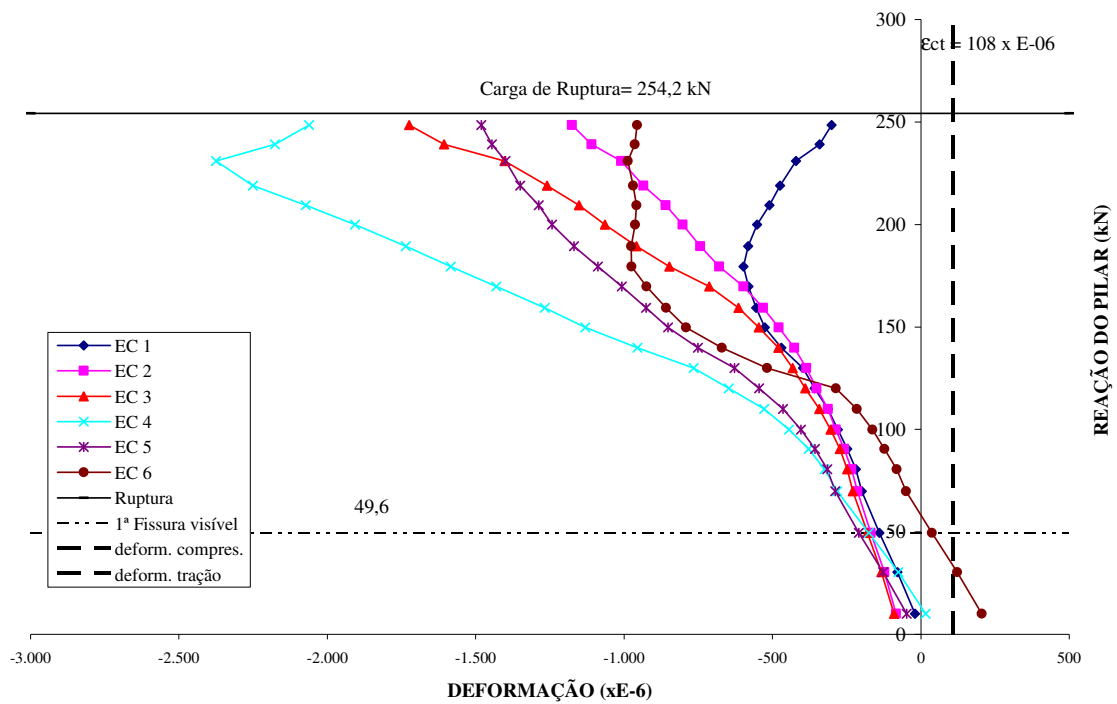


Figura 4.89 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L1

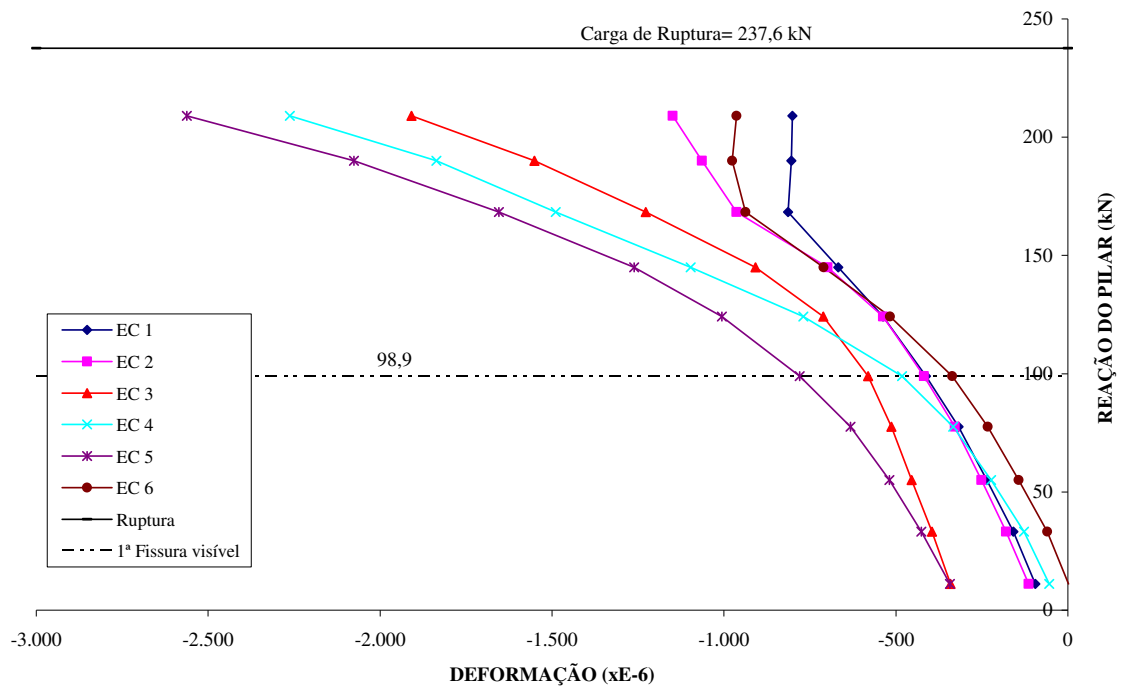


Figura 4.90 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L2

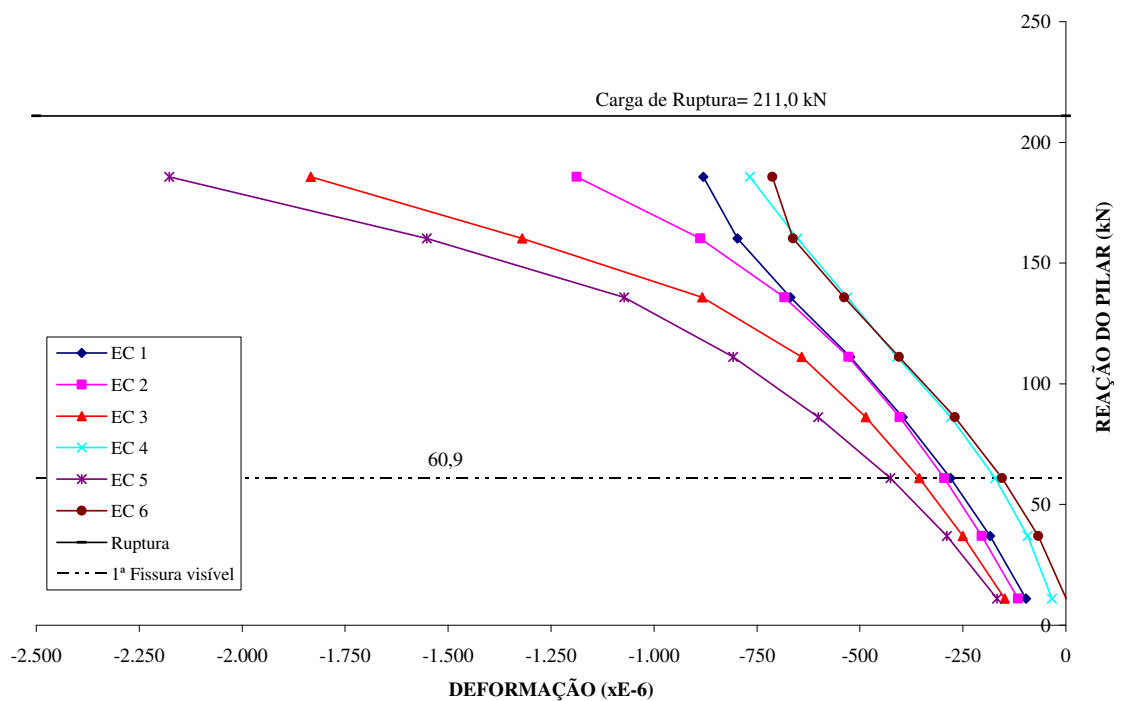


Figura 4.91 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L3

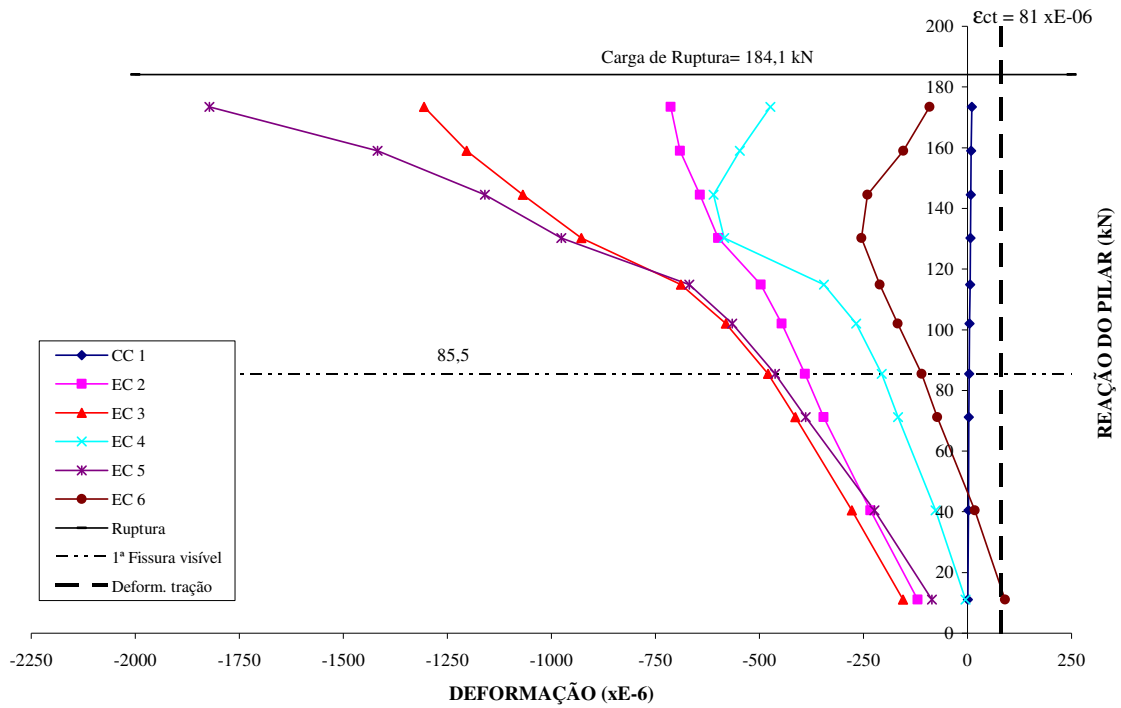


Figura 4.92 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L4

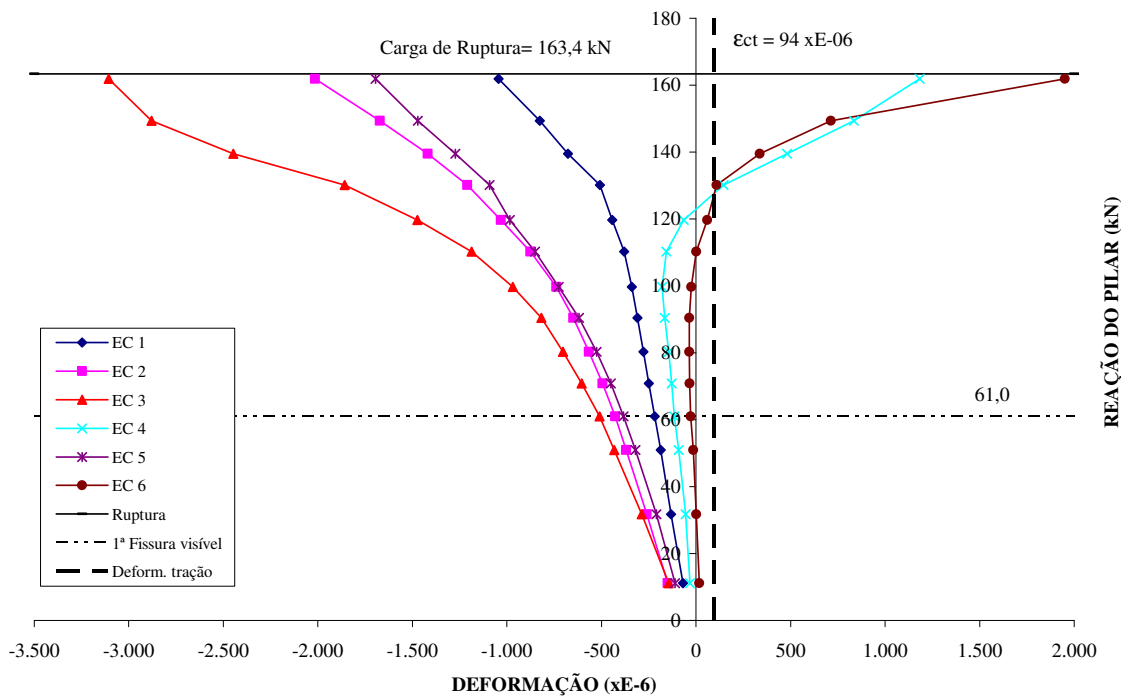


Figura 4.93 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L5

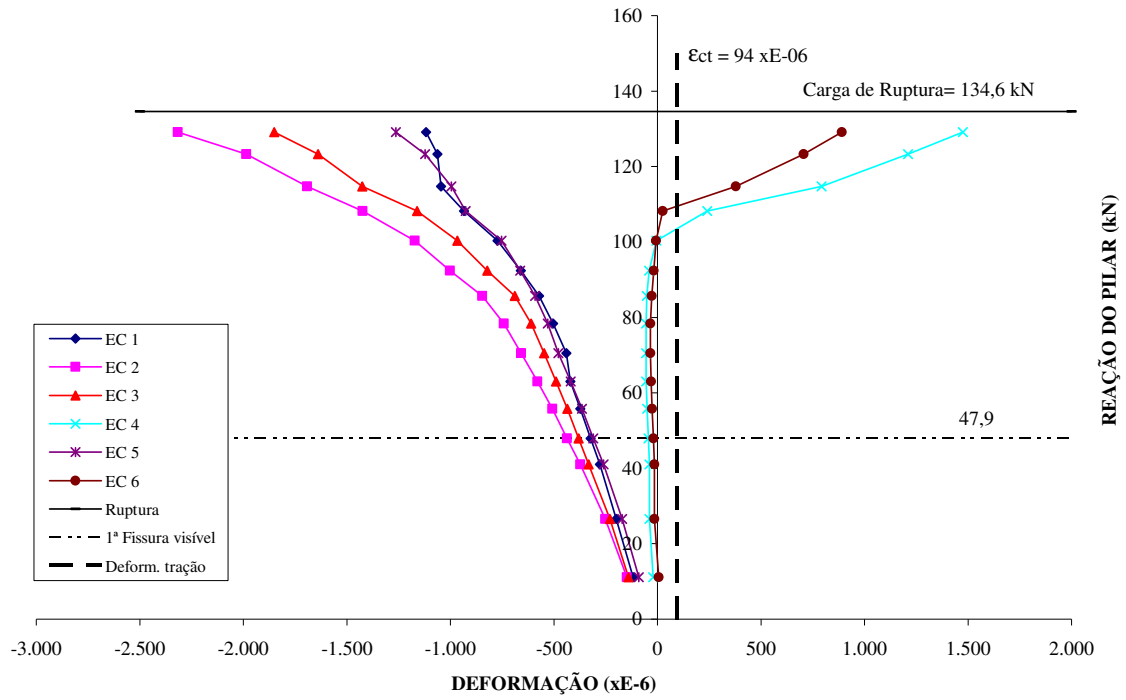


Figura 4.94 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L6

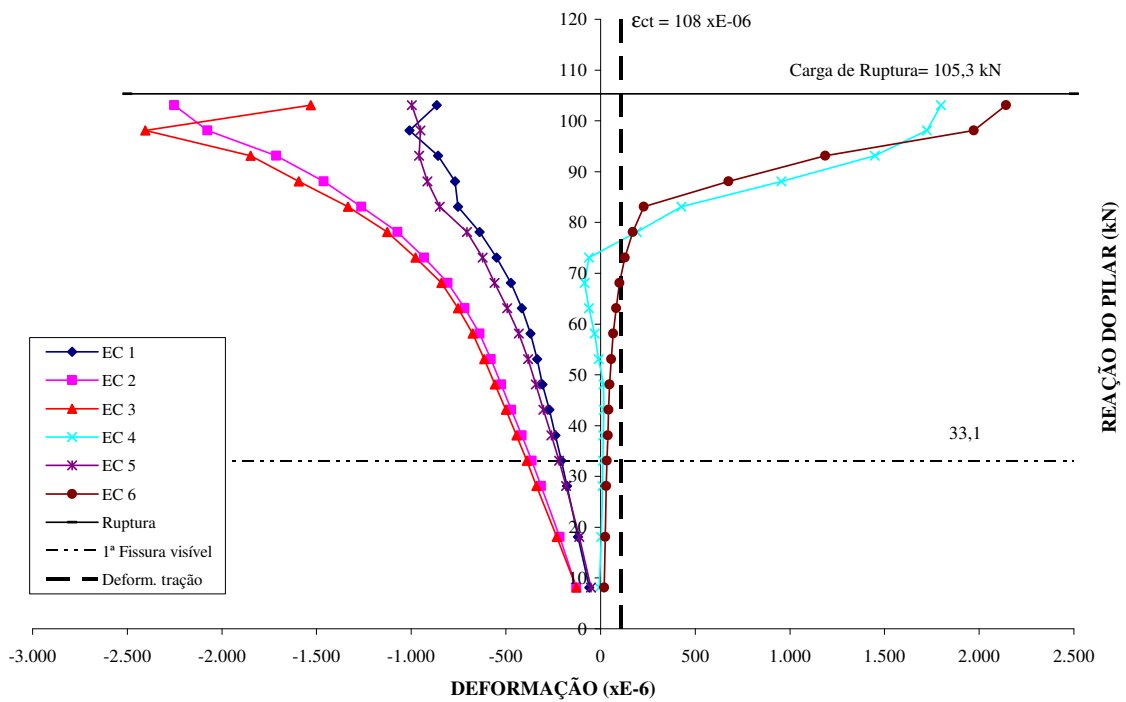


Figura 4.95 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L7

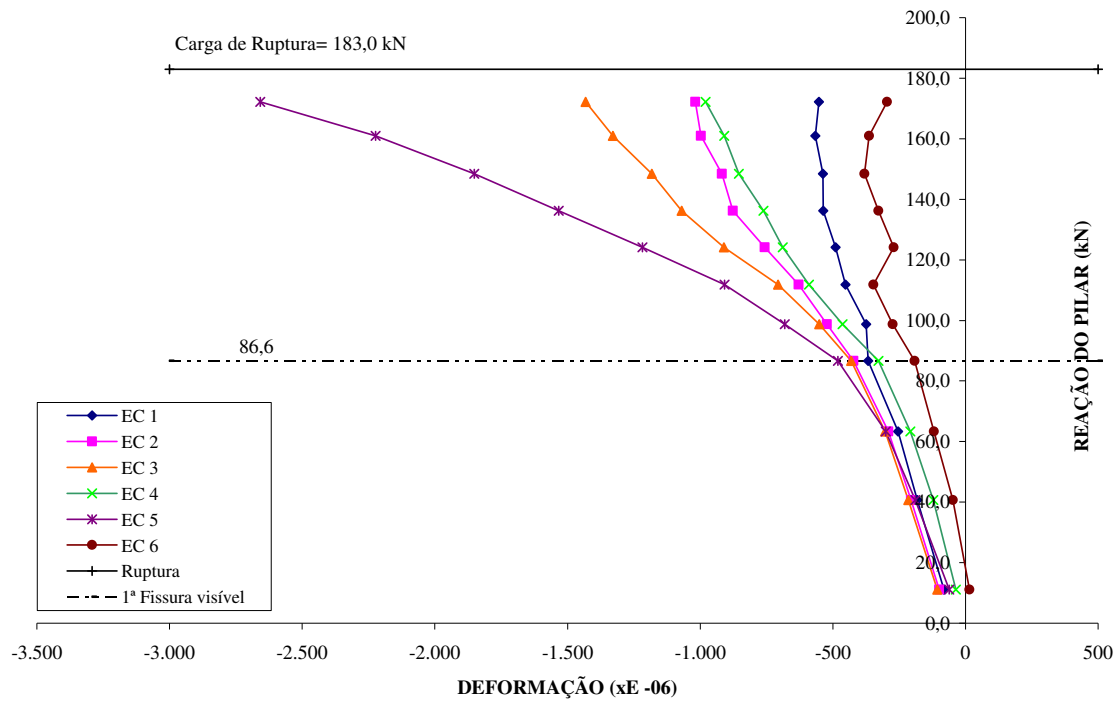


Figura 4.96 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L8

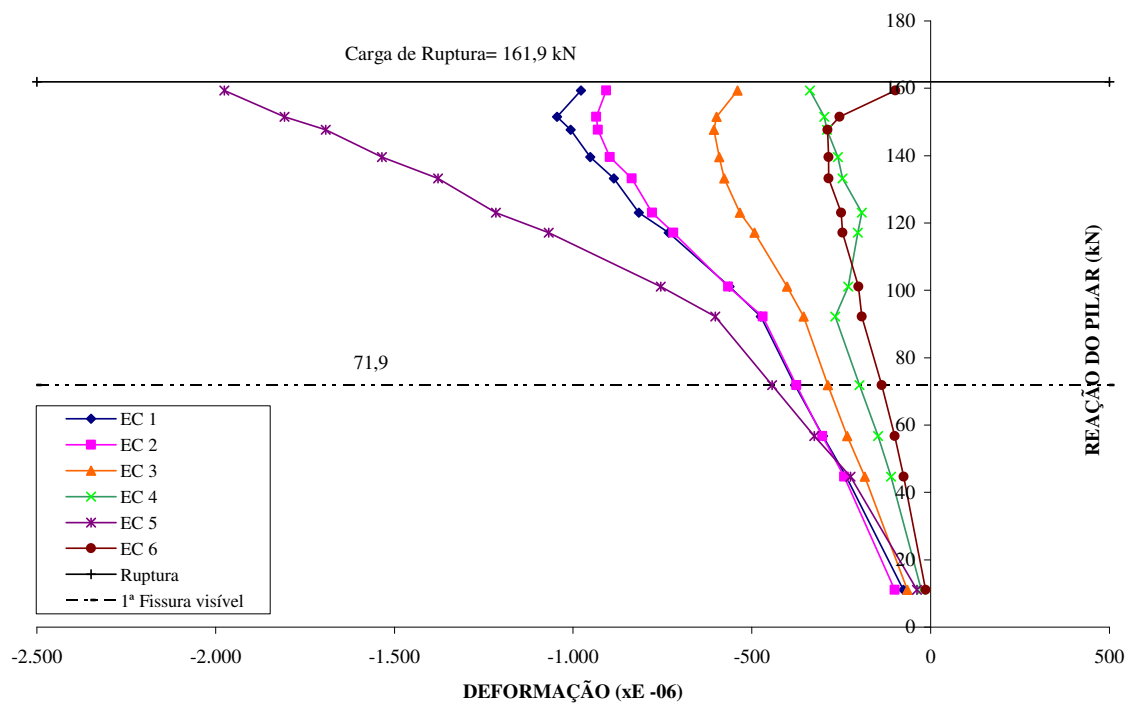


Figura 4.97 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L9

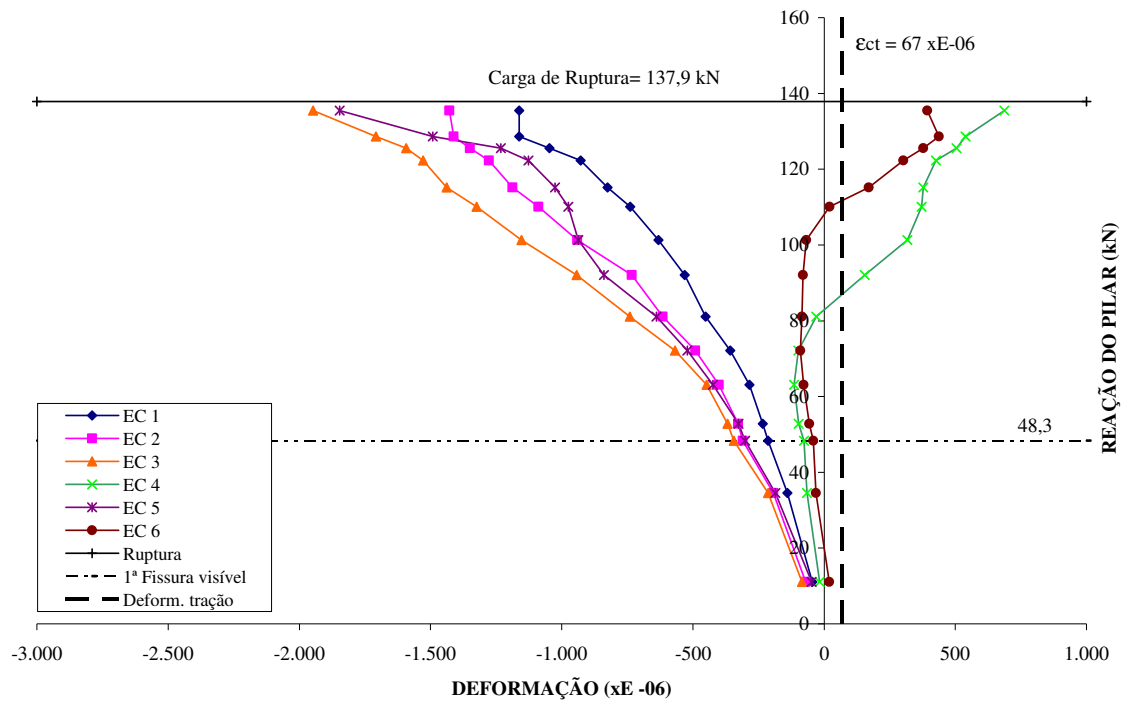


Figura 4.98 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L10

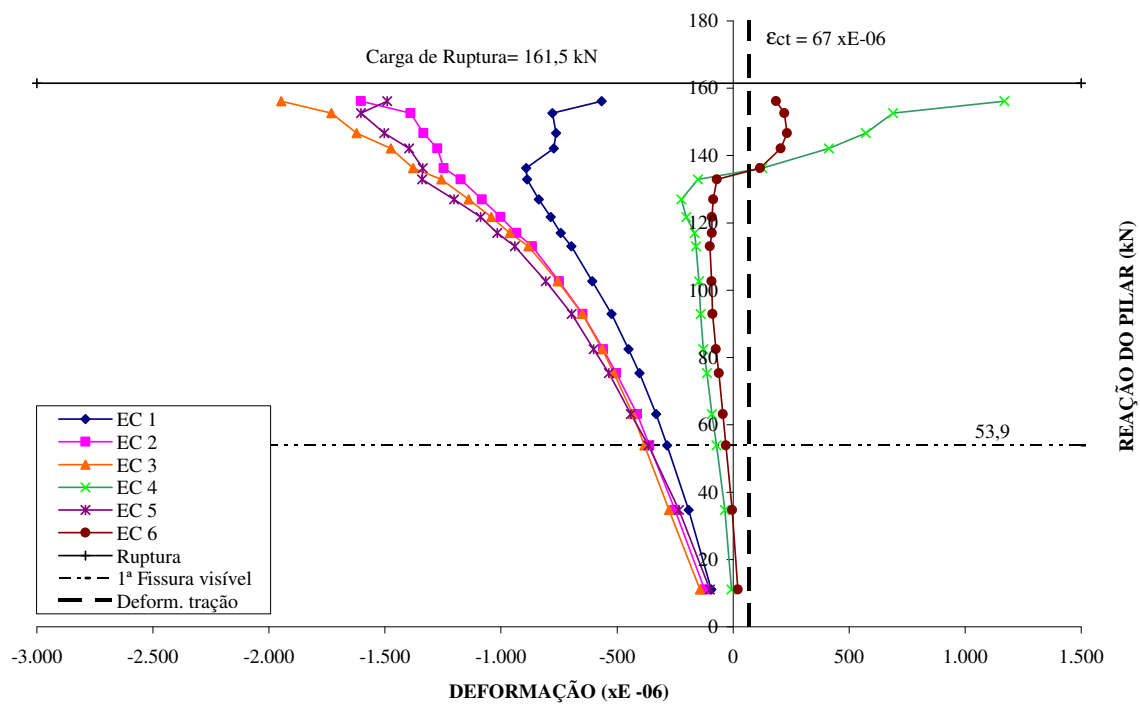


Figura 4.99 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L11

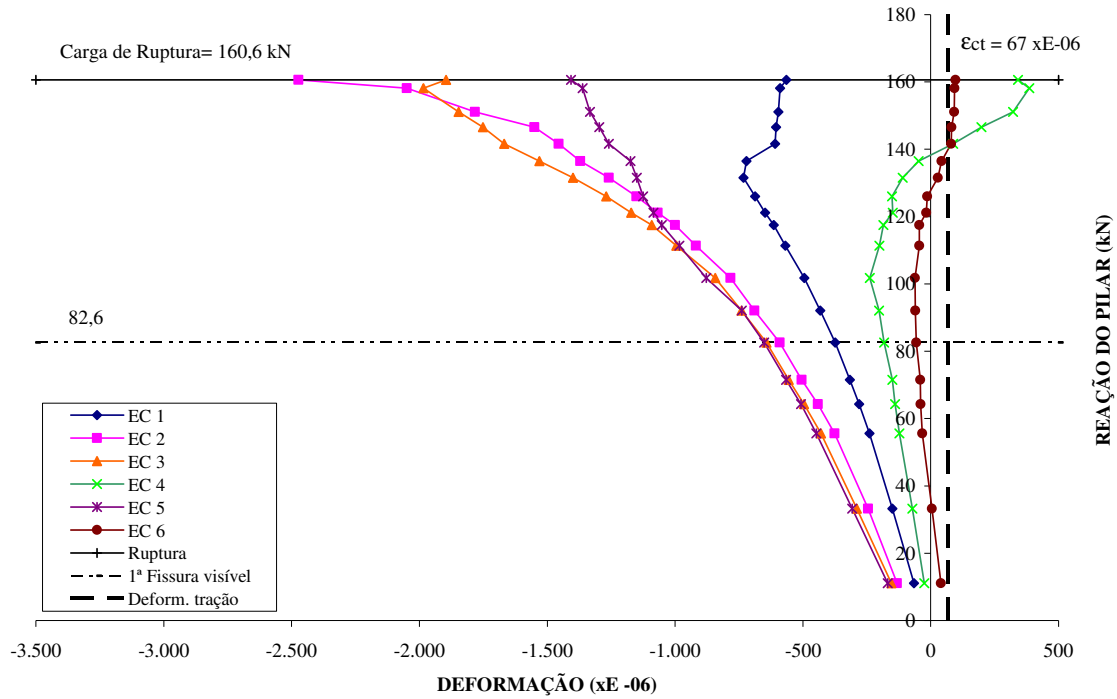


Figura 4.100 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L12

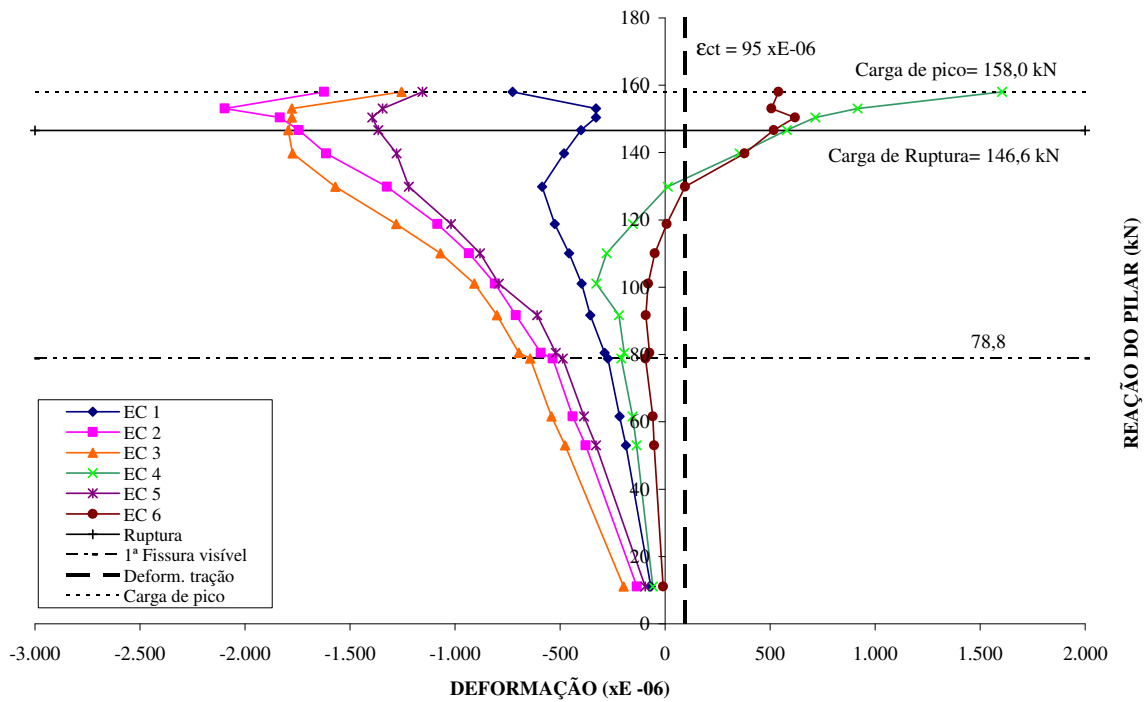


Figura 4.101 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L13

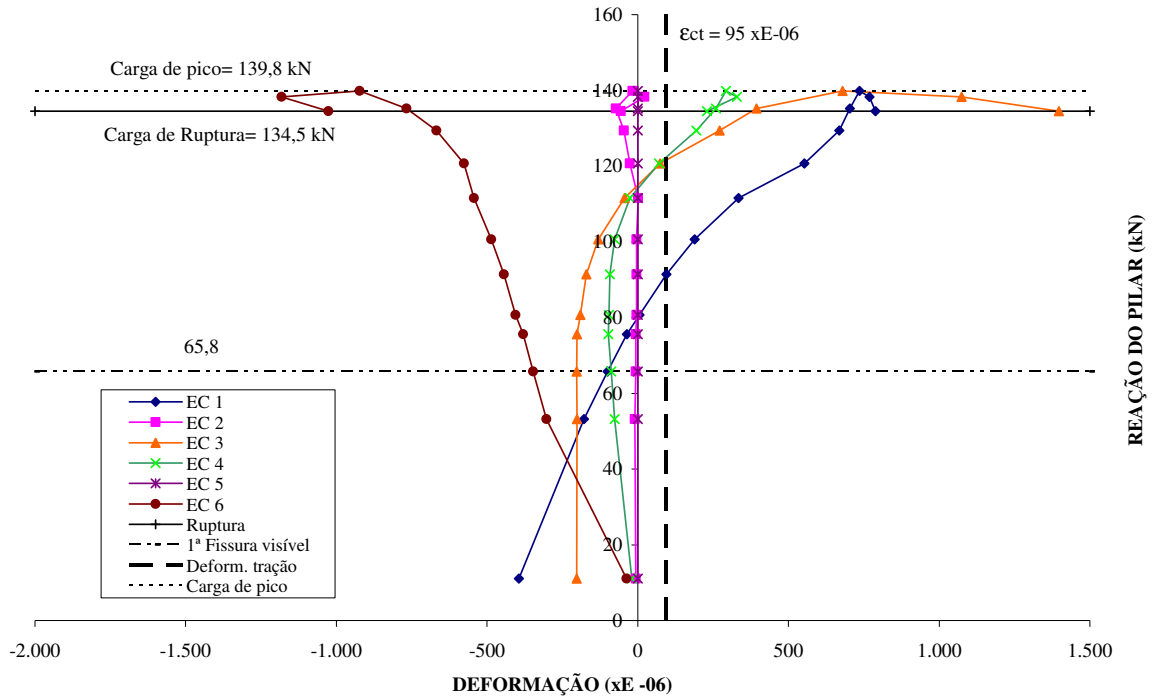


Figura 4.102 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L14

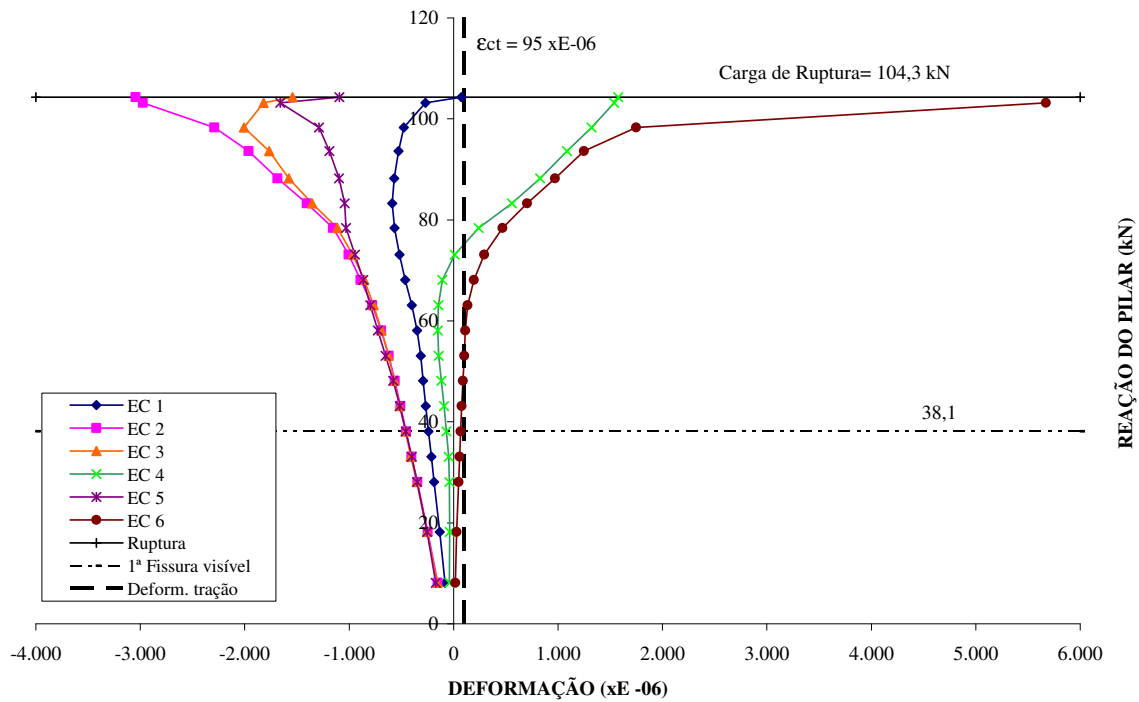


Figura 4.103 Reação do pilar *versus* deformação na superfície inferior do concreto - Laje L15

Observa-se nos gráficos que todas as lajes, com exceção da L9 e da L13, apresentaram tração no extensômetro EC6 quando do início do ensaio, como resultado da protensão realizada. Observa-se também, como esperado, que nas lajes com carregamento preponderante na direção paralela à borda (lajes L1 a L4; e L8 e L9), maiores deformações são registradas nos extensômetros EC4 (laje L1) e EC5 (lajes L2, L3, L4, L8 e L9). Já nas lajes com carregamento preponderante na direção perpendicular à borda (lajes L5 a L7; e L10 a L15), maiores deformações são registradas nos extensômetros EC2 (laje L6, L12, L13 e L15) e EC3 (lajes L5, L7, L10 e L11), com exceção da laje L14.

Na laje L1 (Figura 4.89) observa-se também que além do extensômetro EC4, o extensômetro EC3 apresentou também grandes deformações, e que o extensômetro EC1 apresentou descompressão para os últimos sete passos de carga. O extensômetro EC4 apresentou descompressão para os últimos dois passos de carga, depois da máxima deformação de compressão registrada para esta laje (2375×10^{-6}), que pode ser atribuído a esmagamento neste ponto, pois foi observado no ensaio início de deslocamento do concreto nos estágios finais de carregamento.

Para a laje L2 (Figura 4.90) observa-se que além do extensômetro EC5, os extensômetros EC4 e EC3 apresentaram também grandes deformações, e que os extensômetros EC1 e EC6 praticamente não aumentaram a compressão nos dois últimos passos de carga. A máxima deformação de compressão registrada para esta laje foi de 2562×10^{-6} (EC5), superior ao máximo da laje L1, apesar de neste ensaio (L2) não ter sido observado indícios (deslocamento do concreto) de esmagamento neste ponto.

A laje L3 (Figura 4.91) não apresentou indícios de esmagamento durante o ensaio e a máxima deformação registrada foi de 2177×10^{-6} (EC5).

Indícios de esmagamento também não foram encontrados na laje L4 (Figura 4.92) durante o ensaio, e a máxima deformação registrada foi de 1822×10^{-6} (EC5). Observe-se também que os extensômetros EC4 e EC6 apresentaram descompressão nos três últimos passos de carga, e que a deformação ficou nula no extensômetro C1 praticamente durante todo o ensaio.

A laje L5 (Figura 4.93) também não apresentou indícios de esmagamento durante o ensaio, apesar desta laje ter apresentado a maior deformação registrada (3106×10^{-6} para o extensômetro EC3), e de ter o modo de ruptura definido como Flexo-Punção devido à grande

fissuração apresentada e ao escoamento verificado na armadura, além dos grandes deslocamentos apresentados no ensaio. Observe-se que esta laje apresentou grandes deformações de tração nos três últimos passos de carga para os extensômetros EC4 e EC6.

Na laje L6 (Figura 4.94) observou-se durante o ensaio indícios (desplacamento) de esmagamento do concreto para uma deformação máxima de 2317×10^{-6} (EC2), nesta laje que teve o modo de ruptura definido como Flexo-Torção-Punção, em função das fissuras típicas de torção observadas no bordo da laje. A primeira fissura de torção surgiu para uma carga média em $P_1 = 16,3$ kN, que equivale a uma reação no pilar de 108,2 kN. Após o surgimento dessa fissura os gráficos dos extensômetros EC4 e EC6 mudam de sentido, e apresentando grandes deformações de tração nos últimos (quatro neste caso) passos de carga.

Indícios (desplacamento) de esmagamento do concreto também foram observados durante o ensaio da laje L7 (Figura 4.95), que teve registrada a deformação máxima de 2404×10^{-6} (EC3), com uma grande deformação registrada também no extensômetro EC2 (2253×10^{-6}), nesta laje com carregamento preponderante na direção perpendicular. Observe-se que o ponto de deformação máxima (EC3), e o ponto EC1, apresentaram descompressão para o último passo de carga. Observe-se que, a exemplo das lajes L5 e L6, esta laje apresentou grandes deformações de tração nos últimos (cinco neste caso) passos de carga para os extensômetros EC4 e EC6.

A exemplo da laje L3, a laje L8 (Figura 4.96), com mesmo tipo de carregamento, não apresentou indícios de esmagamento durante o ensaio e a máxima deformação registrada foi de 2658×10^{-6} (EC5) maior que na laje L3 devido à diminuição do nível de protensão nas lajes do grupo 2.

Indícios de esmagamento também não foram encontrados na laje L9 (Figura 4.97) durante o ensaio, a exemplo da laje L4, com mesmo tipo de carregamento, e a máxima deformação registrada foi de 1976×10^{-6} (EC5). Observe-se também que os extensômetros EC1 e EC2 apresentaram descompressão no último passo de carga, enquanto os extensômetros EC3 e EC6 apresentaram descompressão nos últimos dois passos de carga.

As lajes L10 (Figura 4.98), L11 (Figura 4.99) e L12 (Figura 4.100) também não apresentaram indícios de esmagamento durante o ensaio, e as máximas deformações registradas foram, respectivamente, 1948×10^{-6} (EC3), 1947×10^{-6} (EC3) e 2473×10^{-6} (EC2). Observe-se também

que para estas lajes, com mesmo tipo de carregamento, foram observadas deformações de tração nos extensômetros EC4 e EC6 para os últimos passos de carga.

A laje L13 (Figura 4.101) apresentou pequenos indícios (desplacamento) de esmagamento do concreto, para uma deformação máxima de 2097×10^{-6} (EC2) e com este ponto (EC2) apresentando descompressão para o último passo de carga, mas com o início de esmagamento menos evidente, e a carga registrada como última foi inferior à carga de pico, pois o comportamento na ruptura estava influenciado muito pela torção. Em comparação, à laje L6, que apresentou o mesmo modo de ruptura (Flexo-Torção-Punção), apesar de armadura passiva e carregamentos diferentes, apresentou indícios claros (desplacamento) de esmagamento do concreto durante o ensaio como visto anteriormente.

A laje L14 (Figura 4.102), apesar de mesmo carregamento e modo de ruptura (Flexo-Torção-Punção) da laje L13, apresentou comportamento distinto daquela, em função da armadura adicional passiva colocada paralela à borda. Observa-se que só o extensômetro EC6 apresentou deformação grande de compressão, enquanto os extensômetros EC2 e EC5 praticamente não apresentaram deformações durante o ensaio. Já os extensômetros EC1, EC3 e EC4 apresentaram deformações de tração nos últimos passos de carga.

A exemplo da laje L7, com mesmo carregamento e modo de ruptura (Flexo-Torção), indícios (desplacamento) de esmagamento do concreto também foram observados durante o ensaio da laje L15 (Figura 4.103), que teve registrada a deformação máxima de 3044×10^{-6} (EC2), com grande deformação registrada também para o extensômetro EC3 (2006×10^{-6}), nesta laje com carregamento preponderante na direção perpendicular. Observe-se que os extensômetros EC1, EC3 e EC5 apresentaram descompressão para os últimos passos de carga, e que os extensômetros EC4 e EC6 apresentaram grandes deformações de tração nos últimos passos de carga, apesar do último passo registrado para o EC6 (5672×10^{-6}) ser muito grande, indicando que provavelmente estava em cima de uma fissura.

4.7- DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Para a apresentação dos deslocamentos verticais das lajes, a Figura 4.104 - Posição dos relógios comparadores e perfis de flechas analisados, deve ser observada, pois apresenta um croqui com a locação dos relógios comparadores, como já mostrado no Capítulo 3. O quadrante esquerdo da laje foi mais instrumentado, com sete relógios comparadores (1 a 6; 11), enquanto que no quadrante direito foi colocado somente um (10). Os relógios comparadores 7 a 9, e 13 estão colocados no eixo vertical.

As figuras 4.105 a 4.134 apresentam os perfis de deslocamentos verticais que cruzam o eixo do pilar nas direções dos eixos paralelo e perpendicular à borda da laje. Os gráficos também foram montados calculando-se a reação do pilar como sendo igual ao carregamento atuante ($2 \times P1 + P2$), adicionando-se o peso dos equipamentos utilizados nos ensaios e o peso próprio da laje. As curvas se iniciam a partir dos valores da reação correspondente ao peso próprio.

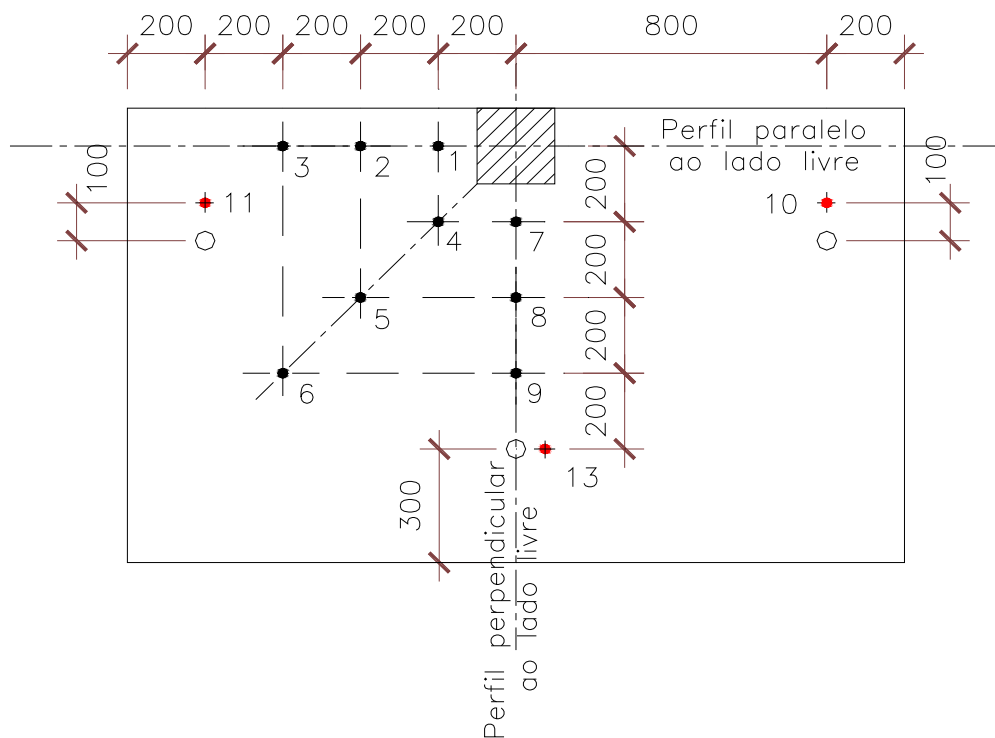


Figura 4.104 Posição dos relógios comparadores e perfis de flechas analisados

As diferenças observadas nos deslocamentos nas posições de cargas P_1 (relógios 10 e 11) são em parte em função do sistema de ensaios ser hiperestático, e o pilar não estar restringido ou totalmente preso na direção paralela ao borda da laje. No início dos ensaios a maioria das lajes se acomodou, e se deformaram mais equilibradamente no decorrer dos ensaios.

Os maiores deslocamentos para os relógios 10 e 11 foram obtidos para as lajes com carregamento preponderante na direção paralela à borda da laje, como a laje L1. A laje L8 também apresentou deslocamentos de mesma ordem à L1, por ter menos protensão nesta direção. Para o relógio 13 (perpendicular) o maior deslocamento foi obtido para a laje L14 (29mm). As lajes L7 e L15, apesar de serem carregadas mais preponderantemente nesta direção, apresentaram menores deslocamentos finais.

Como esperado, as lajes que apresentaram pequenos deslocamentos nas duas direções quando da ruptura foram as lajes L3, L4, L11 e L12, que tiveram rupturas bruscas, com modo de ruptura por punção. As lajes do grupo 2 (L8 a L10) de uma maneira geral apresentaram grandes deslocamentos ao longo de todo o carregamento, em função da menor protensão utilizada, e tiveram uma ruptura mais dúctil. O comportamento mais dúctil (grandes deslocamentos) foi apresentado pelas lajes L1, L2, L5, L6, L10 e L14.

As lajes L7 e L15, que efetivamente não romperam, recuperaram mais de 50% dos deslocamentos verificados quando o carregamento foi retirado ao final dos ensaios.

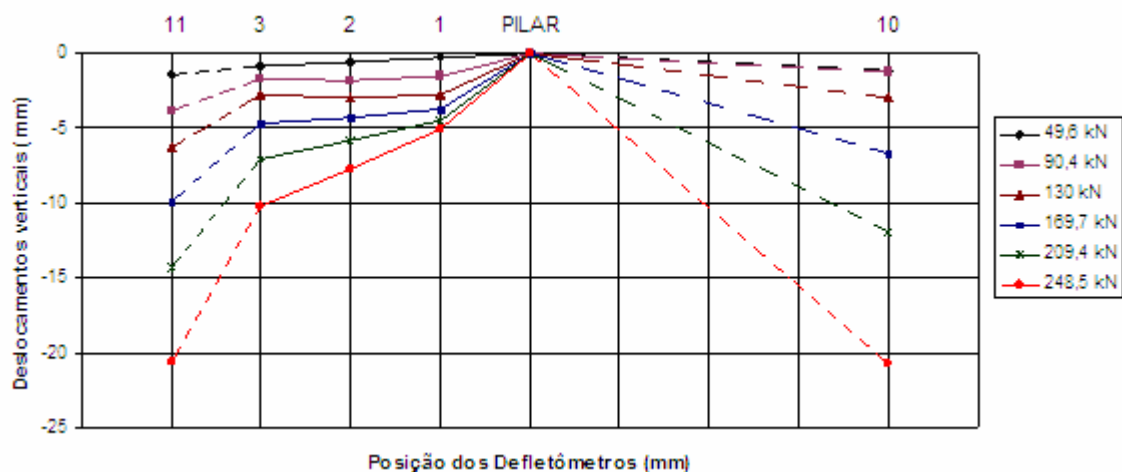


Figura 4.105 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L1

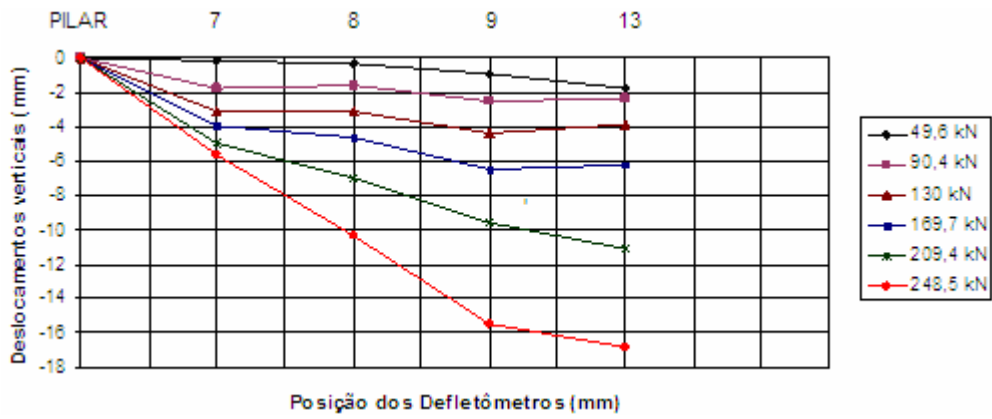


Figura 4.106 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L1

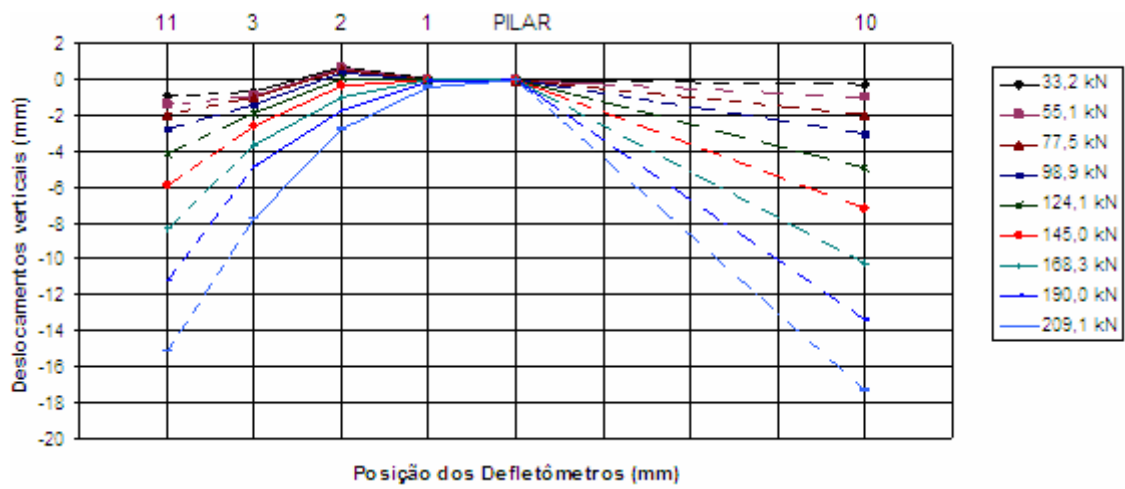


Figura 4.107 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L2

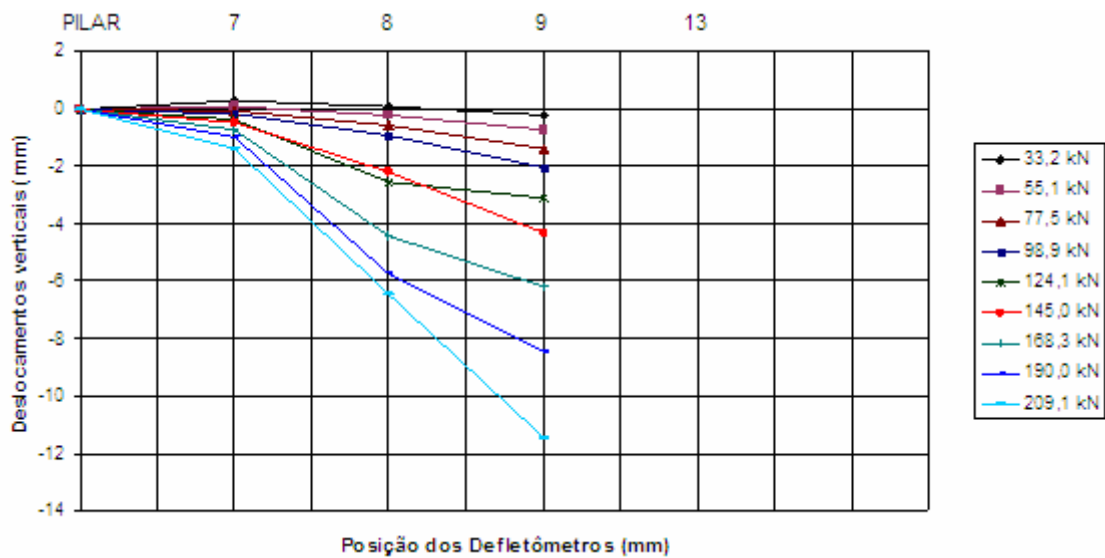


Figura 4.108 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L2

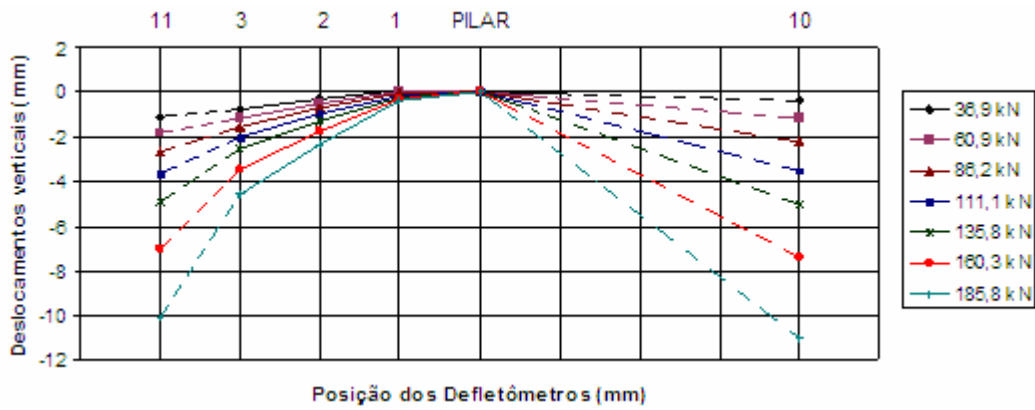


Figura 4.109 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L3

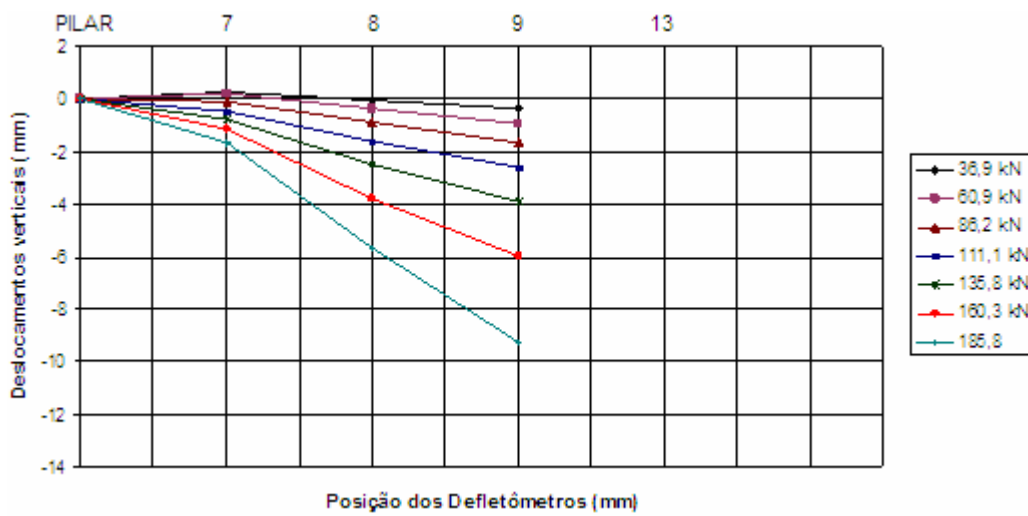


Figura 4.110 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L3

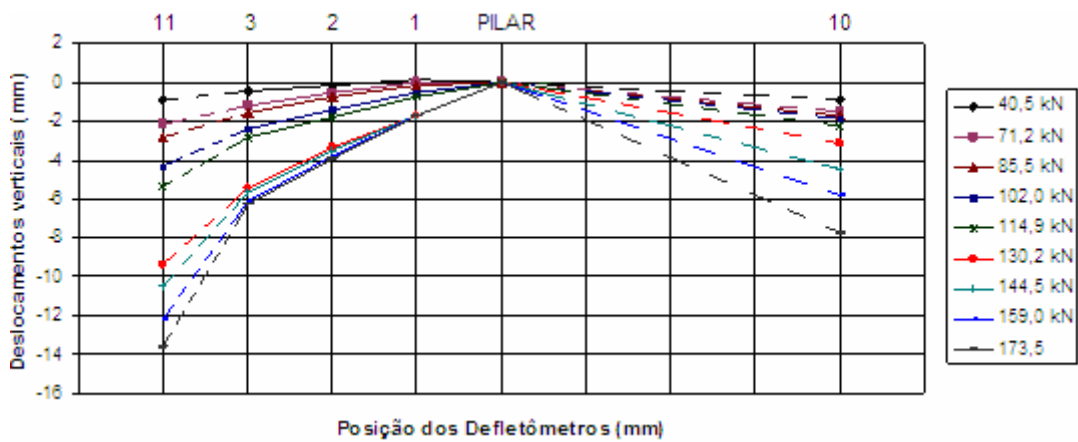


Figura 4.111 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L4

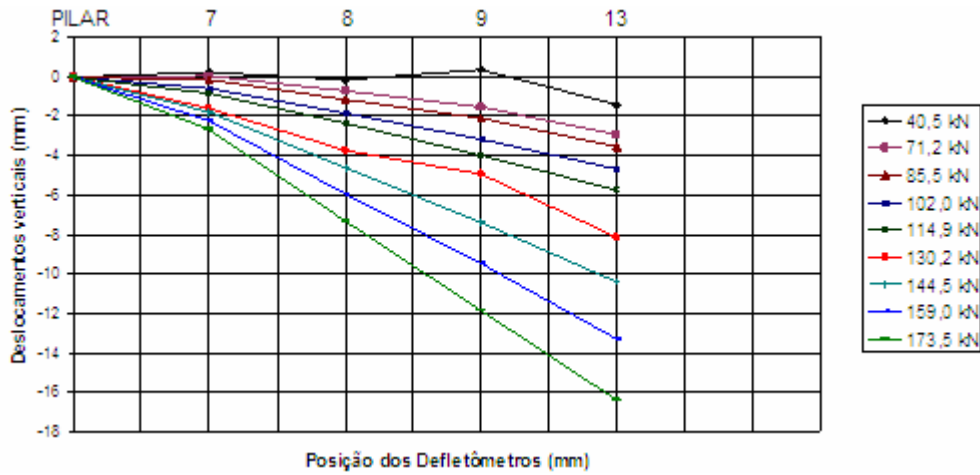


Figura 4.112 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L4

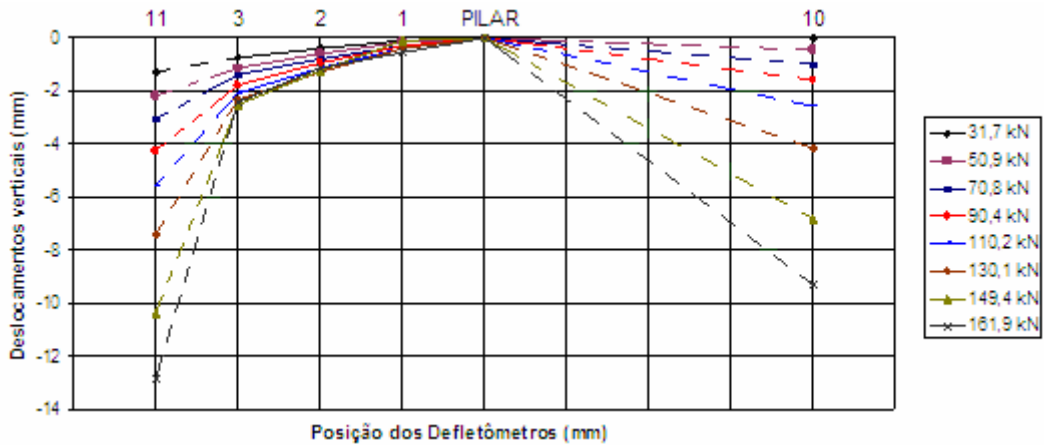


Figura 4.113 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L5

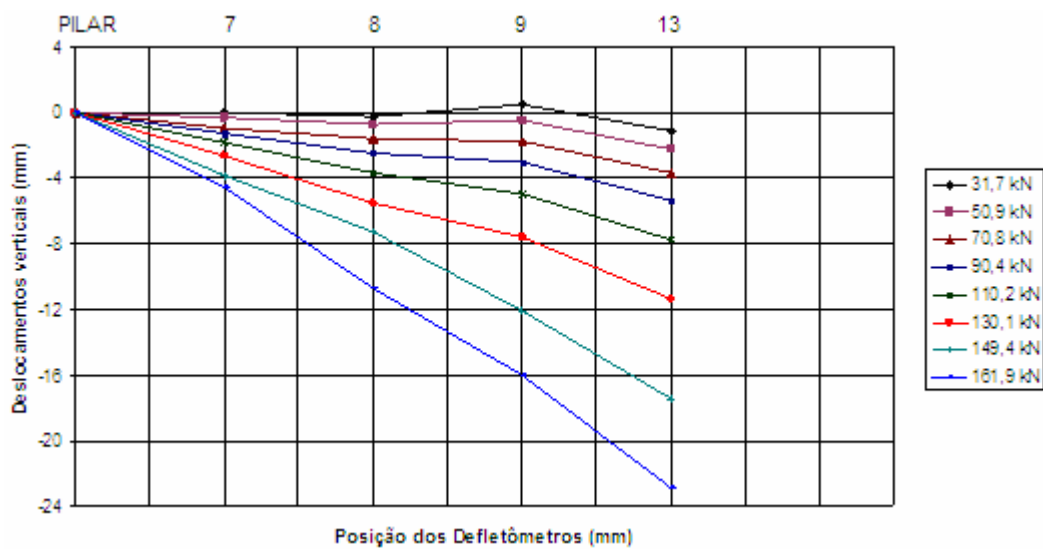


Figura 4.114 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L5

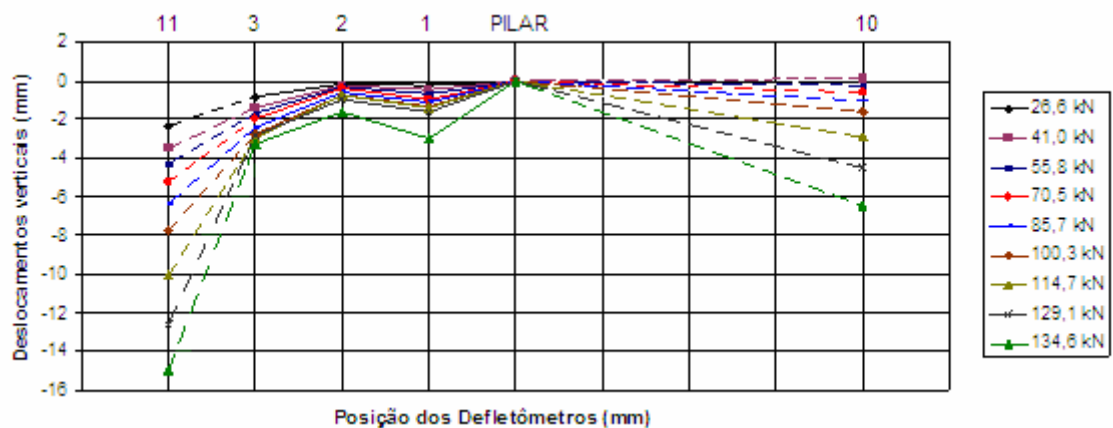


Figura 4.115 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L6

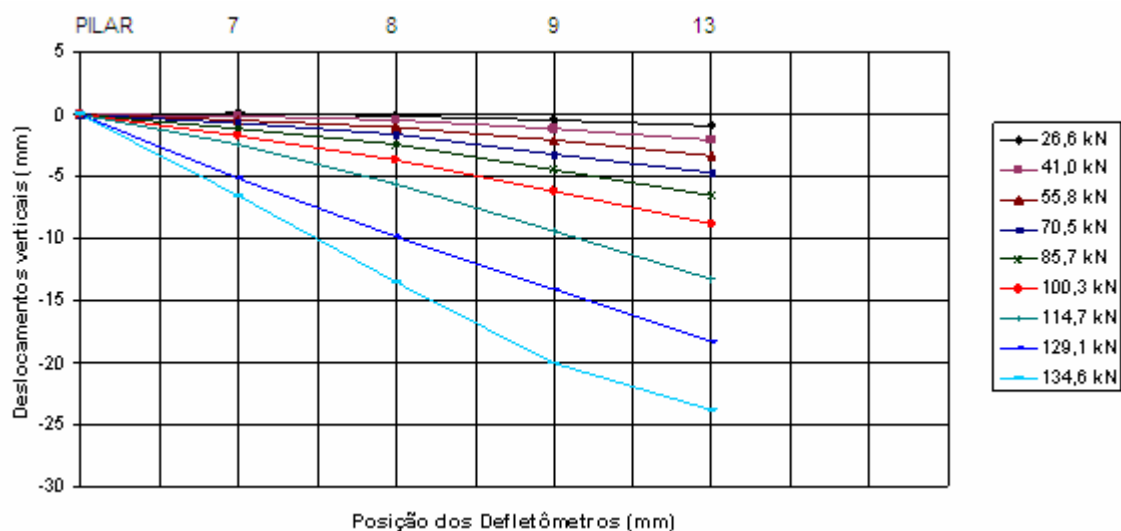


Figura 4.116 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L6

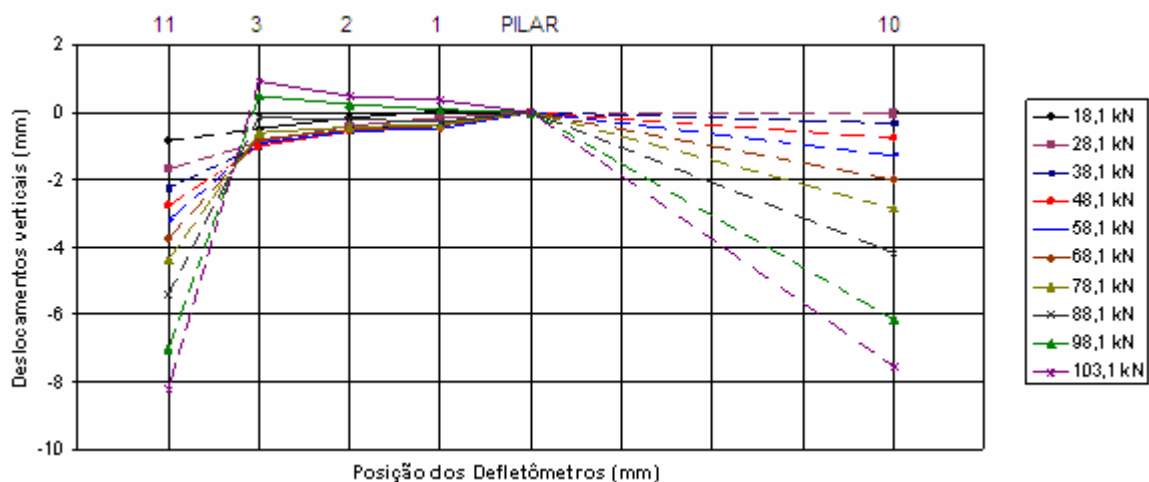


Figura 4.117 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L7

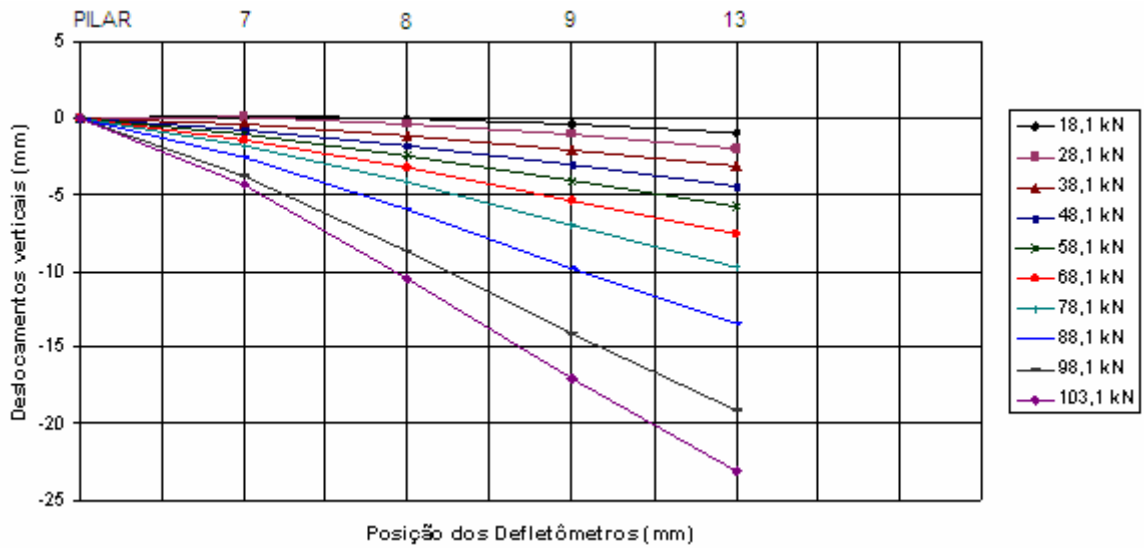


Figura 4.118 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L7

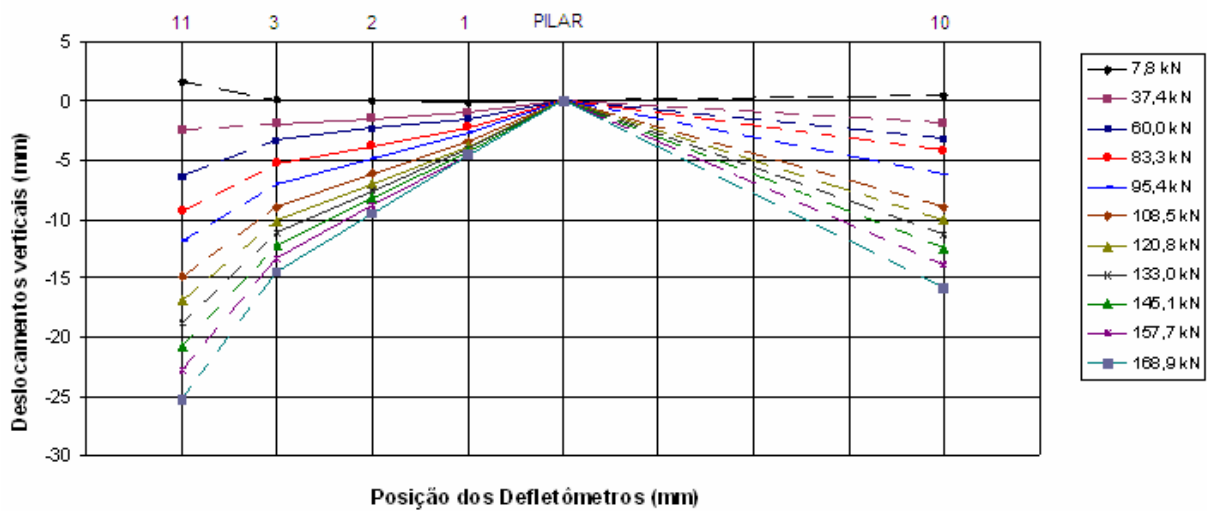


Figura 4.119 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L8

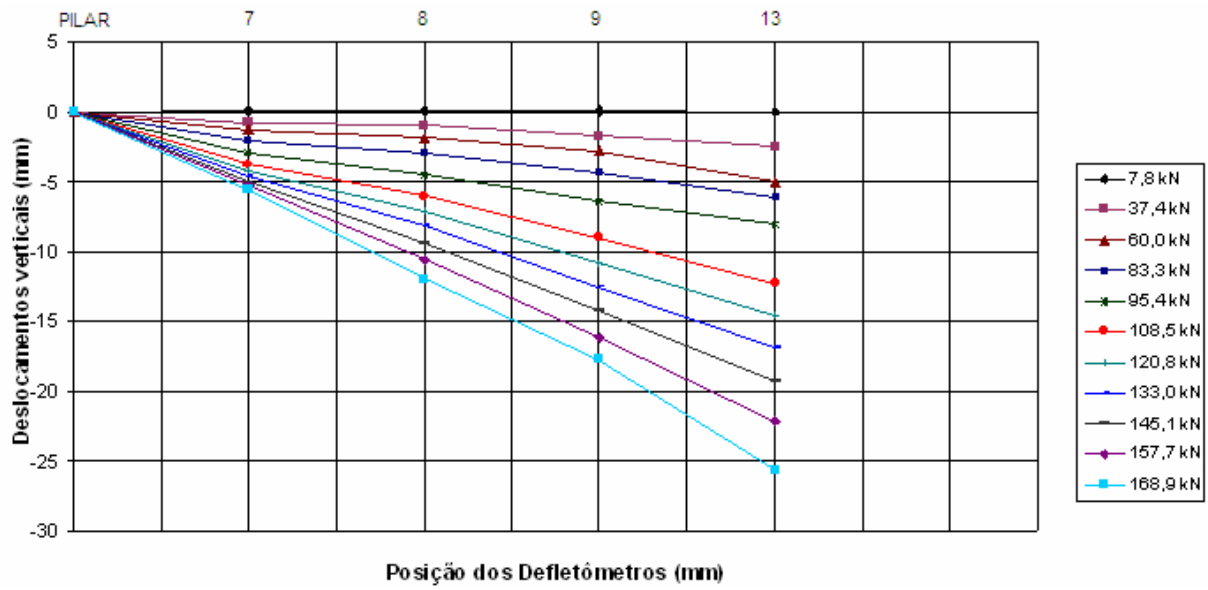


Figura 4.120 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L8

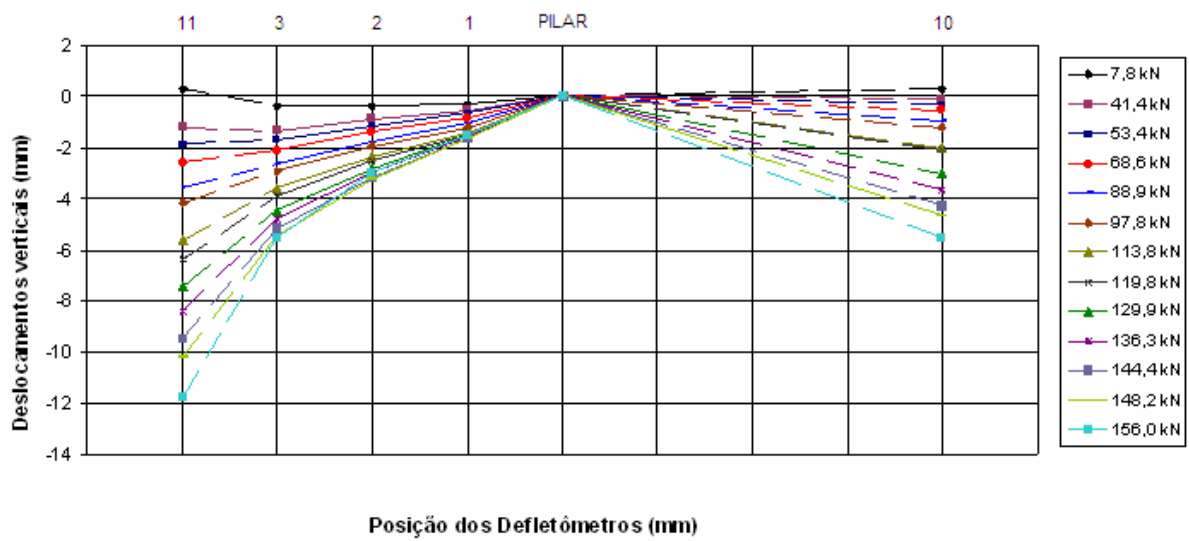


Figura 4.121 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L9

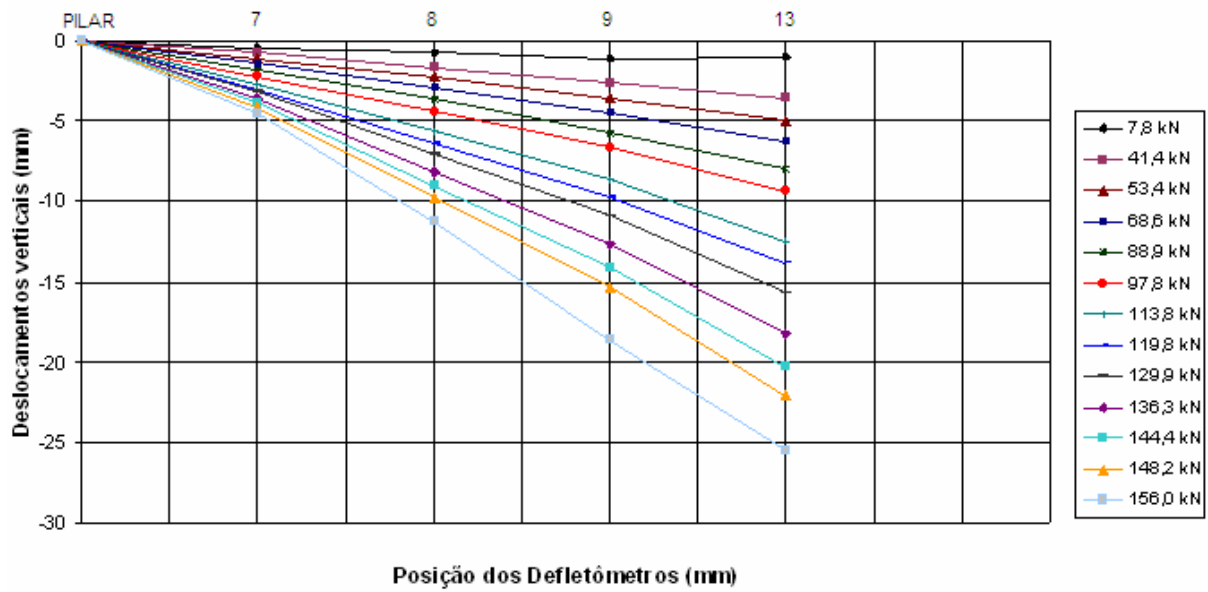


Figura 4.122 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L9

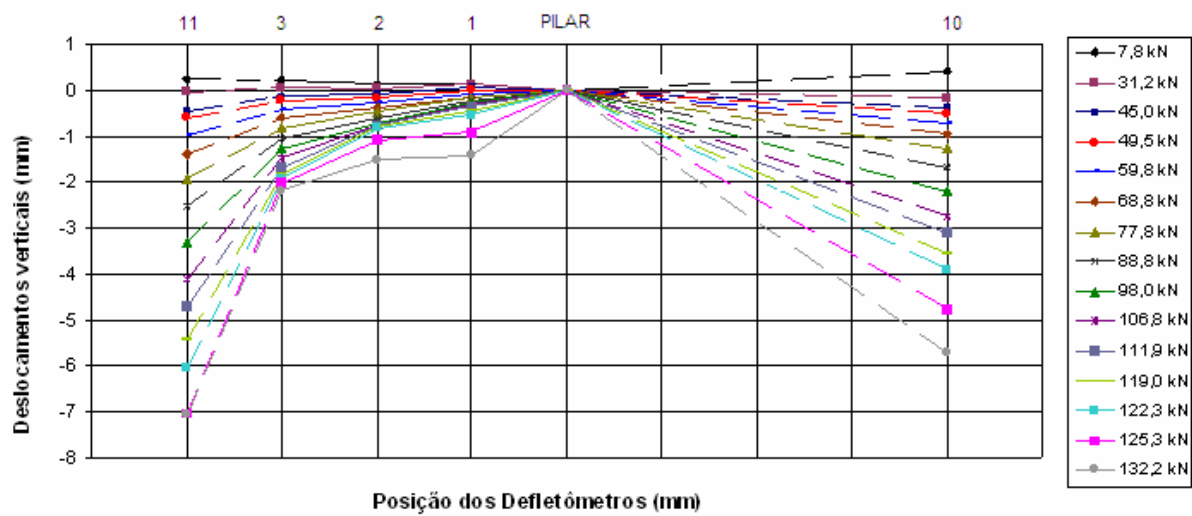


Figura 4.123 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L10

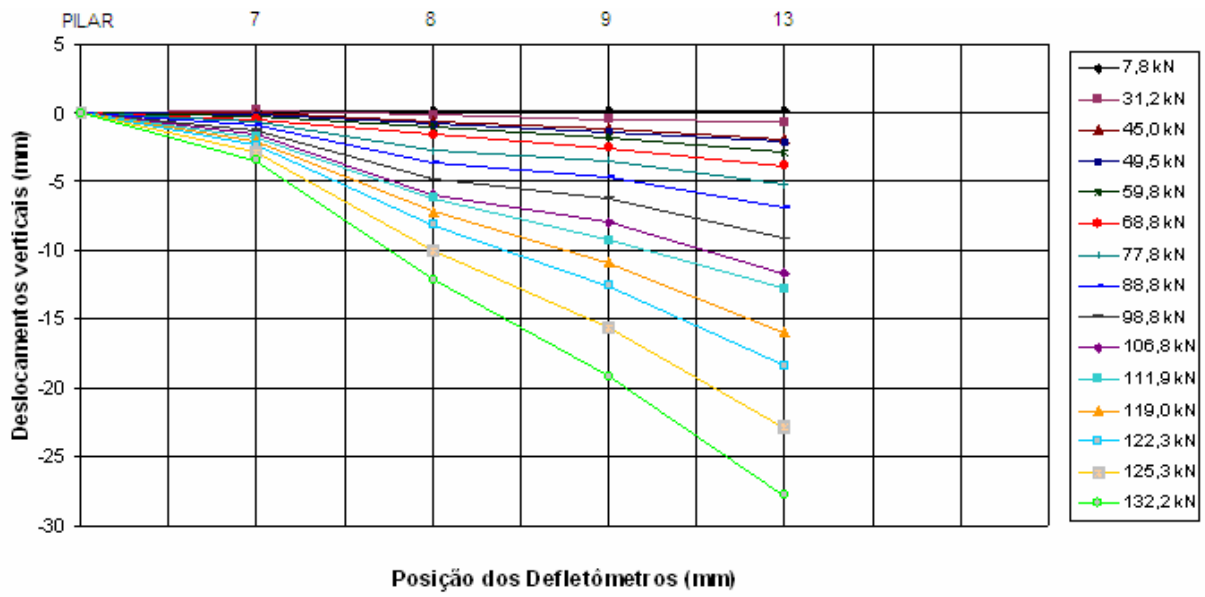


Figura 4.124 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L10

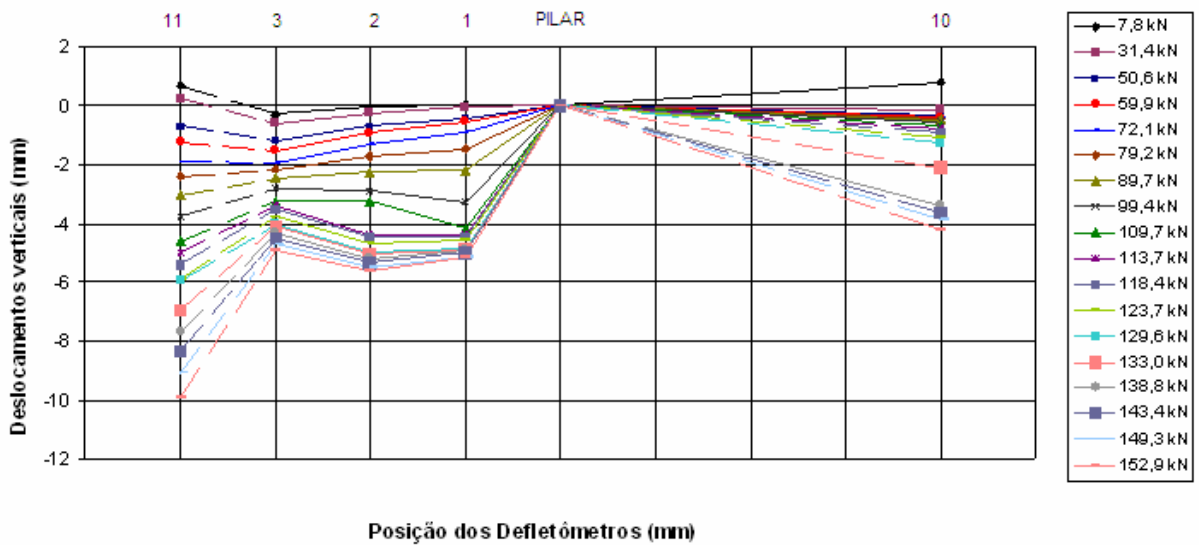


Figura 4.125 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L11

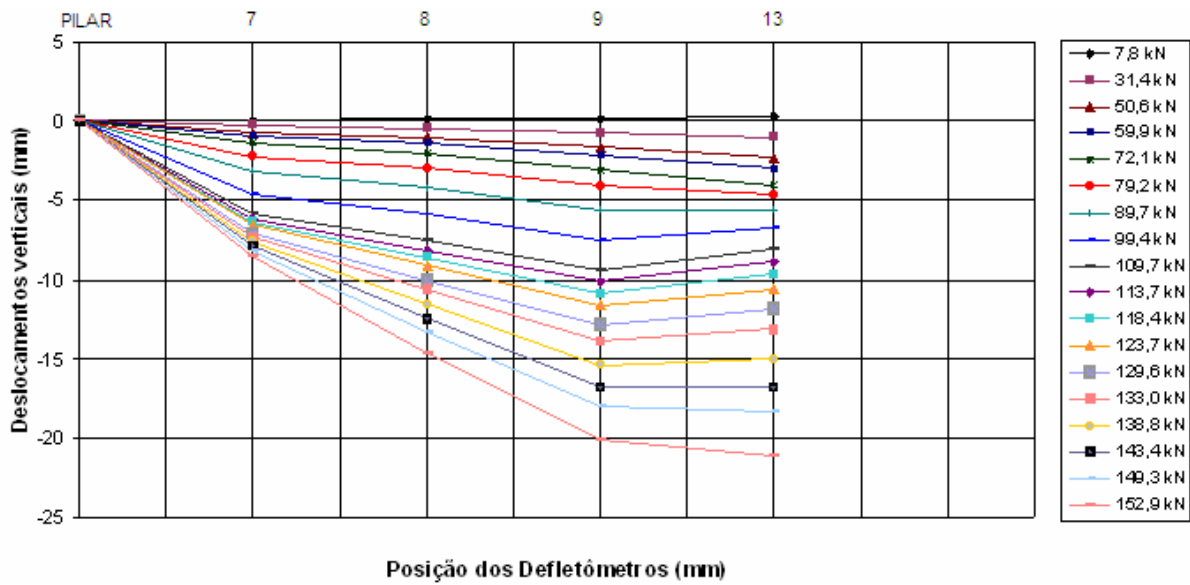


Figura 4.126 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L11

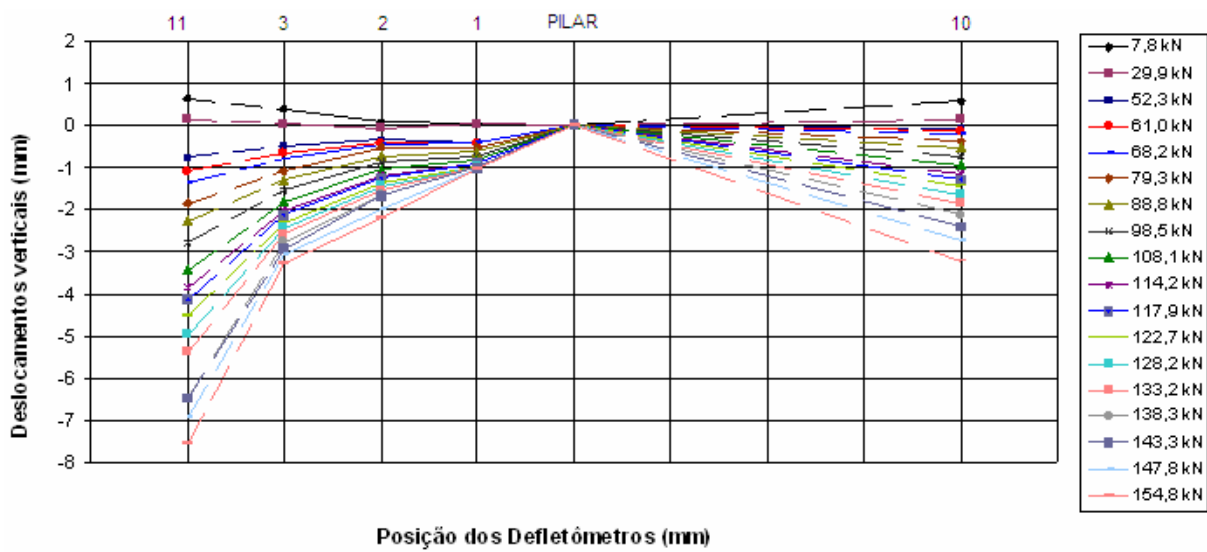


Figura 4.127 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L12

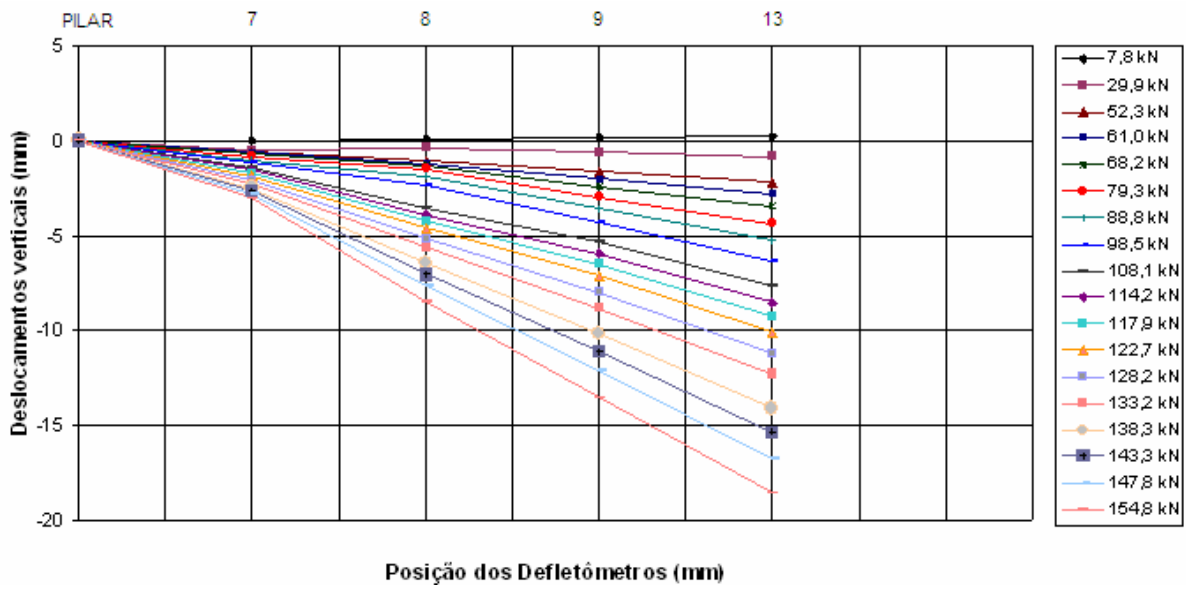


Figura 4.128 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L12

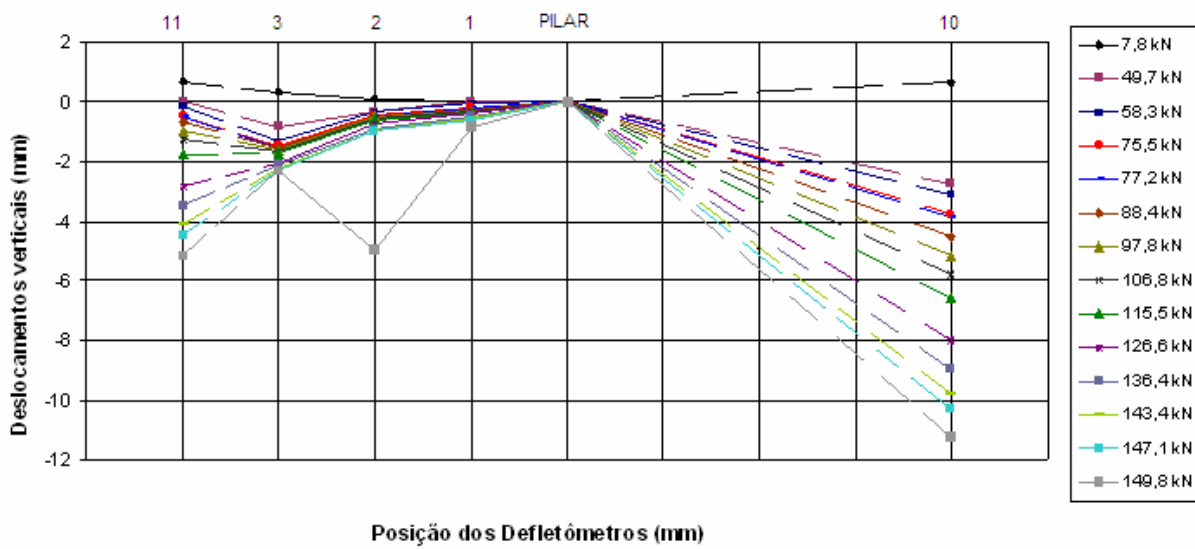


Figura 4.129 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L13

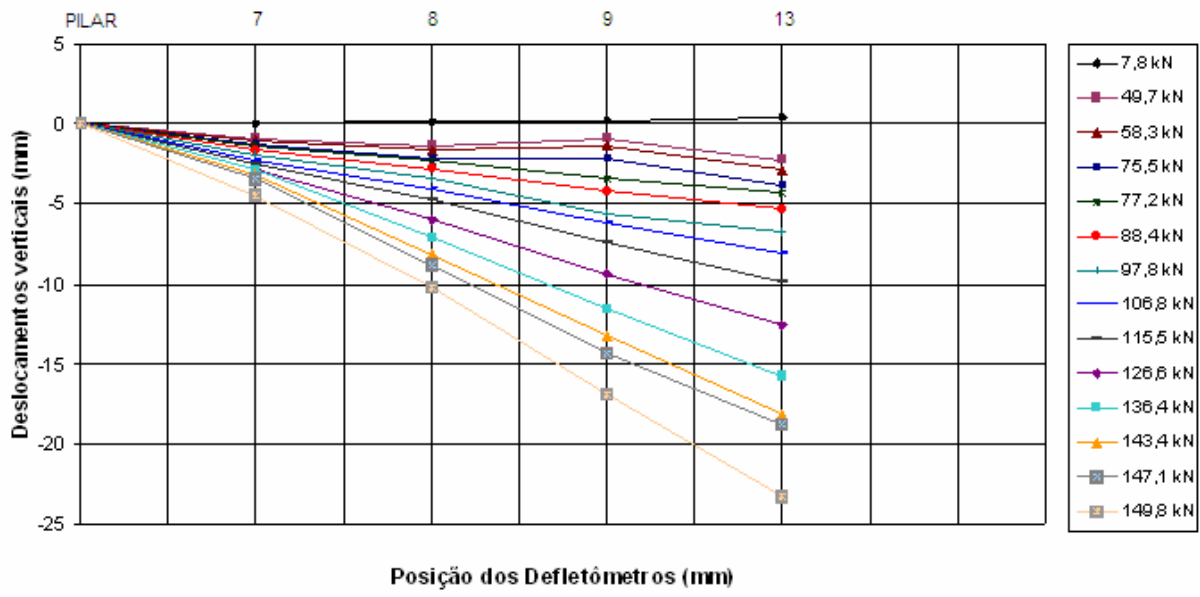


Figura 4.130 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L13

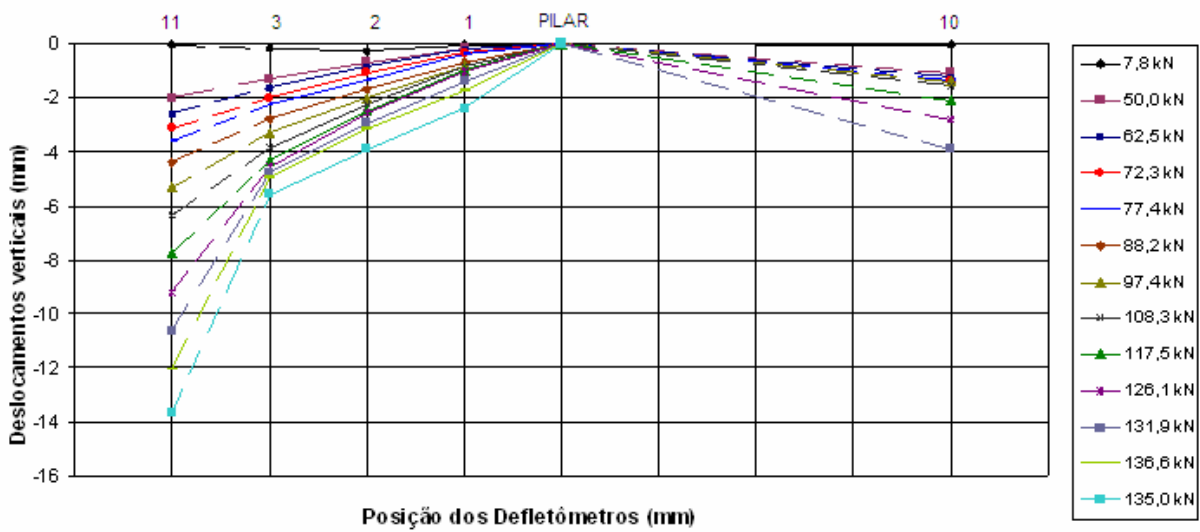


Figura 4.131 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L14

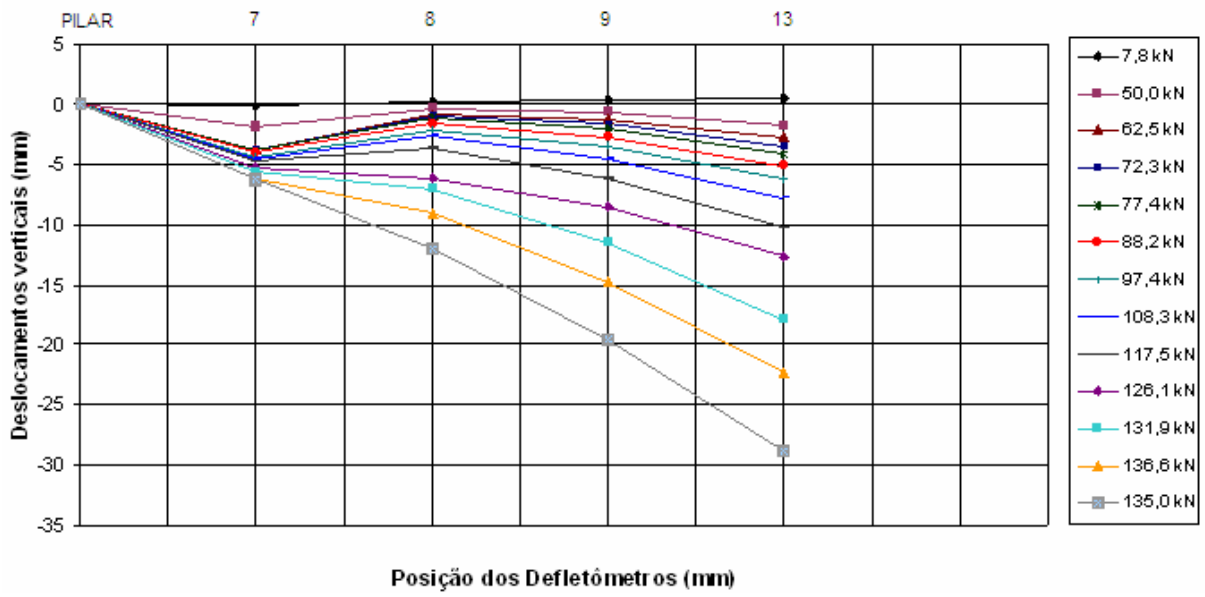


Figura 4.132 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L14

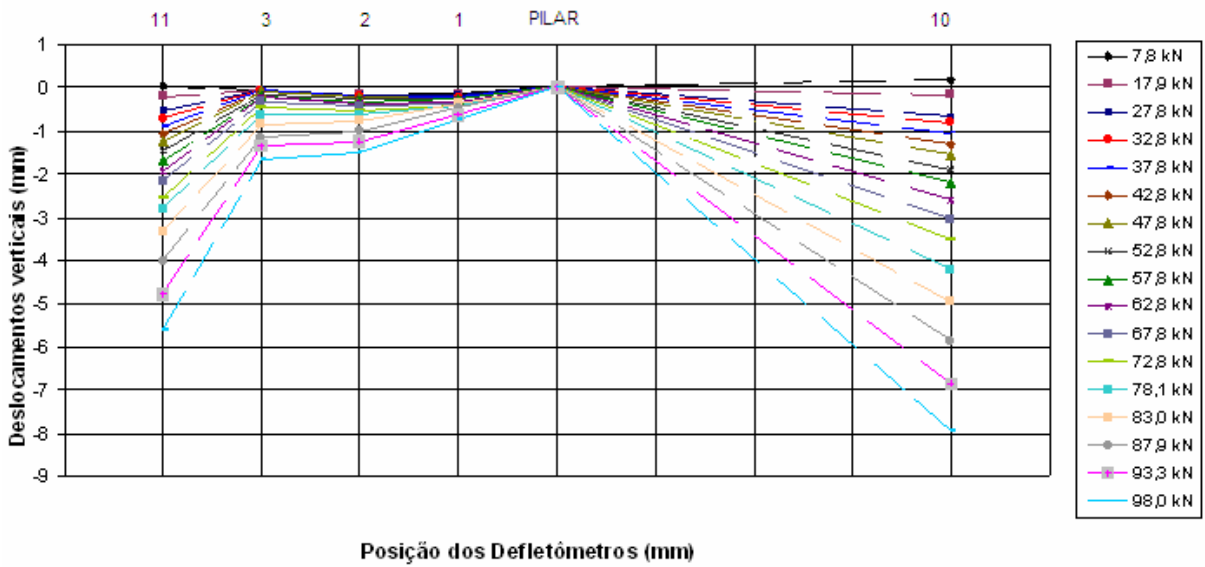


Figura 4.133 Perfil de deslocamentos na direção paralela à borda para L15

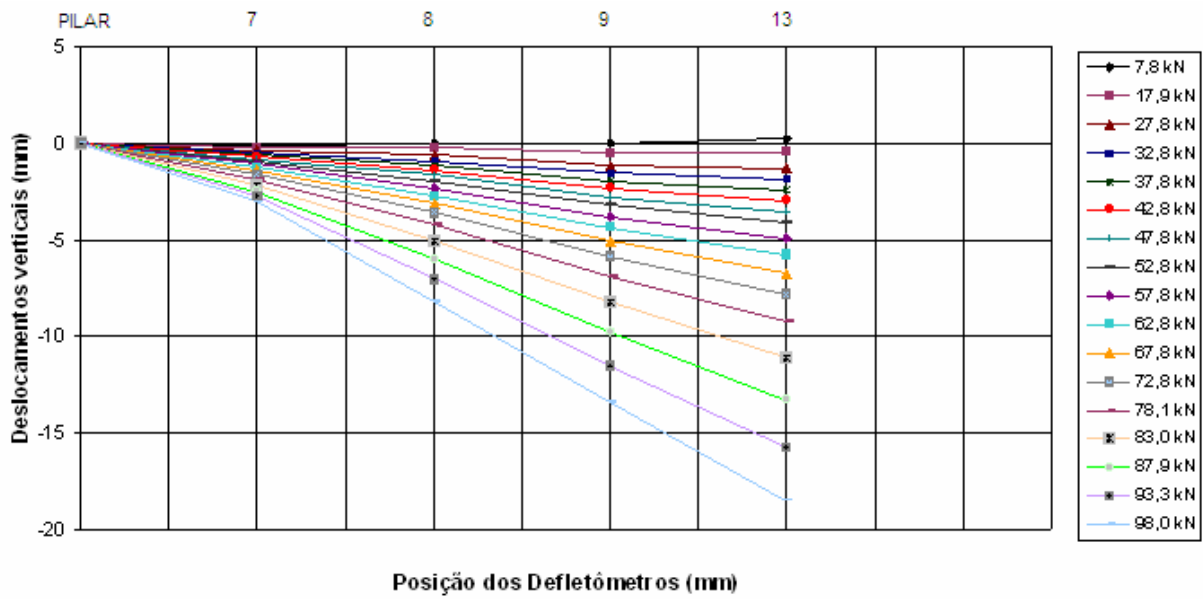


Figura 4.134 Perfil de deslocamentos na direção perpendicular à borda para L15

5- ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios referentes à carga e modo de ruptura, observando-se a influência do momento desequilibrado (relação M/V) e das armaduras passivas e ativas na resistência à punção, e os resultados das deformações da armadura passiva e do concreto, apresentados no Capítulo 4, estão analisados em mais profundidade neste capítulo.

Inicialmente as lajes foram comparadas dentro de seus grupos, com o objetivo de estudar a influência que têm as variáveis de ensaio no comportamento da laje até a ruptura. Em seguida os grupos foram comparados entre eles.

A Tabela 5.1 apresenta um resumo de todas as lajes ensaiadas, com as principais semelhanças e variáveis de ensaio entre as lajes, separadas por grupos.

Tabela 5.1 Composição dos grupos e seus parâmetros analisados

Grupos	Composição	Semelhanças	Variáveis de ensaio
1	L1 a L7	- Armadura passiva: $\rho_x = 0,6\%$ e $\rho_y = 0,75\%$ - Armadura ativa: 6 cabos perpendiculares e 3 paralelos	- Relação M/V, em função da variação do carregamento aplicado: relação P1/P2 (Tabela 3.3)
2	L8 a L10	- Armadura passiva, $\rho_x = 0,6\%$ e $\rho_y = 0,75\%$; - Armadura ativa: 4 cabos perpendiculares e 2 paralelos	- Relação M/V, em função da variação do carregamento aplicado: relação P1/P2 (tabela 3.3) (L8=L3; L9=L4 e L10=L5)
3	L11 a L14	- Armadura ativa, 6 cabos perpendiculares e 3 paralelos - Relação M/V, igual às lajes L5 e L10	- Taxa de armadura passiva: · L11 - $\rho_x = 0,94\%$ e $\rho_y = 0,74\%$; · L12 - $\rho_x = 0,58\%$ e $\rho_y = 0,77\%$; · L13 - $\rho_x = 0,61\%$ e $\rho_y = 0,63\%$; · L14 - $\rho_x = 0,77\%$ e $\rho_y = 0,62\%$.
4	L15	- Carregamento, armadura ativa, e armadura passiva na direção y ($\rho_y = 0,75\%$) iguais à L7;	- “Reforço” da borda livre da laje com 6 \varnothing 10 mm, passando por dentro da armação do pilar, resultando $\rho_x = 0,74\%$.
<p>Todos os cabos são perpendiculares ou paralelos à borda da laje; x – paralelo à borda; y - perpendicular à borda</p>			

5.1- CARGAS E MODO DE RUPTURA

5.1.1- Comparação entre as lajes do grupo 1 (L1 a L7)

Como se observa na Tabela 5.1, a principal variável do grupo 1 foi a relação M/V (relação entre o momento desequilibrante perpendicular à extremidade livre e o cortante), parâmetro mais importante no comportamento das ligações laje-pilar de borda. Com as diversas combinações de P_1 e P_2 utilizadas, foram obtidas relações entre o momento fletor desequilibrante medido na face do pilar e o esforço cortante aplicado nas lajes entre $M_{u2}/V_u = 0,157$ m (laje L1) e $M_{u2}/V_u = 0,679$ m (laje L7).

Como previsto, a variação da relação M_u/V_u influenciou fortemente o comportamento das lajes em todos os aspectos analisados: carga e modo de ruptura, fissuração, deformação da armadura e do concreto, variação da força de protensão.

A Tabela 5.2 apresenta as cargas de ruptura das lajes (V_u) e o modo de ruptura das lajes do grupo 1, e onde $P_{0\perp}$ e $P_{0\parallel}$ são respectivamente as cargas efetivas de protensão aplicadas na direção perpendicular e paralela à borda, e enquanto M_{u1} e M_{u2} são respectivamente o momento em relação ao centro do pilar e em relação à face interna do pilar. As lajes tiveram muito semelhantes resistências do concreto (f_c), e forças de protensão nas monocordalhas, perpendiculares ($P_{0\perp}$) e paralelas ($P_{0\parallel}$) à borda da laje, a menos da protensão perpendicular à borda na laje L2 (115 kN).

Observa-se claramente a influência do momento fletor na resistência a punção. Para menores excentricidades, a ruptura é bem caracterizada por punção (lajes L1 a L4), e à medida que aumenta a excentricidade da força cortante (M_{u2}) de 0,157 m para 0,679 m, em relação à face interna do pilar, diminui a resistência da laje de 254,2 kN para 105,3 kN, com a laje chegando a apresentar ruptura também por flexão para excentricidades de carga maiores que cerca de 0,40 m (0,423 m para a laje L5).

Para as lajes do Grupo 1, a Figura 5.1 apresenta um gráfico da variação da resistência última das lajes (V_u em kN), em função da relação M_{u2}/V_u (em mm), ou seja, o aumento da excentricidade da força cortante em relação à face interna do pilar. Observa-se que a diminuição de resistência última é função de cerca de 29% a diferença do aumento entre as excentricidades (inclinação da reta).

Tabela 5.2 Cargas de rupturas para as lajes do grupo 1

Laje	f_c (MPa)	$P_{0\perp}$ (kN)	$P_{0\parallel}$ (kN)	V_u (kN)	M_{u1} (kNm)	M_{u2} (kNm)	M_{u1}/V_u (mm)	M_{u2}/V_u (mm)	Modo de Ruptura
L1	46,8	126,0	129,6	254,2	65,20	39,81	256	157	Punção
L2	46,0	115,0	129,1	237,6	74,86	51,13	315	215	Punção
L3	45,1	122,9	143,2	211,0	75,91	54,84	360	260	Punção
L4	45,1	127,6	132,9	184,1	79,63	61,25	433	333	Punção
L5	48,5	129,7	133,4	163,4	85,46	69,15	523	423	Flexo-Punção
L6	48,5	128,4	130,5	134,6	82,11	68,68	610	510	Flexo-Torção-Punção
L7	46,8	128,8	129,2	105,3	82,04	71,54	779	679	Flexão-Torção

M_{u1} : Momento em relação ao centro pilar; M_{u2} : Momento em relação à face interna pilar

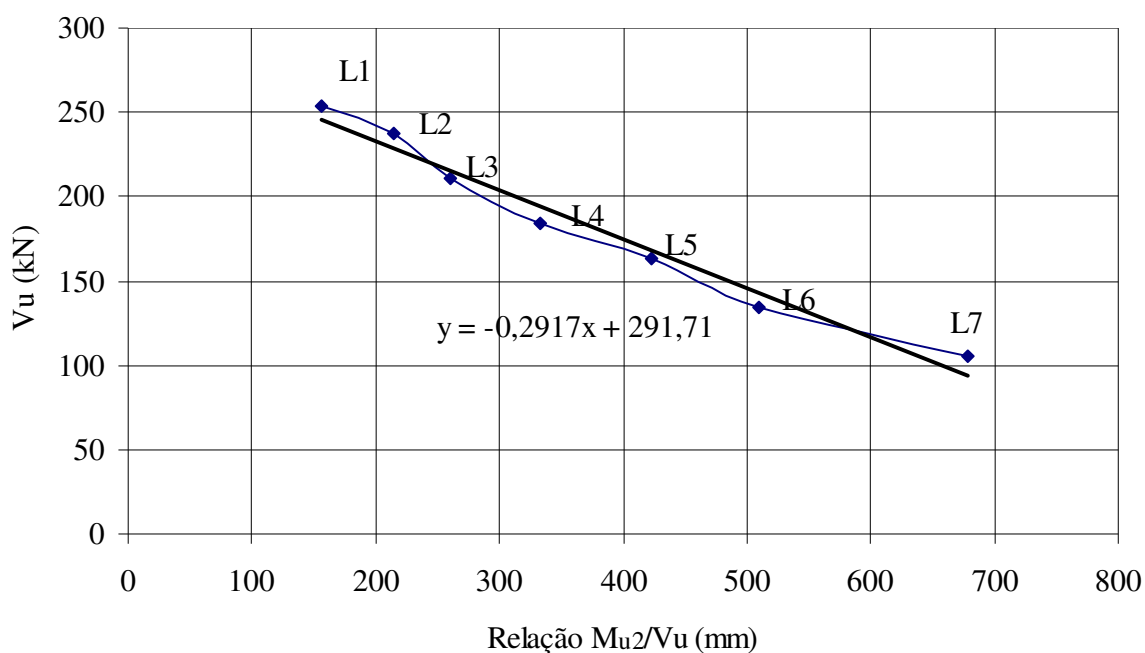


Figura 5.1 Variação da resistência das lajes L1 a L7 com o aumento da excentricidade da força cortante

Dentre as 7 lajes deste primeiro grupo, como visto, quatro romperam exclusivamente por punção (L1 a L4), com rupturas bruscas, mas com a laje L3 ($M_{u2}/V_u = 0,260$ m) apresentando a ruptura mais brusca, mais inesperada, pois os deslocamentos eram pequenos, as aberturas das fissuras não foram grandes e as armaduras passivas não escoaram. Praticamente o mesmo comportamento ocorreu para a laje L4 ($M_{u2}/V_u = 0,333$ m), que apresentou a segunda ruptura mais brusca.

Já as rupturas das lajes L1 ($M_{u2}/V_u = 0,157$ m) e L2 ($M_{u2}/V_u = 0,215$ m) foram também rupturas bruscas por punção e com cones bem definidos, mas apresentaram fissuras de flexão na direção perpendicular ao carregamento predominante (P1), e com as barras da armadura passiva que passavam pelo pilar na faixa paralela à borda começando a escoar para uma carga de 80% a carga de ruptura. Deve ser ressaltado ainda que a laje L1, no instante da ruptura, foi a que apresentou o maior ruído, e que todo o recobrimento da armadura passiva de flexão foi destacado da laje na ruptura.

Em resumo, as menores excentricidades da força cortante na ligação laje-pilar de extremidade levaram a rupturas bruscas por punção, e sem aviso.

A partir da laje L5 ($M_u/V_{u2} = 0,423$ m) as rupturas foram mais dúcteis, e as lajes apresentaram indícios mais definidos de ruptura por flexão, com a ruptura desta laje sendo classificada como flexão/punção. Além da punção ter ficado evidente, com a formação do cone de ruptura, a armadura passiva na região do pilar escoou causando grandes aberturas de fissuras na superfície superior da laje e deslocamentos.

O modo de ruptura da laje L6 ($M_{u2}/V_u = 0,510$ m) foi classificado como flexão/punção/torção, pois além desta apresentar comportamento semelhante à laje L5 com relação à punção e à flexão, foram verificadas também grandes fissuras de torção na borda da laje, que se estendiam da superfície superior à superfície inferior.

Já para a laje L7 a maior excentricidade de carga aplicada ($M_u/V_{u2} = 0,679$ m) teve como resultado uma ruptura diferente das demais lajes do grupo, e que foi definido como flexão/torção, pois a exemplo da laje L6, indícios de flexão e de torção estavam presentes, mas não houve a formação do cone de ruptura. Na realidade a carga última desta laje (105,3 kN) foi definida como a carga a partir da qual os deslocamentos aumentavam sem aumento na carga resistente, como visto no capítulo 4.

A Figura 5.2 apresenta os cones de ruptura internos das lajes do grupo 1, determinados depois do corte de parte das lajes, como descrito no capítulo anterior, e como mostrado no canto superior esquerdo da figura.

Para as lajes que romperam exclusivamente por punção (L1 a L4), ou que tiveram punção associada a outro modo (L5 e L6), observa-se que as inclinações dos cones na direção paralela (lado esquerdo de cada laje) apresentaram pouca variação, entre 21° (L5) a 30° (L2). Já na direção perpendicular a variação foi maior. Para a laje L1, com $P_2 = 0$ ($P_1 / P_2 = \infty$), a inclinação foi de 20°, enquanto que para a laje L6, com praticamente só P_2 ($P_1 / P_2 = 0,25$), a inclinação foi de 40°, a maior verificada para as lajes deste grupo. Para as lajes com relações de carregamentos P_1 / P_2 entre estes dois extremos as inclinações na direção perpendicular foram praticamente iguais e bem pequenas: 14° para as lajes L2 ($P_1 / P_2 = 4$) e L5 ($P_1 / P_2 = 0,5$), e 16° para a laje L4 ($P_1 / P_2 = 1$), enquanto a laje L3 ($P_1 / P_2 = 0,25$) apresentou inclinação de 27°.

A laje L5 ($P_1 / P_2 = 0,5$) apresentou o maior cone de ruptura, enquanto a laje L6 apresentou o cone mais próximo ao pilar, em função dos grandes ângulos formados no cone de ruptura.

A laje L7 teve ruptura classificada como flexão-torção, e foi a única deste grupo que não apresentou punção, não apresentando cone de ruptura, mas com uma fissura característica de torção (esquerda – lado paralelo) que chegou à superfície superior da laje, e de flexão (direita - lado perpendicular), que se propagam da superfície superior da laje a até a superfície inferior pela face do pilar.

A Figura 5.3 apresenta um gráfico da variação da resistência última das lajes (V_u em kN), em função da variação do momento M_{u2} (em kNm), em relação à face interna do pilar, para as lajes do Grupo 1. O momento último ($M_{u\text{flex}} = 66,1$ kNm) correspondente a uma ruptura por flexão teórica dessas lajes encontra-se em tracejado na figura para comparação. O momento último de flexão teórico foi determinado para $f_c = 46,7$ MPa (média das 7 lajes), $f_y = 500$ MPa, $f_{py} = 1710$ MPa, e levando em consideração a armadura passiva e ativa dentro da faixa perpendicular ao bordo livre de largura igual a $2c_1 + c_2$, sendo c_1 e c_2 as dimensões do pilar. Um exemplo de cálculo do momento fletor último é apresentado no Apêndice A.

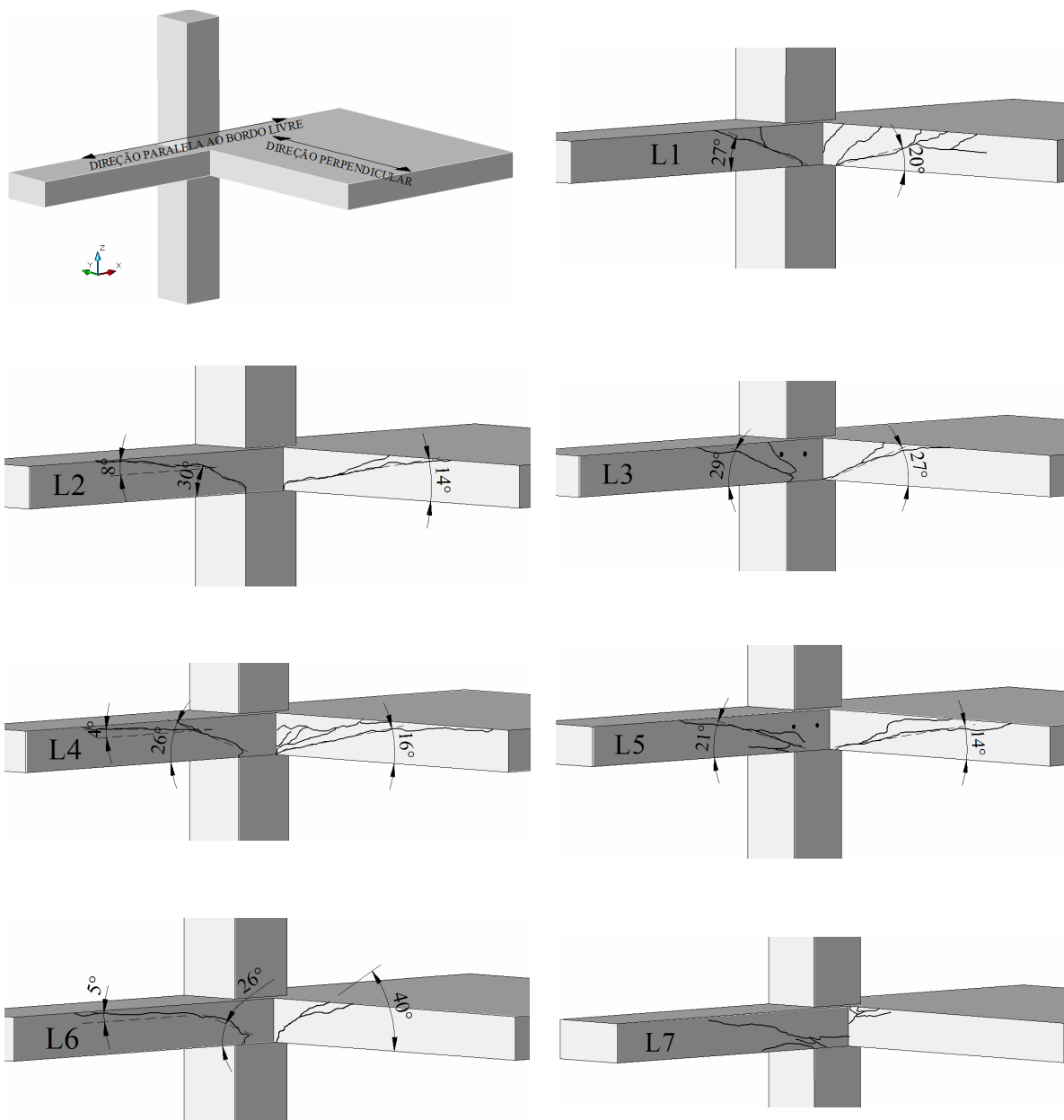


Figura 5.2 Cones de ruptura internos das lajes do grupo 1, depois do corte das lajes

Na Figura 5.3, observa-se que modos de ruptura de punção seriam esperados para as lajes L1 a L4, o que foi verificado nos ensaios, enquanto que para as lajes L5 a L7 observa-se que as lajes atingiram momentos últimos um pouco superiores (3,0% para a laje L5; 2,3% para a laje L6; e 6,6% para laje L7) às correspondentes a rupturas por flexão, justificando os modos de ruptura observados para as lajes L5 a L7 (flexo-punção para L5; flexo-torção-punção para L6; e flexo-torção para a L7).

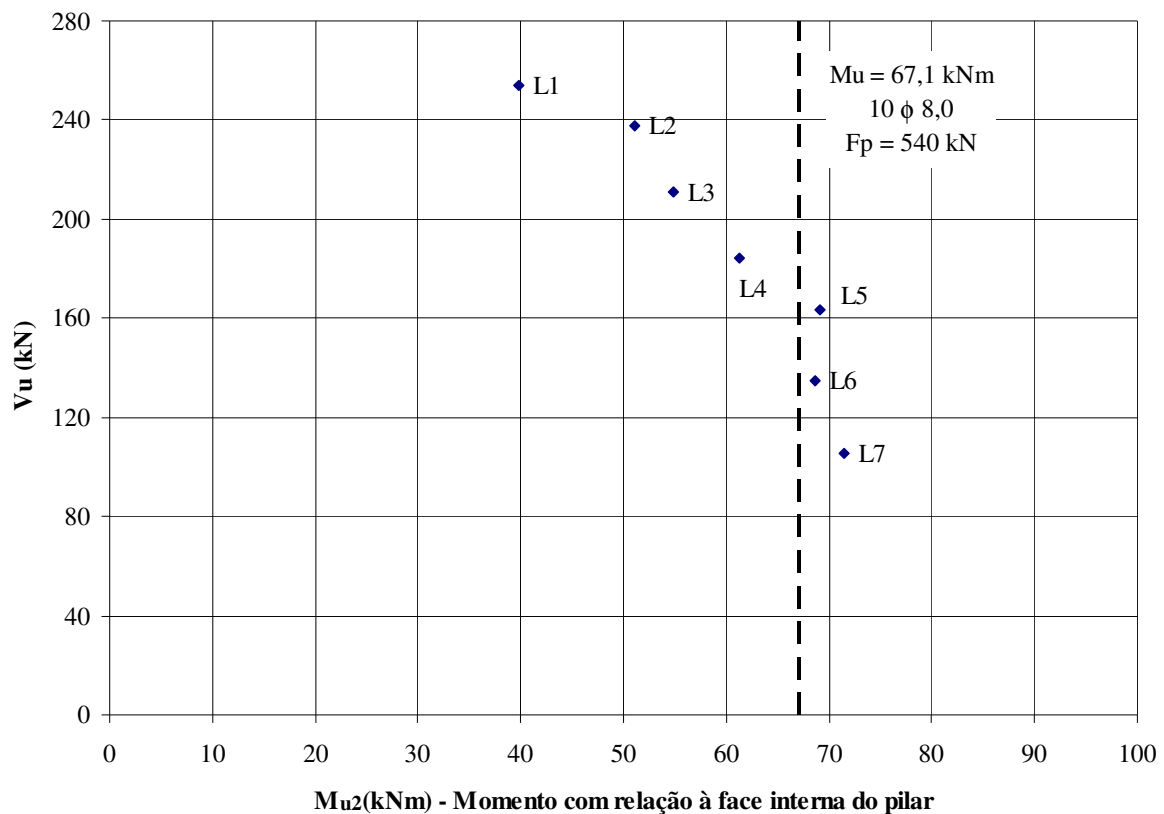


Figura 5.3 Relação momento vs cortante para as lajes ensaiadas do grupo 1

5.1.2- Análise das lajes do grupo 2 (L8 a L10), e comparação com o grupo 1

Como observado na Tabela 5.1, a principal característica do grupo 2 foi a protensão inferior utilizada nas lajes L8 a L10 (4 cabos perpendiculares e 2 paralelos) ao invés dos 6 cabos perpendiculares e 3 paralelos utilizados nas lajes do grupo 1. As 3 lajes do grupo 2 (L8 a L10) são iguais, respectivamente às lajes L3 a L5, a menos da protensão utilizada, e inclusive com o mesmo carregamento.

A Tabela 5.3 apresenta as cargas de ruptura das lajes (V_u) e o modo de ruptura das lajes do grupo 2, e onde $P_{0\perp}$ e $P_{0\parallel}$ são respectivamente as cargas efetivas de protensão aplicadas na direção perpendicular e paralela à borda, e enquanto M_{u1} e M_{u2} são respectivamente os momentos em relação ao centro do pilar e em relação à face interna do pilar. As lajes também tiveram resistências do concreto (f_c) muito semelhantes, e forças de protensão nas monocordoalhas, perpendiculares ($P_{0\perp}$) e paralelas ($P_{0\parallel}$) à borda da laje, com a maior diferença (8%) sendo apresentada pela protensão perpendicular à borda da laje L9 (119,2 kN),

em comparação com a da laje L8 (129,0 kN).

Neste grupo a relação M/V (relação entre o momento desequilibrante perpendicular à extremidade livre e a força cortante), parâmetro mais importante no comportamento das ligações laje-pilar de borda, variou de $M_{u2}/V_u = 0,257$ m (L8) a $M_{u2}/V_u = 0,397$ m (L10), para P_1/P_2 entre 2 (L8) a 0,5 (L10).

Tabela 5.3 Cargas de ruptura nas lajes do grupo 2

Laje	f_{cj} (MPa)	$P_{0\perp}$ (kN)	$P_{0\parallel}$ (kN)	V_u (kN)	M_{u1} (kNm)	M_{u2} (kNm)	M_{u1}/V_u (mm)	M_{u2}/V_u (mm)	Modo de Ruptura
L8	49,8	129,0	130,5	183,0	65,26	47,00	357	257	Punção
L9	49,8	119,2	125,0	161,9	69,30	53,14	428	328	Punção
L10	53,3	124,1	130,5	137,9	68,52	54,76	497	397	Flexo-Punção

M_{u1} : Momento em relação ao centro pilar; M_{u2} : Momento em relação à face interna pilar

O exemplo do grupo 1, observa-se para essas lajes a influência do momento fletor na resistência a punção. Para as duas menores excentricidades, a ruptura é bem caracterizada por punção (lajes L8 e L9), para excentricidades da força cortante em relação à face interna pilar iguais a 0,257m e 0,328m (respectivamente), enquanto que para a laje L10 com excentricidade igual a 0,379m o modo de ruptura foi classificado como flexo-punção. As cargas últimas variaram de 183,8 kN (laje L8) a 137,9 (laje L10).

A Figura 5.4 apresenta, para as lajes do Grupo 2, um gráfico da variação da resistência última das lajes (V_u em kN), em função da relação M_{u2}/V_u (mm). Observa-se para este caso a diminuição de resistência última como função de cerca de 32% da diferença do aumento entre as excentricidades (inclinação da reta), por volta de 10% diferente dos 29% encontrados para as lajes do grupo 1. Quando se compara a diminuição na carga última entre as lajes a diferença é praticamente a mesma ($\approx 3\%$), quando se compara a diferença da carga última da laje L3 (211,0 kN) com a da laje L5 (163,4 kN), e respectivamente, a da laje L8 (183,0 kN) com a da laje L10 (137,9 kN).

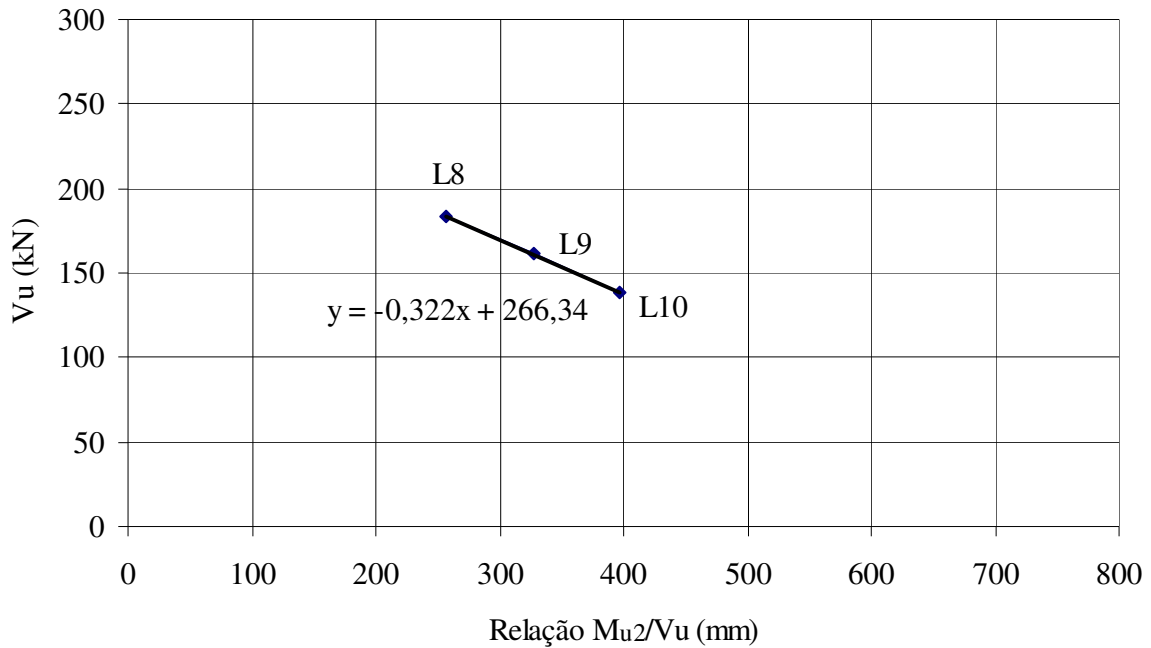


Figura 5.4 Variação da resistência das lajes L8 a L10 com o aumento da excentricidade da força cortante

Das 3 lajes deste segundo grupo, como visto, duas romperam exclusivamente por punção (L8 e L9), com rupturas bruscas, com a laje L8 ($M_{u2}/V_u = 0,257$ m) apresentando a ruptura mais brusca, com deslocamentos pequenos, aberturas das fissuras pequenas, mas com a armaduras passiva escoando para cerca de 85% da carga última. Praticamente o mesmo comportamento ocorreu para a laje L9 ($M_{u2}/V_u = 0,328$ m), que apresentou ruptura menos brusca, e que também apresentou escoamento da armadura passiva para cerca de 82% da carga última. Essas lajes apresentaram cones de ruptura bem definidos, e fissuras de flexão na direção perpendicular à borda da laje (direção de P1).

De certa forma as lajes L8 e L9 comportaram-se de forma semelhantes, respectivamente, às lajes L3 e L4, mas com um comportamento mais dúctil que as lajes L3 e L4, o que era esperado em função da menor protensão utilizada. A exemplo das lajes do grupo 1, as menores excentricidades da força cortante na ligação laje-pilar de extremidade levaram a rupturas bruscas por punção, e sem aviso.

Foi observado também que nas lajes deste grupo (L8 a L10), com inferior armadura de protensão, as primeiras fissuras surgiram preferencialmente paralelas à borda da laje,

enquanto para as lajes L3 a L5 (1º grupo) as primeiras fissuras começaram perpendicular à borda da laje.

Já na laje L10 ($M_u/V_{u2} = 0,397$ m), a exemplo da L5 (grupo 1), a ruptura foi mais dúctil, apresentando indícios mais definidos de ruptura por flexão. Para esta laje a ruptura foi classificada como flexão-punção, pois além da punção ter ficado evidente, com a formação do cone de ruptura, a armadura passiva acima do pilar escoou para cerca de 80% da carga última, e com a laje apresentando grandes aberturas de fissuras e deslocamentos. Deve ser lembrado, que como visto no capítulo 4 esta foi a laje que apresentou mais escoamento na armadura dentre todas as 15 lajes ensaiadas.

A Figura 5.5 apresenta os cones de ruptura internos das lajes do grupo 2, determinados depois do corte de parte das lajes, como descrito no capítulo anterior, e como mostrado no canto superior esquerdo da figura.

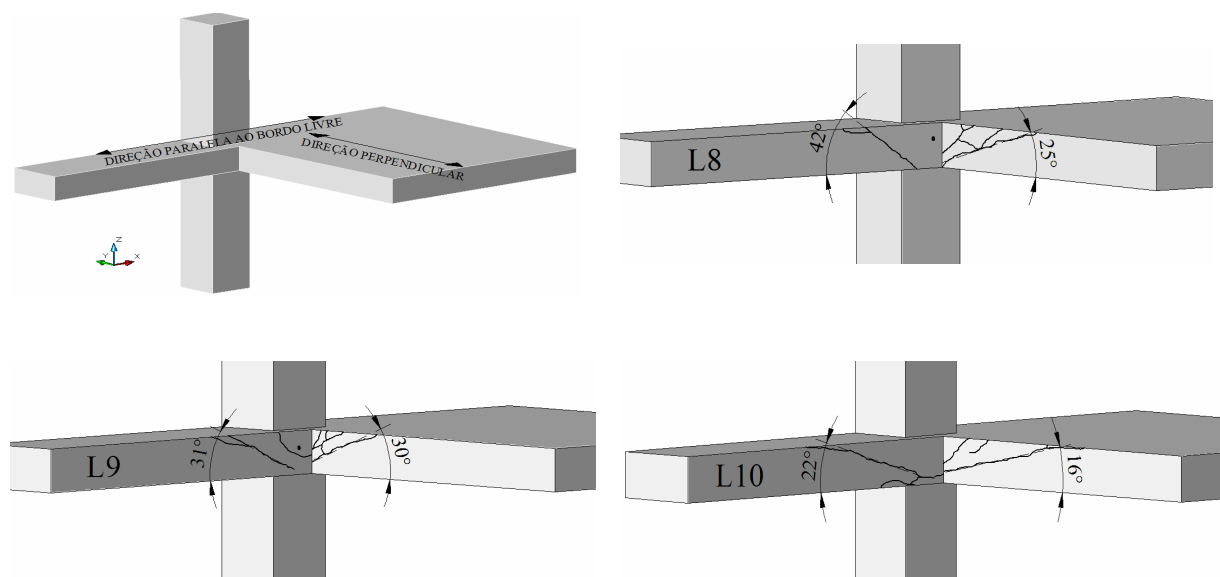


Figura 5.5 Cones de ruptura internos das lajes do grupo 2, depois do corte das lajes

Observa-se que, comparativamente às lajes do grupo 1, as lajes deste grupo, por apresentarem menor tensão de compressão no plano devido à protensão inferior, apresentaram cones de punção menores, com maiores inclinações da superfície de ruptura em relação à horizontal. Observou-se também que para estas três lajes a superfície de ruptura não se estendeu até a borda da laje, ao contrario das lajes do primeiro grupo.

Para as lajes que romperam exclusivamente por punção (L8 e L9) as inclinações apresentadas dos cones na direção paralela (lado esquerdo de cada laje) foram 42° (L8) e 31° (L9), enquanto na direção perpendicular as inclinações foram 25° (L8) e 30° (L9).

Já a laje L10 ($P_1 / P_2 = 0,5$) apresentou o maior cone de ruptura, com inclinação apresentada na direção paralela (lado esquerdo de cada laje) igual a 22°, enquanto na direção perpendicular a inclinação foi de 16°.

A Figura 5.6 apresenta um gráfico da variação da resistência última das lajes (V_u em kN), em função da variação do momento M_{u2} (em kNm), em relação à face interna do pilar, para as lajes do grupo 2. As lajes do grupo 1 são também mostradas para comparação. O momento último ($M_{uflex} = 46,2$ kNm) correspondente a uma ruptura por flexão das lajes do grupo 2 encontra-se em tracejado na figura para comparação. O momento último de flexão foi determinado para $f_c = 51,0$ MPa (média das 3 lajes), $f_y = 500$ MPa, $f_{py} = 1710$ MPa, e levando em consideração a armadura passiva e ativa dentro da faixa perpendicular ao bordo livre de largura igual a $2c_1 + c_2$, sendo c_1 e c_2 as dimensões do pilar. Um exemplo de cálculo do momento fletor último é apresentado no Apêndice A.

Observa-se que modos de ruptura de flexão seriam esperados para as três lajes (L8 a L10), o que foi não verificado nos ensaios, pois as lajes L8 e L9 apresentaram punção como modo de ruptura. As lajes L8 a L10 apresentaram momentos últimos pouco superiores (1,7% para a laje L8; 15% para a laje L9; e 18,5% para laje L10) às correspondentes a rupturas por flexão, justificando a rigor somente o modo de ruptura observado para a laje L10 (flexo-punção).

Deve ser observado, no entanto, que existe uma compressão no outro sentido que não foi levada em consideração na determinação do momento último de flexão e que a tensão de escoamento da armadura passiva utilizada no cálculo foi de $f_y = 500$ MPa, a qual é maior pelos ensaios realizados na armadura, e que escoamento desta armadura foi verificado antes da ruptura por punção nas lajes L8 e L9.

Quando todas as lajes dos grupos 1 (L1 a L7) e 2 (L8 a L10) são observadas em conjunto na Figura 5.6, verifica-se que, em especial as lajes L3 a L5 (grupo 1) e L8 a L10 (grupo 2) formam aproximadamente duas paralelas de pontos em função dos dois níveis de protensão utilizados.

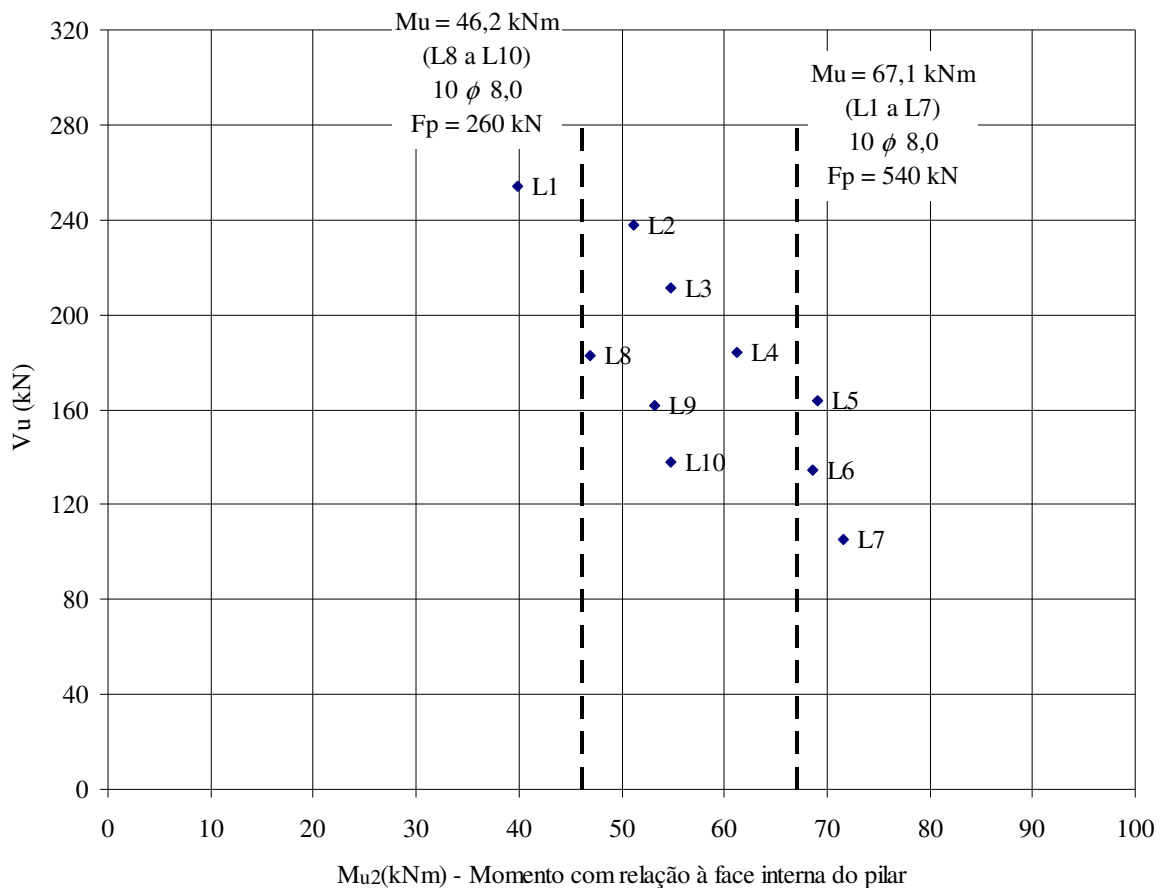


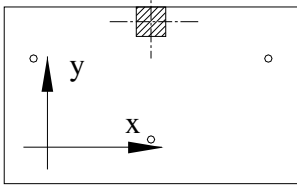
Figura 5.6 Relação momento vs cortante para as lajes do grupo 2

5.1.3- Análise das lajes do grupo 3 (L11 a L14), e comparação com as lajes do grupo 1

Como observado na Tabela 5.1, a principal característica do grupo 3 foi a variação da armadura passiva utilizada nas lajes, ao invés da mesma armadura passiva utilizada nas lajes do grupo 1 (lajes L1 a L7) e do grupo 2 (lajes L8 a L10), e em particular o detalhe da armadura de torção paralela à borda na laje L14. A armadura de protensão foi a mesma do grupo 1 (6 cabos perpendiculares e 3 paralelos) e o carregamento o mesmo das lajes L5 e L10 ($P1/P2 = 0,5$), o que deveria resultar em relações M_{u2}/V próximas a $0,425 \text{ m}$ (Tabela 3.3).

A Tabela 5.4 apresenta um resumo das taxas de armadura efetivas das lajes do grupo 3 (L11 a L14), e da laje L5 (grupo 1), com mesmo carregamento ($P1/P2 = 0,5$) e armadura de protensão (6 cabos perpendiculares e 3 paralelos), para comparação.

Tabela 5.4 Taxas de armadura efetivas das lajes do grupo 3 (L11 a L14) e da laje L5 (grupo 1)



Lajes	ρ_x (%)	ρ_y (%)
L5	0,61	0,76
L11	0,94	0,74
L12	0,58	0,77
L13	0,61	0,63
L14	0,77	0,62

A Tabela 5.5 apresenta as cargas de ruptura das lajes (V_u) e o modo de ruptura das lajes do grupo 3, e onde $P_{0\perp}$ e $P_{0\parallel}$ são respectivamente as cargas efetivas de protensão aplicadas na direção perpendicular e paralela à borda, e enquanto M_{u1} e M_{u2} são respectivamente os momentos em relação ao centro do pilar e em relação à face interna do pilar. As lajes do grupo 3 também tiveram resistências do concreto (f_c) muito semelhantes (53,3 ou 55,2 MPa), e forças de protensão nas monocordoalhas, perpendiculares ($P_{0\perp}$) e paralelas ($P_{0\parallel}$) à borda da laje, com a maior diferença (2%) sendo apresentada pela protensão perpendicular à borda da laje L11 (120,8 kN), em comparação com a da laje L13 (118,2 kN).

Neste grupo, como o carregamento era o mesmo ($P1/P2 = 0,5$), a relação M/V (relação entre o momento desequilibrante perpendicular à extremidade livre e a força cortante), parâmetro mais importante no comportamento das ligações laje-pilar de borda, praticamente não variou, ficando entre $M_{u2}/V_u = 0,415$ m (laje L11) e $M_{u2}/V_u = 0,425$ m (laje L14). Os resultados da laje L5 foram incluídos para possibilitar a comparação.

Inicialmente observa-se na Tabela 5.5 que as cargas últimas das lajes L5 (grupo 1), L11 e L12 (grupo 3) são praticamente as mesmas, indicando que o aumento de taxa de armadura da laje L11 e a diferença de detalhamento da laje L12 não acarretam aumento de resistência nas lajes.

Tabela 5.5 Cargas de ruptura nas lajes do grupo 3 (L11 a L14) e da laje L5 (grupo 1)

Laje	f_c (MPa)	$P_{0\perp}$ (kN)	$P_{0\parallel}$ (kN)	V_u (kN)	M_{u1} (kNm)	M_{u2} (kNm)	M_{u1}/V_u (mm)	M_{u2}/V_u (mm)	Modo de Ruptura
L5	48,5	129,7	133,4	163,4	85,46	69,15	523	423	Flexo-Punção
L11	53,3	120,8	125,9	161,5	83,22	67,10	515	415	Punção
L12	53,3	124,6	126,3	160,6	84,10	68,07	524	424	Punção
L13	55,2	118,2	127,7	146,6	76,09	61,46	519	419	Flexo-Torção-Punção
L14	55,2	119,1	128,2	134,5	70,52	57,11	524	425	Flexo-Torção-Punção

M_{u1} : Momento em relação ao centro pilar; M_{u2} : Momento em relação à face interna pilar

Observa-se que as cargas últimas das lajes L11 ($V_u = 161,5$ kN) com a L5 ($V_u = 163,4$ kN) foram praticamente as mesmas, mostrando que o aumento de 54% (0,94 / 0,61) na armadura na direção paralela à borda não resultou em aumento de carga última, para o carregamento utilizado, indicando que o aumento da taxa de armadura de flexão na direção perpendicular ao carregamento preponderante e ao momento atuante desequilibrante não aumenta a resistência da laje.

Também se observa que o detalhamento de armadura utilizado na laje L12 (Figura 3.13), com 8 ferros de 10 mm concentrados perpendicularmente na região do pilar, em comparação com os ferros de 8 mm da laje L5, resultando em praticamente a mesma taxa de armadura: 0,76% (L5) e 0,77% (L12), levou a cargas últimas praticamente iguais no final: $V_u = 163,4$ kN (L5) e $V_u = 160,6$ kN (L12).

As lajes L13 e L14, que tinham menores taxas de armadura na direção perpendicular (0,63% (L13) e 0,62% (L14)), foram as que romperam com menores cargas, respectivamente 146,6 kN e 134,5 kN, com o modo de ruptura classificado como Flexo-Torção-Punção. O comportamento por flexão foi verificado quando foi alcançado o escoamento da armadura passiva para cerca de 95% (L13) e 97% (L14) da carga última dessas lajes, cargas últimas essas inferiores às cargas máximas (de pico) alcançadas anteriormente, como visto no Capítulo 4. Uma redução de aproximadamente 18% nas taxas de armadura passiva (0,76% para 0,63% ou 0,62%) na direção perpendicular, resultou em uma redução da carga de ruptura

de cerca de 10% para a laje L13 ($V_u = 146,6$ kN) e de 18% para a laje L14 ($V_u = 134,5$ kN), em comparação com a laje L5 ($V_u = 163,4$ kN).

Apesar da pequena diferença (8%) entre as cargas de ruptura das lajes L13 e L14 não possibilitar que muitas conclusões sejam tiradas, na realidade esperava-se que a carga de ruptura da laje L13 fosse no mínimo igual a da laje L14, em função do reforço na borda presente nesta última laje, com a utilização das 6 barras de 10 mm na região do pilar. Contudo, considerando que as cargas de ruptura foram semelhantes e com exceção do reforço o restante da armadura era igual, pode-se dizer então que este tipo de reforço colocado na borda da laje L14 não é eficaz para aumentar a resistência à punção da laje.

A Figura 5.7 apresenta os cones de ruptura internos das lajes do grupo 3, determinados depois do corte de parte das lajes, como descrito no capítulo anterior, e como mostrado anteriormente.

Para as lajes deste grupo, apesar das pequenas variações de carga de ruptura entre as lajes L11 e L12, e entre as lajes L13 e L14, e respectivamente, na classificação dos mesmos tipos de ruptura, foram observadas diferenças nos cones e na configuração final de ruptura, como mostrado na Figura 5.7 e como visto no capítulo 4 (Figuras 4.39 e 4.40).

As lajes L11 e L12, apesar de terem apresentado praticamente a mesma carga última da laje L5 (grupo 1), como já visto, apresentaram comportamento bem mais brusco, com a ruptura sendo classificada como punção, do que a laje L5, que teve o comportamento bem mais dúctil, e que teve seu modo de ruptura classificado como flexo-punção. As lajes L11 e L12 apresentaram também som bastante alto na ruptura. Observa-se também que o cone de ruptura da laje L11 não chegou ao bordo livre da laje, nem à superfície superior da laje na direção paralela, provavelmente devido a maior rigidez na faixa do pilar provocada pelas 7 barras de 10 mm paralelas ao bordo livre da laje.

Já na laje L12 observa-se que as barras de 10 mm na direção perpendicular à borda da laje foram a provável causa do alargamento do cone de ruptura na direção paralela à borda, com ângulo de 18° em comparação com os 21° da laje L11. Observa-se também na laje L12, ao contrário da laje L11, que o cone de ruptura chegou à superfície superior da laje na direção paralela, provavelmente devido à menor rigidez na faixa do pilar provocada pelas barras de 8 mm paralelas à borda da laje.

As lajes L13 e L14, que romperam com cargas inferiores à carga alcançada pela laje L5, devido à armadura passiva colocada na direção perpendicular à borda ser inferior, e que apresentaram modos de ruptura diferentes da laje L5 (flexo-torção-punção ao invés de flexo-punção), apresentaram diferenças nos cones de ruptura, como visto na Figura 5.7. Na laje L13 o cone foi bem mais largo na direção paralela à borda (20° ao invés de 46°), provavelmente em função da armadura adicional ($6 \text{ } \varnothing 10\text{mm}$) colocada paralela à borda na laje L14. Observou-se também, ao contrário da laje L13, na qual houve a formação do cone de ruptura na direção perpendicular à borda (região próxima à carga P2), na laje L14 o cone de ruptura não se completou na superfície superior nesta região (vide também Figura 4.40), e resultando em um comportamento um pouco mais dúctil para esta laje.

Já na direção perpendicular praticamente o mesmo ângulo de inclinação foi observado para as quatro lajes deste grupo (L11 a L14) e para a laje L5 (grupo 1 – Figura 5.2), que tiveram o mesmo carregamento. Esse ângulo variou entre 12° (laje L14) a 16° (laje L12), com as outras lajes apresentando 14° (lajes L13 e L5) e 15° (laje L11). A inclinação do cone de ruptura está diretamente ligada ao carregamento ($P1/2$) e à relação M/V .

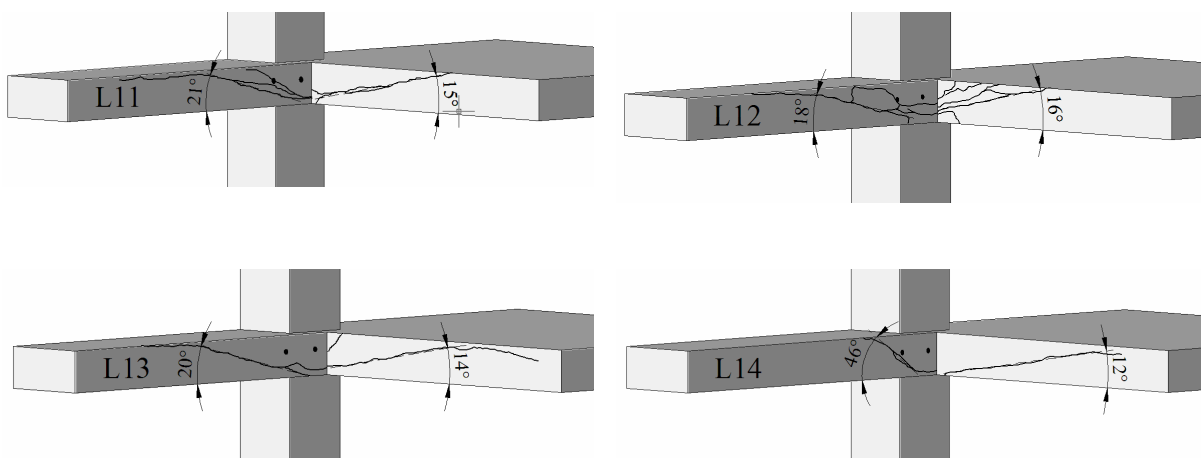


Figura 5.7 Cones de ruptura no interior das lajes do grupo 3

5.1.4- Comparação da laje L15 (grupo 4) com a laje L7 (grupo 1)

Como observado na Tabela 5.1, a principal característica da laje L15 (grupo 4) foi o armadura adicional paralela à borda da laje com 6 (2×3) ferros de 10 mm passando por dentro da

armação do pilar, resultando $\rho_x = 0,74\%$, igual a laje L14, com o objetivo de aumentar a rigidez à torção da laje, para possibilitar comparação com a laje L7, que teve o mesmo carregamento (somente P2), e armadura passiva (na outra direção $\rho_y = 0,75\%$) e ativa (6 cabos perpendiculares e 3 paralelos), resultando em relação M_{u2}/V próximas a 0,700 m (Tabela 3.3).

A Tabela 5.6 apresenta as cargas de ruptura (V_u) e o modo de ruptura da laje L15 (grupo 3), e da laje L7 (grupo 1), para comparação, onde $P_{0\perp}$ e $P_{0\parallel}$ são respectivamente as cargas efetivas de protensão aplicadas na direção perpendicular e paralela à borda, e enquanto M_{u1} e M_{u2} são respectivamente os momentos em relação ao centro do pilar e em relação à face interna do pilar. A laje L15 apresentou resistência do concreto (f_c) 18% superior a L7, e força de protensão paralela ao bordo livre da laje ($P_{0\parallel}$) apenas 3% superior, enquanto que a força de protensão perpendicular à borda da laje ($P_{0\perp}$) foi cerca de 8% inferior a da laje L7. Com o mesmo carregamento ($P1/P2 = 0$), a relação M/V (relação entre o momento desequilibrante perpendicular à extremidade livre e a força cortante), foi a mesma ($M_{u2}/V_u = 0,679$ mm).

Observa-se que, assim como ocorreu na laje L14 (grupo 3), na L15 a armadura adicional na borda da laje não funcionou efetivamente, pois a carga de ruptura da laje L15 (104,3 kN) foi praticamente a mesma da laje L7 (105,3 kN), e considerando-se também que a resistência do concreto da laje L15 foi 18% superior, mas que a protensão na direção perpendicular ao bordo da laje foi 8% inferior.

A Figura 5.8 apresenta os cones de ruptura internos das lajes L15 (grupo 4), e da laje L7 (grupo 1), determinados depois do corte de parte das lajes, como descrito anteriormente. As duas lajes tiveram suas rupturas definidas como flexo-torção pelas grandes aberturas de torção observadas em suas bordas, que não tiveram muita diferença mesmo com a armadura adicional colocada na laje L15. Observa-se que a armadura adicional, por outro lado, proporcionou uma menor fissuração na superfície superior da laje L15, e em seu interior, pois menos e menores fissuras saíam da superfície inferior e apenas chegavam ao plano médio da laje, como se observa na Figura 5.8.

Deve ser lembrado também que estas lajes (L7 e L15) não romperam totalmente, e que as cargas últimas foram determinadas como a carga a partir da qual as deformações só aumentavam sem aumento da carga resistente.

Tabela 5.6 Cargas de ruptura nas lajes L7 e L15

Laje	f_{cj} (MPa)	$P_{0\perp}$ (kN)	$P_{0\parallel}$ (kN)	V_u (kN)	M_{u1} (kNm)	M_{u2} (kNm)	M_{u1}/V_u (mm)	M_{u2}/V_u (mm)	Modo de Ruptura
L7	46,8	128,8	129,2	105,3	82,04	71,54	779	679	Flexão-Torção
L15	55,2	118,0	132,9	104,3	81,24	70,84	779	679	Flexão-Torção

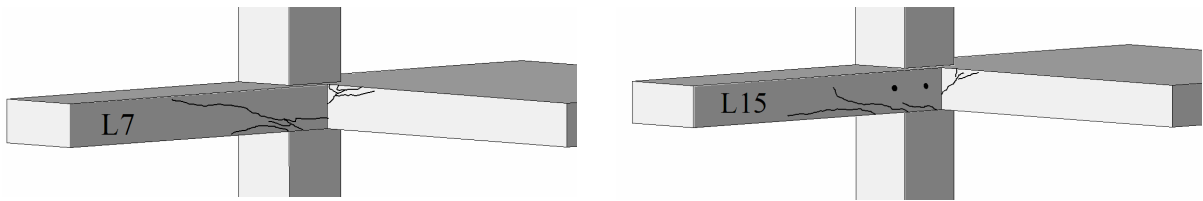


Figura 5.8 Cones de ruptura no interior das lajes L7 e L15

5.1.5- Comentários finais sobre as cargas e modos de ruptura das lajes

A Figura 5.9 apresenta, para todas as lajes ensaiadas, um gráfico da variação da resistência última das lajes (V_u em kN), em função da variação do momento perpendicular à borda M_{u2} (em kNm), em relação à face interna do pilar. Observa-se como varia as cargas e modos de ruptura para os diferentes padrões de carregamentos utilizados nas lajes ensaiadas.

A figura apresenta uma faixa demarcada por duas linhas tracejadas, determinadas a partir das duas lajes que romperam por flexão e punção, a laje L5 ($M_{u2}/V_u = 0,423$ mm) e a laje L10 ($M_{u2}/V_u = 0,397$ mm). Nesta região seria esperada ruptura por flexão e punção, caso dessas lajes.

As lajes situadas acima desta faixa encontram-se em região na qual uma ruptura por punção seria esperada. Este é o caso das lajes L1 ($M_{u2}/V_u = 0,157$ mm) a L4 ($M_{u2}/V_u = 0,333$ mm); da L8 ($M_{u2}/V_u = 0,257$ mm) e da L9 ($M_{u2}/V_u = 0,328$ mm), que romperam por punção, e pode-se dizer que exclusivamente por punção.

As lajes situadas abaixo desta faixa encontram-se em região na qual uma ruptura por flexão e

torção seria esperada. Este é o caso, sem dúvida, das lajes L7 ($M_{u2}/V_u = 0,679$ mm) e L15 ($M_{u2}/V_u = 0,679$ mm), que romperam por flexão e torção, como se vê no gráfico.

O modo de ruptura da laje L6 ($M_{u2}/V_u = 0,510$ mm), que está abaixo da faixa demarcada, foi classificado como flexo-torção-punção, mas como visto anteriormente, os indícios da iminência de uma ruptura por flexão eram evidentes, quando a ruptura de punção, até certo ponto inesperada, ocorreu. Esta ruptura foi diferente de todas as outras e provavelmente teria sido por flexão para um nível de protensão inferior.

As demais lajes (L11, L12, L13 e L14) estão situadas dentro da faixa demarcada (L11, L12 e L13), ou praticamente dentro (L14). As lajes L11 ($M_{u2}/V_u = 0,415$ mm) e L12 ($M_{u2}/V_u = 0,424$ mm), tiveram o modo de ruptura classificado como punção, apesar de terem apresentado indícios fortes de flexão, como visto anteriormente, enquanto as lajes L13 ($M_{u2}/V_u = 0,419$ mm) e L14 ($M_{u2}/V_u = 0,425$ mm), tiveram o modo de ruptura classificado como flexo-torção-punção, apesar de terem apresentado indícios fortes de torção, como visto anteriormente.

Deve ser observado ainda que nas lajes situadas dentro da faixa demarcada (L5, L10, L11, L12 e L13), ou praticamente dentro (L14), com excentricidades entre 0,397 mm (laje L10) e 0,425 mm (L14), os cones de ruptura das lajes foram internos, não chegaram à extremidade das lajes, e foram formados com excentricidade para o interior da laje.

A Figura 5.10 apresenta resumidamente os tipos de cones de ruptura à punção obtidos nos ensaios. O cone peculiar de ruptura à punção mostrado no caso “A” foi observado na laje L6, como já referido. Já para as lajes L5, L10, L11, L12 e L13, que ficaram situadas dentro da faixa demarcada na Figura 5.9, e para a laje L14 (praticamente dentro), os cones de ruptura foram internos e não chegaram à extremidade das lajes, sendo formados com excentricidade para o interior da laje (caso “B” da Figura 5.10).

O caso “C” (Figura 5.10) dos cones de ruptura, mais definido e chegando próximo ao bordo livre da laje, foi observado para as lajes L4 e L9, situadas na parte de cima do gráfico da Figura 5.9, com excentricidades inferiores (0,333 e 0,328 mm) da força cortante, e produzindo rupturas por punção com tensões de cisalhamento mais uniformes. Já o caso “D” (Figura 5.10) dos cones de ruptura, completamente definido e chegando até a borda da laje, foi observado para as lajes L1, L2, L3 e L8, com excentricidades da força cortante entre 0,157 e

0,260 mm.

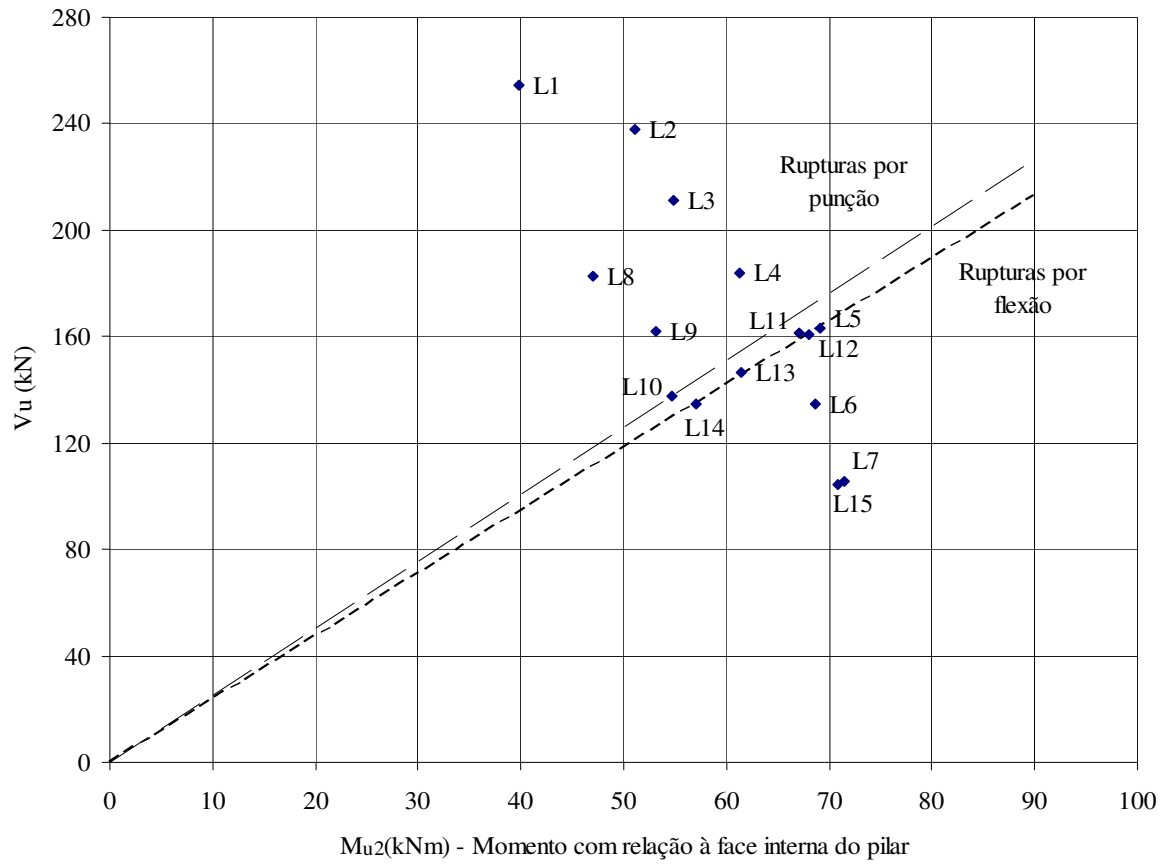


Figura 5.9 Gráfico de ruptura para todas as lajes

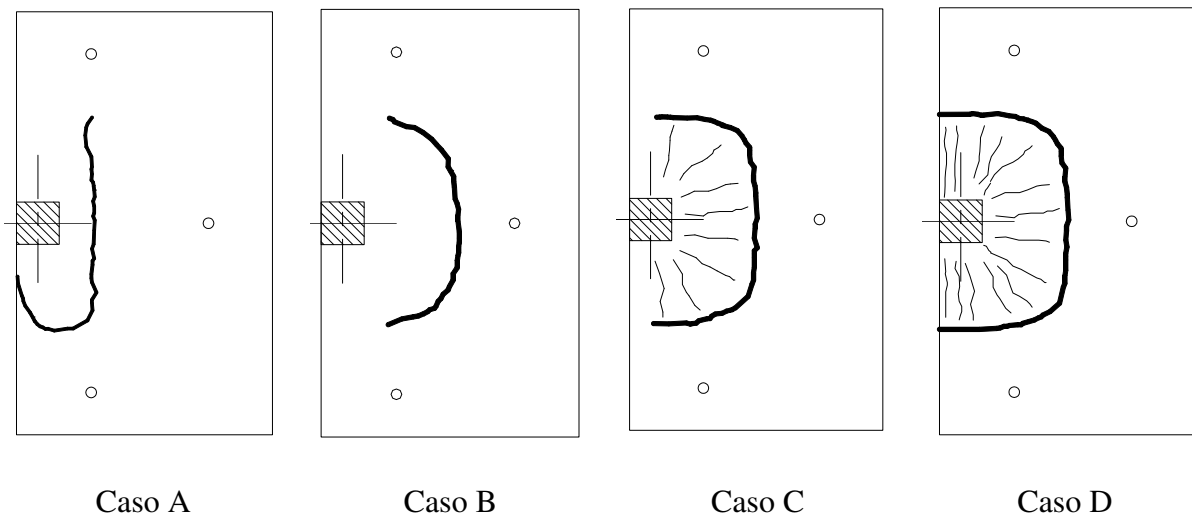


Figura 5.10 Tipo de cones de ruptura à punção obtidos nos ensaios

5.2- DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS PASSIVAS E DO CONCRETO NA SUPERFÍCIE INFERIOR DAS LAJES

Os extensômetros colados nas barras de armadura passiva de flexão foram colocados coincidindo com a face interna e uma face lateral do pilar, como visto na Figura 5.11. Na direção paralela à borda foram instrumentadas as três primeiras barras a partir da borda (EC6 a EC8), duas das quais passavam por dentro do pilar, e na direção perpendicular foram instrumentadas cinco barras, sendo uma passando por dentro do pilar (EC5), e as quatro barras mais próximas à face do pilar perpendicular à borda (EC1 a EC4), no lado direito da laje.

Os gráficos das Figuras 4.73 a 4.87 mostraram as maiores deformações registradas nas barras mais próximas ao pilar, nas duas direções, chegando a escoar muitas delas, dependendo do carregamento aplicado e do nível de protensão utilizado.

Já os extensômetros colados na superfície inferior das lajes, foram colados como visto na Figura 5.12, com seis extensômetros na região do pilar, sendo um na direção diagonal do canto do pilar (C1), dois perpendiculares à borda da laje (C2 e C3), dois paralelos à borda da laje (C4 e C6), e um em diagonal a partir do meio da face do pilar (C5), e os gráficos correspondentes foram mostrados nas Figuras 4.89 a 4.103. Observou-se que o comportamento destes extensômetros dependeu sempre do carregamento atuante e do arranjo de armadura passiva das lajes, bem como do nível de protensão utilizado.

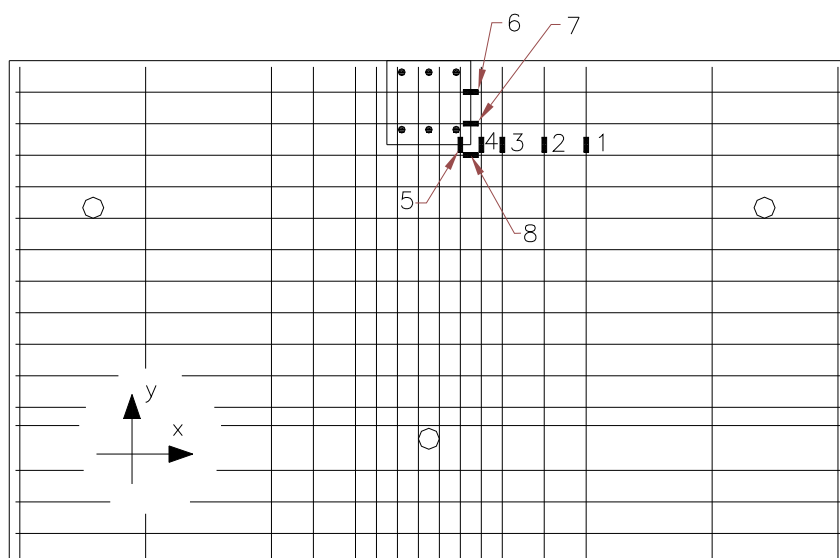


Figura 5.11 Posicionamento em planta dos extensômetros na armadura passiva

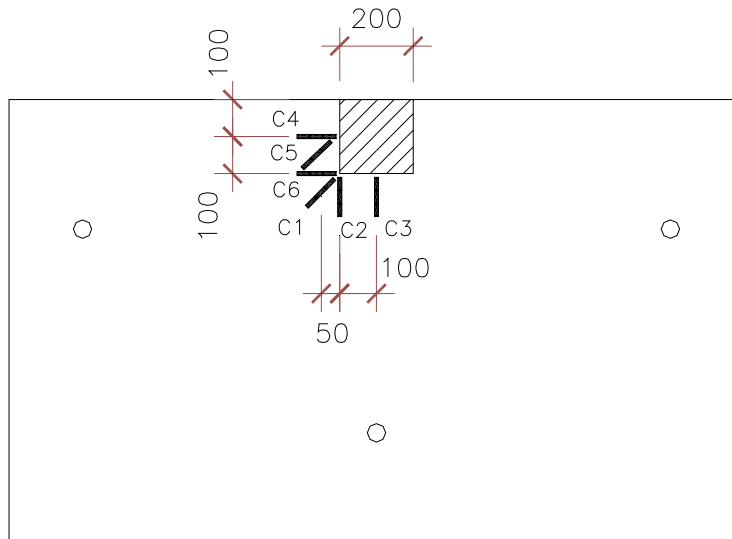


Figura 5.12 Arranjo dos extensômetros na superfície inferior das lajes

5.2.1- Comparação entre as lajes do grupo 1 (L1 a L7)

Em função do carregamento aplicado, as lajes L1 e L2 tiveram as maiores deformações nas armaduras paralelas à borda da laje, apresentando deformações plásticas excessivas a partir de 80% da carga de ruptura, apesar do modo de ruptura por punção apresentado. No caso de L1 as três barras instrumentadas (EA6 a EA8) escoaram para esta carga enquanto que para L2 apenas a barra junto à extremidade da laje (EA6) escoou para a mesma carga.

Nas lajes L3 e L4 nenhuma barra chegou a escoar durante o ensaio, caracterizando comportamento típico de punção. Já nas lajes L5, L6 e L7, verificou-se um aumento das deformações das barras perpendiculares à extremidade da laje, o que era esperado também em função do carregamento, com mais preponderância de P2, e com as barras que atravessavam o pilar apresentando as maiores deformações, como, por exemplo, o extensômetro EA5, que indicou o escoamento nas lajes L5 a L7.

Verificou-se também, para todas as lajes deste grupo (L1 a L7), que as barras nas posições com os extensômetros EA1 a EA3 foram as que menos se deformaram para carregamentos com menores excentricidades na direção perpendicular à borda (lajes L1 a L4), enquanto foram os que mais se deformaram para as lajes com maiores excentricidades (lajes L5 a L7), em conjunto com os extensômetros EA4 e EA5, nessas lajes nas quais o carregamento P2 foi

preponderante.

Com relação às deformações na superfície do concreto, com exceção da laje L6, observou-se que as deformações registradas no eixo do pilar, no centro da laje (EC3), foram sempre superiores às obtidas na região do canto do pilar (EC1). Foi observada também uma descompressão nas posições dos extensômetros (EC4 e EC6) das lajes L5, L6 e L7, que chegaram inclusive a ser tracionados, provocada pelas fissuras de torção na laje.

Pôde-se observar também que as lajes L1 a L4, que tiveram suas rupturas classificadas como punção, não apresentaram na direção do momento desequilibrado (direção perpendicular à borda), nenhum indício de ruptura por flexão, pois não apresentaram escoamento das barras de armadura passiva perpendicular à borda, e por outro lado apresentaram indícios de esmagamento do concreto na superfície comprimida (extensômetros EC4 e EC6).

Já nas lajes L5 a L7, submetidas a um maior momento desequilibrado, na direção perpendicular à borda, o limite de escoamento da armadura foi alcançado, principalmente nos pontos EA3 a EA5, e tensões de tração foram observadas na superfície inferior das lajes, nos pontos EC4 e EC6. Basicamente por estas razões, rupturas por punção foram obtidas, em conjunto com flexão (lajes L5 e L6), ou somente de flexão com torção (L7).

5.2.2- Comparação entre as lajes do grupo 2 (L8 a L10) e com as lajes do grupo 1

As lajes do grupo 2 (L8 a L10) são basicamente as mesmas do grupo 1 (L3 a L5), submetidas a uma protensão inferior. A exemplo do ocorrido entre as lajes L3 a L5, nas lajes L8 a L10 a influência do carregamento na deformação das barras da armadura passiva é facilmente notada quando são observadas as deformações nos extensômetros EA3, EA4 e EA5, com as lajes apresentando cada vez mais deformação com o aumento gradual da preponderância de P2 nas lajes.

Comparando-se a laje L8 com a laje L3, e a laje L9 com a laje L4, observa-se que a diminuição da protensão possibilitou que as barras perpendiculares à borda na região crítica (EA3 a EA5) das lajes L8 e L9 escoassem, para cerca de 87% e 83% da carga de ruptura, respectivamente para as lajes L8 e L9, enquanto que para as lajes L3 e L4, não houve escoamento destas barras antes da ruptura por punção.

Já na laje L10, o extensômetro EA5 indicou início de escoamento para uma carga igual a 80% da carga última, enquanto que na laje L5 o escoamento desta barra aconteceu pouco antes (97%) da carga de ruptura.

Com relação à compressão do concreto na superfície comprimida, e em função do carregamento aplicado, observou-se uma diminuição da compressão do concreto na direção paralela à borda, e um aumento desta compressão na direção perpendicular, da laje L8 para a laje L10, com os extensômetros EC4 e EC6 da laje L10 chegando a apresentar tração, a exemplo da laje L5, mas neste caso (L10) a partir de 58% da carga de ruptura.

A laje L8 apresentou grandes deformações para o extensômetro EC5, apresentando indícios de esmagamento (desplacamento) para 77% da carga de ruptura, em função do carregamento ($P1/P2 = 2$), que provocou tensões de compressão maiores na direção diagonal próximo da borda na ligação laje/pilar. Na laje L9 se verificou uma compressão ainda maior (EC5), em função de uma composição de carregamento ainda mais equilibrada ($P1/P2 = 1$).

A exemplo do já comentado com relação ao início de escoamento, comparando-se as lajes L8, L9 e L10 com as lajes L3, L4 e L5, que tiveram praticamente o dobro da protensão, as lajes do Grupo 2 atingiram para cargas menores o início do esmagamento, e, por conseguinte descompressão.

5.2.3- Comparação entre as lajes do grupo 3 (L11 a L14) e com as demais lajes

As deformações registradas pelos extensômetros EA2, EA3, EA4 e EA5, colados nas barras perpendiculares, foram ligeiramente maiores na laje L11 em comparação com L12, como era esperado em função da diferença de diâmetro, com o extensômetro EA5 da laje L11 apresentando inclusive deformação plástica excessiva.

As lajes L13 e L14, com menores taxas de armadura perpendicular à borda, tiveram o escoamento das barras nesta direção para cargas inferiores do que a laje L12, como esperado. A laje L14 (com armadura adicional na borda) apresentou menores deformações na armadura passiva nesta direção, em comparação com as lajes L11 a L13.

Com relação às deformações do concreto, de maneira geral, observou-se que as maiores

deformações nas lajes deste grupo foram registradas pelos extensômetros EC2 e EC3 (Figuras 4.99 a 4.102), na direção perpendicular à borda, coincidindo com os pontos que tiveram maiores deformações na armadura passiva (EA3, EA4 e EA5).

5.2.4- Comparação entre as lajes L7 e L15

Apesar das cargas últimas das lajes L7 e L15 terem sido praticamente as mesmas, mesmo com a armadura adicional utilizada na laje L15, nesta laje a armadura perpendicular à borda, que estava comprimida em função da protensão inicial, passou a ser descomprimida primeiro, em comparação com a laje L7, provavelmente devido à rigidez maior na faixa de borda em função da armadura adicional. Na L15 a armadura perpendicular começou a escoar para 88% da carga última, enquanto na laje L7 o início do escoamento deu-se para 97% da carga última. Além disso, a laje L7 se deformava mais.

As deformações registradas na superfície inferior do concreto na direção perpendicular foram muito semelhante nestas duas lajes, com o início do esmagamento ocorrendo para praticamente a mesma carga. Já na direção paralela (extensômetros EC4 e EC6) a L15 apresentou deformações de tração superiores à deformação de fissuração do concreto para 56% da carga última, enquanto para a L7 foi de 71% da carga última.

Em resumo, a armadura adicional utilizada na laje L15 influenciou no comportamento da laje em serviço mas não proporcionou uma carga última maior para a laje. Talvez outro tipo de detalhamento pudesse alterar a carga última de laje com esse tipo de solicitação.

6- COMPARAÇÃO COM NORMAS E MANUAIS, E PROPOSTAS PARA O CÁLCULO DE PUNÇÃO EM LAJES GOGUMELO PROTENDIDAS NA LIGAÇÃO LAJE-PILAR DE BORDA

Neste capítulo é apresentada uma comparação entre as cargas últimas à punção obtidas nos ensaios e as estimadas pelas normas ACI 318M-02, EUROCODE 2/2001, *fib* (CEB-FIP)/1998 e NB1-2003, já apresentadas no Capítulo 2. Por se tratar de uma verificação de resultados experimentais, não foi adotado qualquer coeficiente de segurança, e foram utilizadas as propriedades dos materiais (concreto e aço) efetivas, determinadas experimentalmente. As propriedades dos materiais encontram-se nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3. Na Tabela 6.1 são apresentadas algumas das principais variáveis para o cálculo da carga última por punção.

Tabela 6.1 Resumo dos dados obtidos experimentalmente

Lajes	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	$P_{0\perp}$ (kN)	$P_{0\parallel}$ (kN)	V_u (kN)	M_{u1} (kNm)	M_{u2} (kNm)
L1	46,8	4,3	126,0	129,6	254,2	65,20	39,81
L2	46,0	3,1	115,0	129,1	237,6	74,86	51,13
L3	45,1	3,2	122,9	143,2	211,0	75,91	54,84
L4	45,1	3,2	127,6	132,9	184,1	79,63	61,25
L5	48,5	3,8	129,7	133,4	163,4	85,46	69,15
L6	48,5	3,8	128,4	130,5	134,6	82,11	68,68
L7	46,8	4,3	128,8	129,2	105,3	82,04	71,54
L8	49,8	4,0	129,0	130,5	183,0	65,26	47,00
L9	49,8	4,0	119,2	125,0	161,9	69,30	53,14
L10	53,3	2,8	124,1	130,5	137,9	68,52	54,76
L11	53,3	2,8	120,8	125,9	161,5	83,22	67,10
L12	53,3	2,8	124,6	126,3	160,6	84,10	68,07
L13	55,2	4,0	118,2	127,7	146,6	76,09	61,46
L14	55,2	4,0	119,1	128,2	134,5	70,52	57,11
L15	55,2	4,0	118,0	132,9	104,3	81,24	70,84

onde:

$P_{0\perp}$ e $P_{0\parallel}$ são as médias das forças de protensão em cada direção (direção perpendicular e

paralela) após as perdas;

V_u é a carga de ruptura (carga última) por punção obtida nos ensaios;

M_{u1} é o momento último em relação ao centro do pilar;

M_{u2} = Momento último em relação à face do pilar.

Na Tabela 6.2 são apresentados mais alguns dados necessários para os cálculos. Pequenas diferenças foram observadas na altura das lajes e na seção transversal dos pilares, bem como nas alturas úteis da armadura passiva e nos traçados dos cabos de protensão, apesar de todos os cuidados tomados durante a preparação das lajes. Todas estas variações foram levadas em consideração na determinação da resistência última calculada pelas normas, e exemplos de cálculo segundo todas as normas são apresentadas no Apêndice A.

Como visto no capítulo 2, o ACI não especifica como deve ser calculada a tensão de compressão no plano devido a protensão (f_{cp}), e foi utilizada a sugestão proposta por Collins e Mitchell (1991), na qual a tensão é calculada considerando-se todos os cabos que cruzam o perímetro crítico (dimensão do pilar em cada direção – “ c ”, mais metade da altura útil – “ $d/2$ ”), em torno do pilar considerado, e dividindo-se pela área do perímetro crítico “ $b_0 \cdot h$ ”. Já o EC 2 (2001) explicita a região para a qual deve ser calculada a tensão de compressão no plano devido a protensão, considerando-se todos os cabos que cruzam, em cada direção, o comprimento de controle de punção, e dividindo-se pelas áreas que passam pelo eixo deste perímetro: $(c + 4d) \cdot h$. Calcula-se então a média das tensões nas duas direções. A NB1 (2003) não se refere às tensões de compressão no plano da laje devido a protensão.

Observa-se na Tabela 6.2, que as tensões de compressão no plano da laje devido a protensão pelo EC2 são superiores às determinadas pelo ACI para todas as lajes, variando de 6,5% (laje L6) a 16,2% (laje L15) superiores.

Com relação às taxas de armadura passivas utilizadas ρ (%), observa-se que, as do *fib* (CEB-FIP) são superiores às determinadas pela NB1 e pelo EC2 para todas as lajes, devido ao *fib* especificar uma largura menor: lado do pilar (c) + duas vezes a altura útil ($2d$) para cada lado do pilar, enquanto a NB1 e o EC2 estipulam : lado do pilar (c) + três vezes a altura útil ($3d$) para cada lado do pilar, e neste caso dá diferente em função da armadura não ser uniforme para as lajes ensaiadas. Observa-se que para as lajes L1 a L10 a taxa de armadura

praticamente não muda, com o as determinadas pelo *fib* superiores em 7,7% em relação às da NB1 / EC2, enquanto que para as lajes L12, L14 e L15 esta diferença variou de 15,9% (L14) a 18,1% (L15).

Tabela 6.2 – Resumo das geometrias e característica gerais das lajes ensaiadas

Lajes	$f_{cp}^{(ACI)}$ (MPa)	$f_{cp}^{(EC2)}$ (MPa)	$d_{médio}$ (mm)	h (mm)	c (mm)	$\rho^{(NBR e EC2)}$ (%)	$\rho^{(fib)}$ (%)
L1	5,42	5,92	100	125	203	0,67	0,72
L2	5,10	5,57	100	126	203	0,67	0,72
L3	5,36	6,19	102	122	202	0,65	0,70
L4	5,44	6,15	101	122	202	0,66	0,71
L5	5,66	6,13	99	125	203	0,68	0,73
L6	5,50	5,86	100	128	203	0,67	0,72
L7	5,41	5,81	101	128	203	0,66	0,71
L8	2,70	3,05	101	122	205	0,65	0,70
L9	2,49	2,88	102	121	204	0,64	0,69
L10	2,61	3,03	102	120	203	0,65	0,70
L11	5,19	5,70	101	125	202	0,83	0,90
L12	5,22	6,01	102	120	202	0,67	0,79
L13	5,26	5,86	99	122	202	0,62	0,65
L14	5,20	5,75	100	124	203	0,69	0,80
L15	5,01	5,82	103	122	202	0,72	0,85

6.1- COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM AS ESTIMATIVAS DE NORMA DO ACI 318M-02

De acordo com o ACI, para lajes cogumelo protendidas e radiers, armados nas duas direções e definidos como lajes sólidas de espessura uniforme, a resistência ao puncionamento provida pelo concreto, V_c , é dada pela expressão:

$$V_c = \left(\beta_p \sqrt{f'_c} + 0,3 f_{pc} \right) \cdot b_0 \cdot d + V_p \quad (6.1)$$

V_c é função de três fatores: resistência do concreto, resistência acrescida ao concreto pelo confinamento causado pela componente horizontal da protensão e a resistência devida à carga equilibrante ou de desvio causada pelas componentes verticais da força de protensão dentro do perímetro crítico. A formulação para determinar esta parcelas encontram-se no item 2.3.1, e foi adaptada para pilares de extremidade, a partir da formulação para pilares internos descrita por Collins e Mitchell (1991).

O ACI apresenta algumas restrições para o uso da expressão (6.1), a saber:

Nenhuma parte da seção transversal do pilar deve estar próxima de uma descontinuidade menos que quatro vezes a espessura da laje;

f'_c não pode ser maior do que 35 MPa; e

f_{pc} em cada direção não pode ser menor que 0,9 MPa, nem maior que 3,5 MPa.

Se estas restrições não forem atendidas a resistência deve ser calculada pelas expressões de lajes e radiers não protendidos, sendo V_c o menor valor dentre as três seguintes expressões:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6} \quad (6.2)$$

β_c : relação entre o maior e o menor lado da área carregada do pilar.

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} \quad (6.3)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (6.4)$$

Para as lajes desta pesquisa, todas as lajes foram concretadas com concreto de resistência maior do que 35 MPa (entre 45,1 e 55,2 MPa), e a tensão no plano devida à protensão (f_{pc}), também foi maior do que 3,5 MPa (Tabela 6.2).

Três procedimentos foram então adotados para determinação da resistência das lajes, em

função destas restrições, para comparação: No primeiro (Tabela 6.3) as expressões 6.2, 6.3 e 6.4 (item 11.12.2.2 do ACI), para lajes não protendidas, foram utilizadas, como preconizado no item 11.12.2.2 do ACI, caso as três restrições não fossem atendidas; No segundo (Tabela 6.4) foram utilizados os limites de 3,5 MPa e 35 MPa para as tensões de compressão devido à protensão e a resistência do concreto; E no terceiro (Tabela 6.5) as restrições preconizadas na norma não foram atendidas, e as resistências e tensões de compressão no plano efetivas foram utilizadas nas expressões.

As colunas 2 a 4 da Tabela 6.3 foram obtidas com as expressões 6.2 a 6.4, como já descrito, com V_c sendo tomada como a menor das três. Em seguida é determinada a tensão resistente v_n (quinta coluna). A sexta coluna apresenta a carga última do ensaio (V_u), enquanto as duas próximas apresentam, respectivamente, o momento (M_{u0}) atuante ao redor do eixo que passa pelo centróide do perímetro crítico, paralelo à borda da laje (item 2.3.1), e a tensão atuante correspondente à carga última (v_u), com a expressão dada pelo ACI e mostrada na tabela.

A última coluna apresenta a razão v_u/v_n , entre a tensão correspondente à carga última obtida no ensaio sobre a tensão resistente, e resultados maiores que 1 são a favor da segurança. Os resultados indicam que levando em consideração as restrições da norma o coeficiente de segurança é em média igual a 2,2, (desvio padrão de 0,24 e coeficiente de variação de 10,9%), conservador como esperado, pois as expressões não são para lajes protendidas. As lajes L7 e L15 não foram consideradas na média por não terem rompido por punção.

Nas Tabelas 6.4 e 6.5, V_{pc} (segunda coluna) é a força resultante resistente no perímetro crítico devido à compressão no plano, e V_p (terceira coluna) é a componente vertical resistente da força de protensão efetiva que atravessa a o perímetro crítico, e são determinadas, respectivamente, pelas expressões mostradas nas próprias tabelas, enquanto V_c (quarta coluna) é o esforço cortante resistido pelo concreto, e é dado pela expressão (6.1). Em seguida é determinada a tensão resistente v_n (quinta coluna), e a sexta coluna apresenta a carga última do ensaio (V_u), enquanto as duas próximas apresentam, respectivamente, o momento (M_{u0}) atuante ao redor do eixo que passa pelo centróide do perímetro crítico, paralelo à borda da laje (item 2.3.1), e a tensão atuante correspondente à carga última (v_u), com a expressão dada pelo ACI e mostrada na Tabela 6.3. A razão v_u/v_n é mostrada na última coluna, entre a máxima tensão correspondente à carga última obtida no ensaio e a tensão resistente, e resultados maiores que 1 são a favor da segurança.

Tabela 6.3 Comparação com estimativas do ACI 318M-02, considerando as restrições normativas

Lajes	$V_{c_{(6.2)}}$ (kN)	$V_{c_{(6.3)}}$ (kN)	$V_{c_{(6.4)}}$ (kN)	v_n (MPa)	V_u (kN)	M_{u0} (kNm)	v_u (MPa)	v_u/v_n
L1	276,7	263,3	184,5	2,28	254,2	47,88	5,47	2,40
L2	274,3	261,0	182,9	2,26	237,6	58,71	5,79	2,56
L3	277,4	267,1	184,9	2,24	211	61,41	5,47	2,44
L4	274,0	262,6	182,7	2,24	184,1	67,14	5,49	2,45
L5	278,2	263,4	185,5	2,32	163,4	74,63	5,74	2,47
L6	281,7	268,0	187,8	2,32	134,6	73,26	5,23	2,25
L7	280,2	267,9	186,8	2,28	105,3	75,23	4,89	2,14
L8	291,1	277,0	194,1	2,35	183	53,04	4,72	2,01
L9	293,6	281,4	195,7	2,35	161,9	58,44	4,68	1,99
L10	302,8	290,9	201,9	2,43	137,9	59,33	4,46	1,83
L11	296,1	283,1	197,4	2,43	161,5	72,38	5,51	2,26
L12	299,8	288,0	199,9	2,43	160,6	73,26	5,46	2,24
L13	295,7	280,6	197,1	2,48	146,6	66,40	5,15	2,08
L14	300,5	285,9	200,4	2,48	134,5	61,69	4,67	1,88
L15	310,7	300,6	207,1	2,48	104,3	74,39	4,72	1,91
Média =								2,22
Desvio Padrão =								0,24
Coeficiente de variação =								10,9
<p>onde:</p> $\phi v_n = \frac{\phi V_c}{b_0 \cdot d}$ $v_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_{u0} c_{AB}}{J_c}$ $\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}}$								

Os resultados da Tabela 6.4, para os limites de 3,5 MPa (tensão no plano devida à protensão - f_{pc}), e 35 MPa (resistência a compressão do concreto), apresentaram uma média igual a 1,78 (desvio padrão de 0,14 e coeficiente de variação de 7,6%), menos conservador como esperado, em comparação à Tabela 6.3, pois neste caso é calculada a tensão resistente levando em conta a protensão das lajes. As lajes L7 e L15 não foram consideradas na média por não terem rompido por punção.

Tabela 6.4 Comparação com estimativas do ACI 318M-02, para $f_{pc} = 3,5$ MPa e $f_c = 35$ MPa

Lajes	V_{pc} (kN)	V_p (kN)	V_c (kN)	v_n (MPa)	V_u (kN)	M_{u0} (kNm)	v_u (MPa)	v_u/v_n
L1	84,9	14,94	238,7	2,95	254,2	47,88	5,47	1,85
L2	84,9	14,06	237,8	2,94	237,6	58,71	5,79	1,97
L3	86,8	16,98	245,5	2,97	211,0	61,41	5,47	1,84
L4	85,7	16,06	241,8	2,96	184,1	67,14	5,49	1,85
L5	83,9	14,46	235,4	2,95	163,4	74,63	5,74	1,95
L6	84,9	15,17	238,9	2,95	134,6	73,26	5,23	1,77
L7	86,0	16,07	242,6	2,96	105,3	75,23	4,89	1,65
L8	86,6	9,31	237,5	2,88	183,0	53,04	4,72	1,64
L9	87,4	8,27	238,5	2,86	161,9	58,44	4,68	1,63
L10	87,1	8,26	237,6	2,87	137,9	59,33	4,46	1,56
L11	85,2	13,83	238,1	2,94	161,5	72,38	5,51	1,88
L12	86,2	15,56	242,7	2,96	160,6	73,26	5,46	1,85
L13	83,6	12,54	232,7	2,92	146,6	66,40	5,15	1,76
L14	84,9	14,35	238,1	2,94	134,5	61,69	4,67	1,59
L15	87,8	15,32	246,6	2,95	104,3	74,39	4,72	1,60
Média =								1,78
Desvio Padrão =								0,14
Coeficiente de variação =								7,6
<p>onde:</p> $V_{pc} = 0,3 f_{pc} \cdot b_0 \cdot d$ $V_p = \frac{2 \cdot P_x \cdot h_1}{(\beta_1)^2} \cdot (c_1 + d) + \frac{8 \cdot P_y \cdot h_2}{(\beta_1)^2} \cdot \left(c_2 + \frac{d}{2} \right)$								

Já os resultados da Tabela 6.5, considerando as resistências e tensões de compressão no plano efetivas dos ensaios, e, por conseguinte sem considerar as restrições preconizadas na norma, apresentaram uma média igual a 1,45 (desvio padrão de 0,11 e coeficiente de variação de 7,6%), menos conservador ainda, em comparação à Tabela 6.3, pois neste caso toda a protensão efetiva é levada em conta. As lajes L7 e L15 não foram consideradas na média por não terem rompido por punção.

Tabela 6.5 Comparação com estimativas do ACI 318M-02, para resistências (f_c) e tensões de compressão no plano (f_{pc}) efetivas

Lajes	V_{pc} (kN)	V_p (kN)	V_c (kN)	v_n (MPa)	V_u (kN)	M_{u0} (kNm)	v_u (MPa)	v_u/v_n
L1	131,5	14,94	306,9	3,79	254,2	47,88	5,47	1,44
L2	123,7	14,06	296,9	3,67	237,6	58,71	5,79	1,58
L3	132,9	16,98	310,8	3,76	211	61,41	5,47	1,45
L4	133,1	16,06	308,1	3,77	184,1	67,14	5,49	1,46
L5	135,8	14,46	311,6	3,90	163,4	74,63	5,74	1,47
L6	133,4	15,17	312,0	3,86	134,6	73,26	5,23	1,36
L7	132,8	16,07	311,4	3,80	105,3	75,23	4,89	1,29
L8	66,9	9,31	245,1	2,97	183	53,04	4,72	1,59
L9	62,3	8,27	240,9	2,89	161,9	58,44	4,68	1,62
L10	64,8	8,26	248,7	3,00	137,9	59,33	4,46	1,49
L11	126,2	13,83	311,8	3,84	161,5	72,38	5,51	1,43
L12	128,5	15,56	318,0	3,87	160,6	73,26	5,46	1,41
L13	125,6	12,54	309,7	3,89	146,6	66,40	5,15	1,32
L14	126,2	14,35	314,9	3,89	134,5	61,69	4,67	1,20
L15	125,7	15,32	321,2	3,84	104,3	74,39	4,72	1,23
Média =								1,45
Desvio Padrão =								0,11
Coeficiente de variação =								7,9
<p>onde:</p> $V_{pc} = 0,3 f_{pc} \cdot b_0 \cdot d$ $V_p = \frac{2 \cdot P_x \cdot h_1}{(\beta l_1)^2} \cdot (c_1 + d) + \frac{8 \cdot P_y \cdot h_2}{(\beta l_2)^2} \cdot \left(c_2 + \frac{d}{2} \right)$								

Comparando-se as Tabelas 6.3 a 6.5 observa-se que os menores desvios padrões e coeficientes de variação foram obtidos nas Tabelas 6.4 e 6.5, que levam em conta a protensão, e os resultados da Tabela 6.5 indicam ainda que limites maiores que 3,5 MPa e 35 MPa podem ser adotados respectivamente para tensão no plano devida à protensão (f_{pc}) e para a resistência do concreto (f_c).

As Figura 6.1 a 6.3 apresentam graficamente, respectivamente para as tabelas 6.3 a 6.5, os

resultados obtidos para a relação v_u/v_n , entre a tensão correspondente à carga última obtida no ensaio e a tensão resistente, e nas quais resultados maiores que 1 são a favor da segurança.

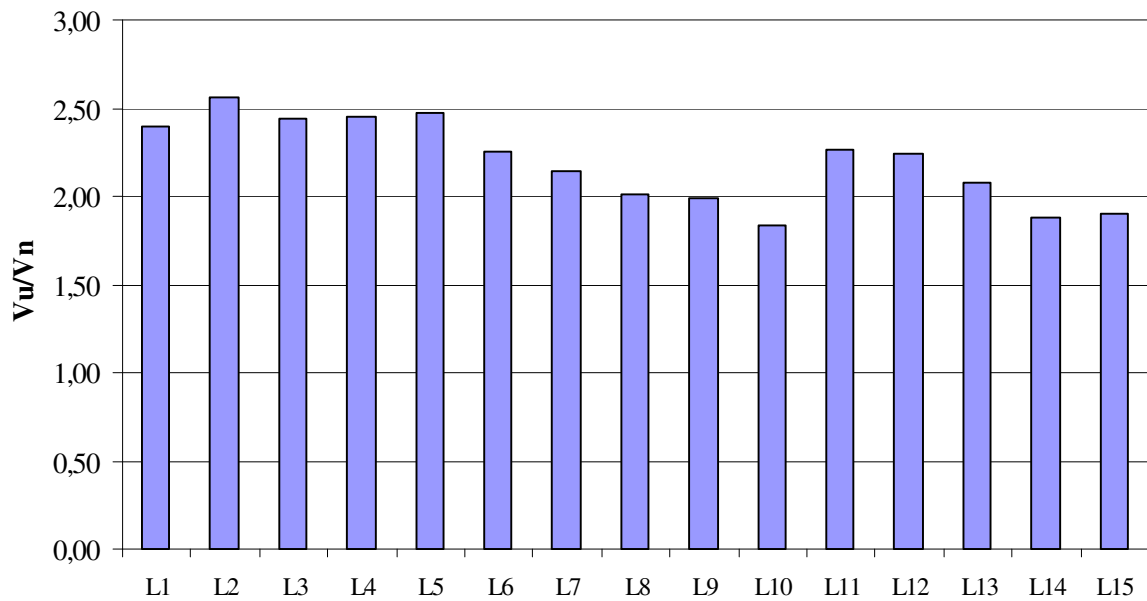


Figura 6.1 Relação v_u/v_n , entre a tensão correspondente à carga última obtida no ensaio e a tensão resistente, considerando as restrições normativas

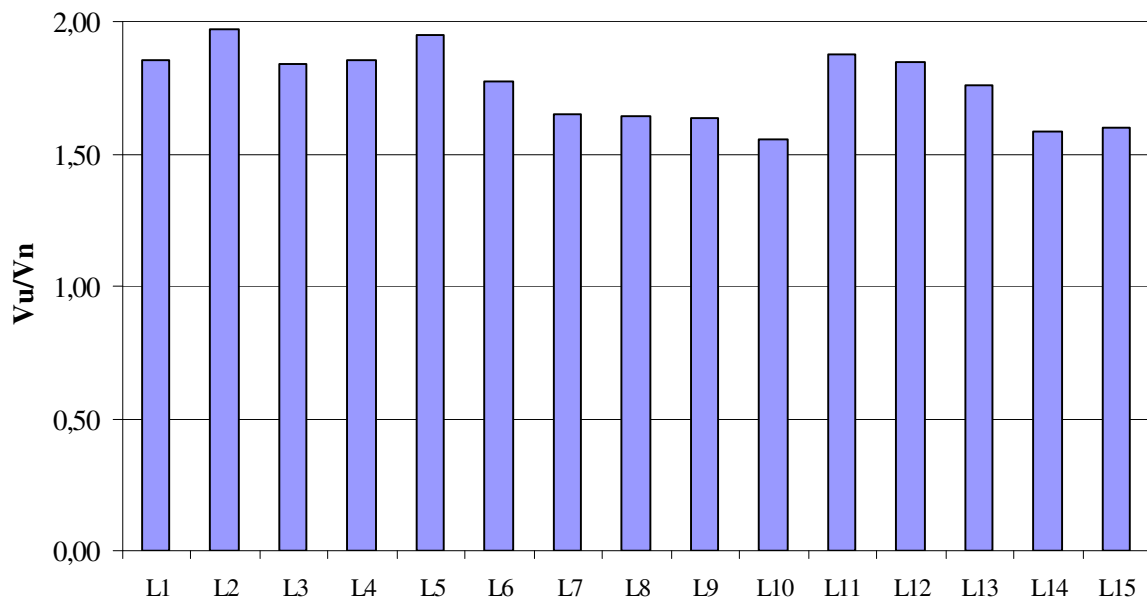


Figura 6.2 Relação v_u/v_n , entre a tensão correspondente à carga última obtida no ensaio e a tensão resistente, para $f_{pc} = 3,5 \text{ MPa}$ e $f_c = 35 \text{ MPa}$

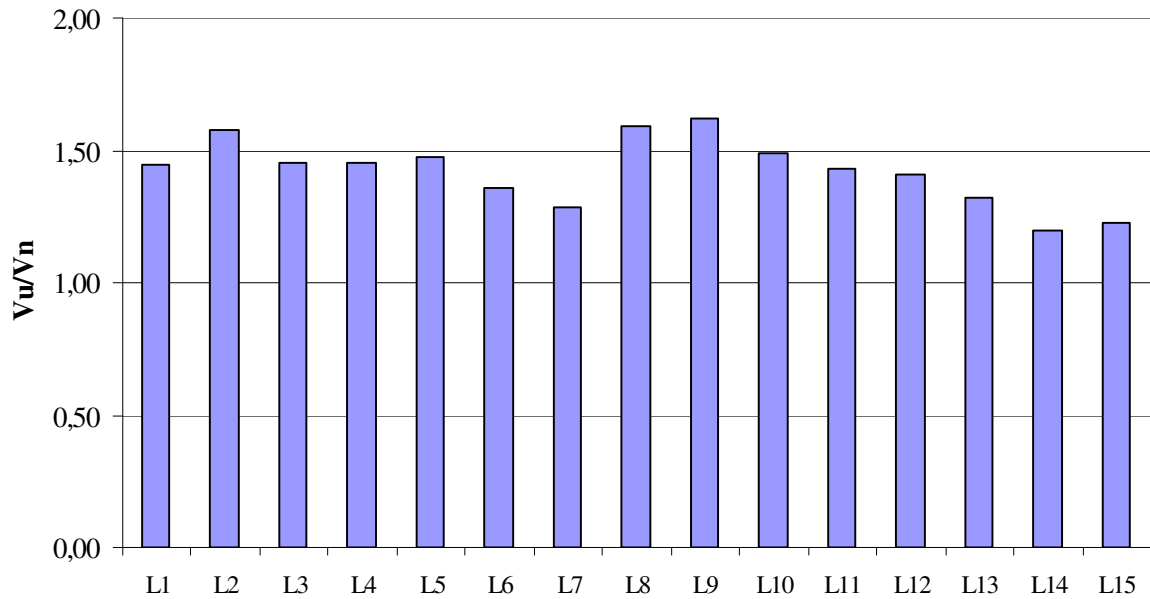


Figura 6.3 Relação v_u/v_n , entre a tensão correspondente à carga última obtida no ensaio e a tensão resistente, para resistências (f_c) e tensões de compressão no plano (f_{pc}) efetivas

6.2- COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM AS ESTIMATIVAS DE NORMA DO *FIB* (CEB-FIP)/1998

As recomendações do *fib* (1998) para o cálculo da resistência característica à punção de lajes protendidas sem armadura de cisalhamento recomendam a seguinte expressão:

$$P_{Ru} = 0,18 \xi (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad (6.5)$$

Para a comparação a ser realizada, pode ser adicionado o efeito favorável da força equivalente de descompressão, apresentado no item 2.3.1, ficando então para P_{Ru}^* :

$$P_{Ru}^* = 0,18 \xi (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_1 \cdot d + P_{p0} \quad (6.6)$$

Para se determinar a carga efetiva atuante de punção considerando o efeito do momento desequilibrante perpendicular á borda em ligações laje-pilar de extremidade, o *fib* apresenta a expressão 6.7, a menos da força equivalente de descompressão (P_{p0}), que foi adicionada na expressão 6.6:

$$P_{s,eff} = \left[\frac{u_1}{u_1^*} + k \frac{M_S \cdot u_1}{P_S \cdot w_1} \right] \cdot P_s(p_s, P) \quad (6.7)$$

O termo $P_s(p_s, P)$ na expressão 6.7 leva em conta as cargas externas atuantes e as componentes verticais das forças de protensão para cabos com curvatura no perfil vertical.

A expressão (6.7) pode ser modificada, para se subtrair da carga última obtida no ensaio (P_s neste caso) a componente vertical da força de protensão equivalente ($P_{s,p}$) determinada como mostrado no item 2.3.2, chegando-se a carga efetiva de punção, com a expressão 6.8 para $P_{s,eff}^*$:

$$P_{s,eff}^* = \left[\frac{u_1}{u_1^*} + k \frac{M_S \cdot u_1}{P_S \cdot w_1} \right] \cdot (P_s - P_{s,p}) \quad (6.8)$$

A Tabela 6.6, apresenta os principais termos para o cálculo da resistência a punção da laje pelo *fib*. A segunda coluna apresenta a força equivalente de descompressão no plano P_{p0} , determinada segundo o item 2.3.1, a terceira coluna apresenta a resistência última efetiva à punção P_{Ru}^* , enquanto a quarta coluna apresenta a componente vertical da força de protensão $P_{s,p}$, determinada como mostrado no item 2.3.2. A quinta coluna apresenta a carga vertical última obtida nos ensaios (P_s), e as próximas duas colunas apresentam, respectivamente, os momentos fletores em relação a face interna do pilar, perpendicular à borda, na direção x (M_{sx}) e y (M_{sy}). A oitava coluna apresenta a comparação entre a carga efetiva última de punção ($P_{s,eff}^*$) dividida pela resistência efetiva à punção (P_{Ru}^*), e resultados maiores que 1 são a favor da segurança. Desconsiderando-se as lajes L7 e L15, por não terem rompido por punção, observa-se que a média é de 1,76, para um desvio padrão de 0,16 e coeficiente de variação de 8,9%.

Observa-se na tabela que os resultados da comparação ficam menos conservadores à medida que se aumenta a excentricidade da carga de punção, e para o primeiro grupo (lajes L1 a L7) a razão $P_{s,eff}^* / P_{Ru}^*$ passou de 2,02 para 1,66 (queda de 18%) quando se passa da laje L2 (excentricidade = 215 mm) para a laje L6 (excentricidade = 510 mm), pois o coeficiente K (expressão 6.7) só leva em conta a retangularidade do pilar e não as excentricidades efetivas.

Observa-se também, dentre as lajes que romperam por punção (L1 a L6; e L8 a L14), que a

menor razão $P_{s,eff}^*/P_{Ru}^*$ foi obtida para a laje L14 (1,41), pois a estimativa levou em conta a armadura adicional (6 \varnothing 10 mm) utilizada na borda da laje, e como visto anteriormente esta armadura não contribuiu para aumentar a resistência da laje.

Tabela 6.6 Comparação com estimativas do *fib* (CEB-FIP)/98

Lajes	P_{p0} (kN)	P_{Ru}^* (kN)	$P_{s,P}$ (kN)	P_s (kN)	M_{sx} (kNm)	M_{sy} (kNm)	$P_{s,eff}^*$ (kN)	$P_{s,eff}^*/P_{Ru}^*$
L1	46,44	219,8	18,9	254,2	39,81	87,92	402,8	1,83
L2	33,71	206,1	18,4	237,6	51,13	75,84	417,4	2,02
L3	30,88	204,2	20,3	211	54,84	63,03	388,8	1,90
L4	26,86	199,0	19,3	184,1	61,25	48,86	376,4	1,89
L5	25,25	199,5	19,4	163,4	69,15	36,62	374,2	1,88
L6	24,98	200,5	19,1	134,6	68,68	24,79	332,2	1,66
L7	30,39	205,0	18,9	105,3	71,54	11,23	295,0	1,44
L8	15,79	194,6	9,5	183	47	54,86	352,7	1,81
L9	12,56	192,3	9,1	161,9	53,14	43,27	345,2	1,80
L10	11,93	195,5	9,5	137,9	54,76	32,49	319,0	1,63
L11	23,76	219,6	18,3	161,5	67,1	36,75	366,6	1,67
L12	23,14	213,1	18,5	160,6	68,07	35,94	366,3	1,72
L13	22,96	198,0	18,4	146,6	61,46	33,09	331,8	1,68
L14	23,42	213,3	18,5	134,5	57,11	29,99	300,9	1,41
L15	28,71	229,5	19,0	104,3	70,84	11,13	289,0	1,26
Média =								1,76
Desvio Padrão =								0,16
Coeficiente de variação =								8,9
onde:								
M_{sx} e M_{sy} são os momentos fletores atuantes ao redor do eixo x da laje (perpendicular à borda), na face interna do pilar e ao redor do eixo y (paralelo à borda), na face lateral do pilar.								

A Figura 6.4, apresenta graficamente a comparação entre $P_{s,eff}^*/P_{Ru}^*$ apresentada na Tabela 6.6, resultados para a relação da carga efetiva de punção ($P_{s,eff}^*$) dividida pela resistência última efetiva à punção (P_{Ru}^*), nas quais resultados maiores que 1 são a favor da segurança.

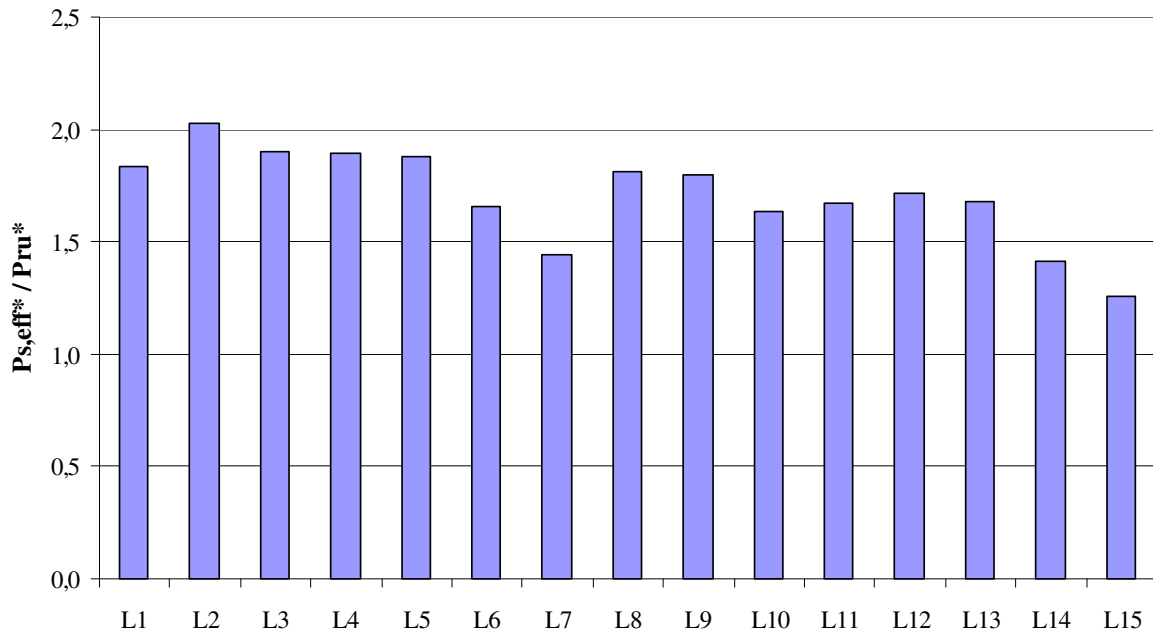


Figura 6.4 Relação entre a carga efetiva de punção ($P_{s,eff}^*$) e a resistência última efetiva à punção (P_{Ru}^*)

6.3- COMPARAÇÃO COM AS ESTIMATIVAS DA NORMA DO EUROCODE 2/2001

Para o cálculo das lajes pelo EC2, foram usadas as expressões apresentadas no item 2.3.3, sendo a tensão resistente à punção no perímetro de controle para lajes protendidas e sem armadura de cisalhamento dada pela expressão:

$$v_{Rc} = 0,12 \cdot k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \sigma_{cp} \quad (6.9)$$

onde σ_{cp} é a tensão normal de compressão no concreto na seção crítica, calculada

considerando a largura do perímetro crítico com $2 \cdot d$ para cada lado do pilar.

A seguir pode-se levar em conta as componentes verticais resultante da inclinação vertical dos cabos de protensão, adicionando-se a tensão resultante da parcela de carga vertical devido à curvatura dos cabos no perímetro de controle (v_p), determinada como mostrado no item 2.3.2, e chegando-se a expressão 6.10, pois o EC2 permite que a componente vertical V_p , resultante da inclinação dos cabos de protensão que atravessam o perímetro de controle pode ser considerada como uma ação favorável onde pertinente. Para o cálculo desta parcela foram utilizadas as expressões recomendadas pelo *fib*, e utilizando todos os cabos que passam pelo perímetro de controle preconizado pelo EC2.

$$v_{Ru} = v_{Rc} + v_p \quad (6.10)$$

A tensão atuante máxima de cisalhamento é calculada como mostrado na expressão (6.11):

$$v_E = \left[1 + k \frac{M_E}{V_E} \cdot \frac{u_1}{w_1} \right] \frac{V_E}{u_1 \cdot d} \quad (6.11)$$

O momento fletor, M_E , foi determinado na face interna do pilar por ser um valor menos conservador para a análise, e devido ao EC2 utilizar este eixo quando do cálculo da resistência à flexão.

A Tabela 6.7 apresenta os principais termos para o cálculo da resistência a punção da laje pelo EC2. A segunda coluna apresenta a tensão normal de compressão no concreto na seção crítica σ_{cp} , a terceira coluna apresenta a tensão resistente à punção no perímetro de controle para lajes protendidas e sem armadura de cisalhamento v_{Rc} , dada pela expressão (6.9), enquanto a quarta coluna apresenta a tensão mínima a ser utilizada ($v_{Rc}^* = 0,4f_{ct} + 0,10\sigma_{cp}$), como recomendado no item 6.4.4 do EC2, considerando-se que para baixas taxas de armadura pode-se tomar para a tensão resistente 40% da resistência a tração do concreto, aumentada de 10% da tensão normal de compressão no concreto na seção crítica σ_{cp} . A quinta coluna apresenta v_p , a tensão resultante da parcela de carga vertical devido à curvatura dos cabos no perímetro de controle determinada como mostrado no item 2.3.2, e utilizada para se determinar a expressão (6.10) para v_{Ru} , que é apresentada na sexta coluna. Deve ser observado que para o cálculo de v_{Ru} é utilizado o maior valor entre v_{Rc} (terceira coluna) e v_{Rc}^* (quarta coluna). A

sétima e a oitava coluna apresentam, respectivamente, a carga última obtida no ensaio (V_E), e o momento M_E , determinado para a face interna do pilar. As duas últimas colunas apresentam respectivamente, v_E , tensão atuante máxima de cisalhamento e calculada pela expressão (6.11), e uma comparação entre a tensão atuante máxima de cisalhamento (v_E), e a tensão máxima de cisalhamento resistente (v_{Ru}), desconsiderando-se as lajes L7 e L15, que não romperam por punção. Considerando-se que resultados maiores que 1 são a favor da segurança, observa-se que a média é de 1,40, para um desvio padrão de 0,16 e coeficiente de variação de 11,5%.

Tabela 6.7 Comparação com a norma EUROCODE 2/2001

Lajes	σ_{cp} (kN)	V_{Rc} (MPa)	V_{Rc}^* (MPa)	V_P (MPa)	V_{Ru} (MPa)	V_E (kN)	M_E (kNm)	v_E (MPa)	v_E / v_{Ru}
L1	5,92	1,73	2,31	0,18	2,49	254,2	39,81	3,11	1,25
L2	5,57	1,68	1,80	0,18	1,98	237,6	51,13	3,28	1,66
L3	6,19	1,73	1,90	0,19	2,09	211,0	54,84	3,06	1,47
L4	6,15	1,73	1,89	0,18	2,08	184,1	61,25	3,07	1,48
L5	6,13	1,77	2,13	0,19	2,32	163,4	69,15	3,22	1,39
L6	5,86	1,73	2,11	0,18	2,29	134,6	68,68	2,91	1,27
L7	5,81	1,71	2,30	0,18	2,48	105,3	71,54	2,70	1,09
L8	3,05	1,45	1,89	0,09	1,98	183,0	47,00	2,66	1,35
L9	2,88	1,43	1,87	0,08	1,95	161,9	53,14	2,62	1,34
L10	3,03	1,47	1,42	0,09	1,56	137,9	54,76	2,48	1,58
L11	5,70	1,85	1,69	0,18	2,02	161,5	67,10	3,07	1,52
L12	6,01	1,79	1,72	0,17	1,96	160,6	68,07	3,03	1,55
L13	5,86	1,75	2,19	0,18	2,37	146,6	61,46	2,88	1,22
L14	5,75	1,79	2,18	0,18	2,35	134,5	57,11	2,61	1,11
L15	5,82	1,81	2,18	0,18	2,36	104,3	70,84	2,58	1,10
Média =									1,40
Desvio Padrão =									0,16
Coeficiente de variação =									11,5
onde:									
$V_{Rc}^* = 0,4 f_{ct} + 0,10 \sigma_{cp}$ $V_{Ru} = V_{Rc} + V_P$									
V_P é a tensão resultante da parcela de carga vertical de protensão no perímetro de controle.									

Deve ser observado que v_E / v_{Ru} deu 1,11 para a laje L14, que é um valor baixo. A consideração da componente vertical da força de protensão devido à curvatura vertical dos cabos aumentou em média de 8% a resistência da laje a punção, o que é relevante.

Deve ser registrado também que o resultado da estimativa da laje L10 pelo EC2 deve ser considerado com reserva, pois, como visto no Capítulo 4, a resistência à tração desta laje deu inferior ao esperado, sem nenhuma justificativa, e esta resistência é utilizada para se determinar a resistência efetiva da laje pelo EC2, ($v_{Rc}^* = 0,4f_{ct} + 0,10\sigma_{cp}$), como recomendado no item 6.4.4 do EC2. Observa-se na Tabela 6.7 que para esta laje $v_{Rc}^* = 1,42$, inferior a $v_{Rc} = 1,47$.

O EUROCODE 2 (recomendação 4 do item 6.4.3) permite que seja realizada uma simplificação para ligações laje-pilar de extremidade, quando a excentricidade perpendicular ao bordo livre da laje (resultante do momento ao redor do eixo paralelo ao lado livre), for para o interior da laje. A força de punção neste caso pode ser considerada uniformemente distribuída ao longo do perímetro crítico reduzido (u^*) e pode ser desconsiderada a parcela do momento. Com esta simplificação a expressão (6.11) para determinar a tensão atuante (v_E) fica como mostrada na expressão (6.12):

$$v_E^* = \frac{V_E}{u^* \cdot d} \quad (6.12)$$

A Tabela 6.8 apresenta os principais termos para o cálculo da resistência a punção da laje com esta simplificação permitida pelo EC2. Esta tabela é igual à Tabela 6.7 da segunda a sétima coluna. A oitava coluna apresenta v_E^* , tensão atuante máxima de cisalhamento para o perímetro reduzido, e calculada pela expressão (6.12), enquanto que a última coluna apresenta uma comparação entre a tensão atuante máxima de cisalhamento para o perímetro reduzido (v_E^*), e desconsiderando-se o momento, e a tensão máxima de cisalhamento resistente (v_{Ru}), desconsiderando-se novamente as lajes L7 e L15, que não romperam por punção. Considerando-se que resultados maiores que 1 são a favor da segurança, observa-se que a média é de 0,86, para um desvio padrão de 0,19 e coeficiente de variação de 22,1%.

Os resultados para as lajes L4 a L6, e L8 a L14, abaixo de 1, mostram que a simplificação permitida pelo EC2 é contra a segurança, neste caso para excentricidades maiores que 300

mm, caso da L4. Observa-se também que este coeficiente de variação (22%) foi o maior encontrado nesta pesquisa. Estes resultados indicam que a simplificação recomendada pelo EC2 poderia ser utilizada somente para pequenas excentricidades, e faltaria parametrizar esta pequena excentricidade em termos das principais dimensões das lajes usuais, como por exemplo, a largura do pilar e altura útil da laje.

Tabela 6.8 Comparação com a norma EUROCODE 2/2001, considerando a simplificação proposta para pilar de extremidade

Lajes	σ_{cp} (kN)	v_{Rc} (MPa)	v_{Rc}^* (MPa)	v_p (MPa)	v_{Ru} (MPa)	V_E (kN)	v_E^* (MPa)	v_E^*/v_{Ru}
L1	5,92	1,73	2,31	0,18	2,49	254,2	2,46	1,06
L2	5,57	1,68	1,80	0,18	1,98	237,6	2,30	1,28
L3	6,19	1,73	1,90	0,19	2,09	211,0	1,98	1,04
L4	6,15	1,73	1,89	0,18	2,08	184,1	1,76	0,93
L5	6,13	1,77	2,13	0,19	2,32	163,4	1,61	0,75
L6	5,86	1,73	2,11	0,18	2,29	134,6	1,30	0,62
L7	5,81	1,71	2,30	0,18	2,48	105,3	1,00	0,44
L8	3,05	1,45	1,89	0,09	1,98	183,0	1,74	0,92
L9	2,88	1,43	1,87	0,08	1,95	161,9	1,51	0,81
L10	3,03	1,47	1,42	0,09	1,56	137,9	1,29	0,88
L11	5,70	1,85	1,69	0,18	2,02	161,5	1,55	0,84
L12	6,01	1,79	1,72	0,17	1,96	160,6	1,52	0,85
L13	5,86	1,75	2,19	0,18	2,37	146,6	1,44	0,66
L14	5,75	1,79	2,18	0,18	2,35	134,5	1,30	0,60
L15	5,82	1,81	2,18	0,18	2,36	104,3	0,96	0,44
Média =								0,86
Desvio Padrão =								0,19
Coeficiente de variação =								22,1
onde:								
$v_E = \frac{V_{Ed}}{u^* \cdot d}$								

A Figura 6.5 apresenta graficamente a comparação entre a tensão atuante máxima de cisalhamento (v_E) e a tensão máxima de cisalhamento resistente (v_{Ru}), enquanto que a Figura

6.6 apresenta a comparação entre a tensão atuante máxima de cisalhamento para o perímetro reduzido (v_E^*), e desconsiderando-se a parcela de momento, conforme simplificação permitida pelo EC2, e a tensão máxima de cisalhamento resistente (v_{Ru}).

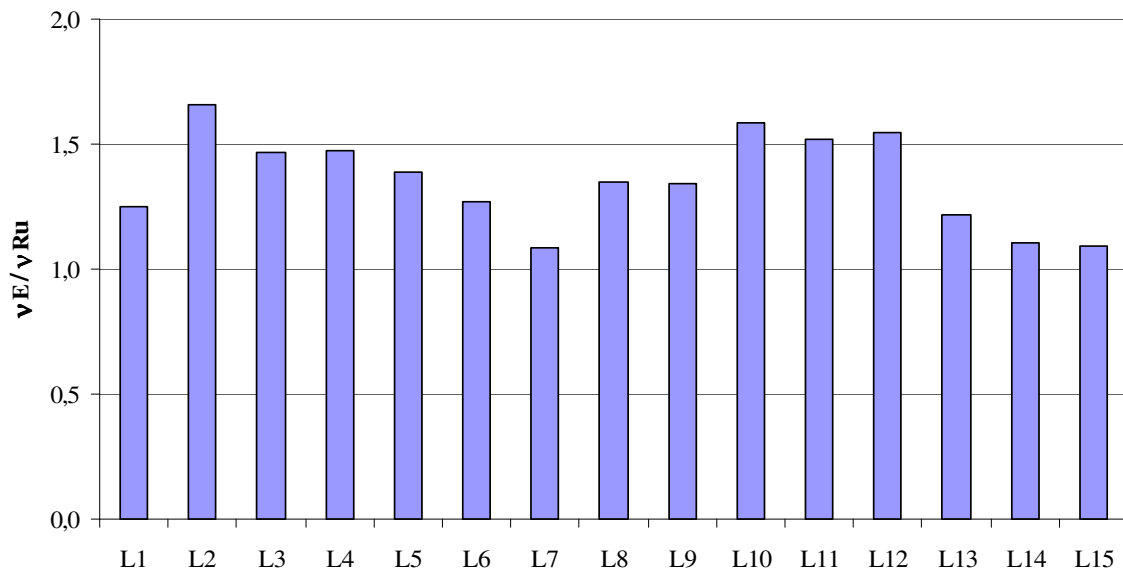


Figura 6.5 Comparação entre a tensão atuante máxima de cisalhamento (v_E) e a tensão máxima de cisalhamento resistente (v_{Ru})

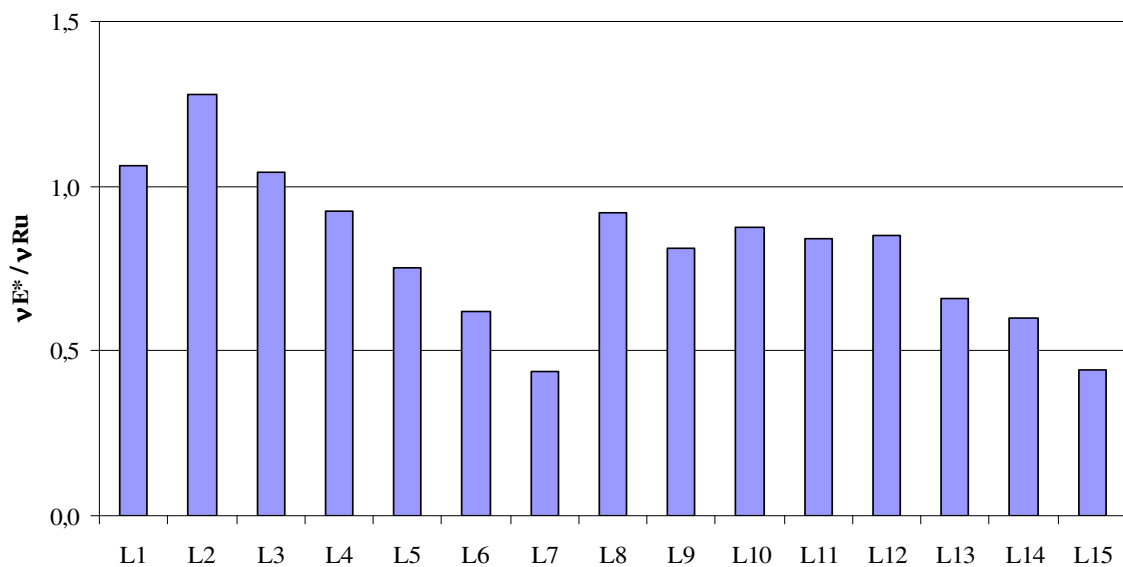


Figura 6.6 Comparação entre a tensão atuante máxima de cisalhamento para o perímetro reduzido (v_E^*), e a tensão máxima de cisalhamento resistente (v_{Ru})

Observa-se que, igualmente no *fib* e no ACI, as estimativas para as lajes com ruptura por punção são menos conservadoras ao se aumentar o momento desequilibrado, e, por conseguinte a excentricidade. O ideal, obviamente, seria que se obtivesse estimativas com o mesmo grau de conservadorismo, independente do momento desequilibrante e da excentricidade, e uma sugestão neste sentido seria, por exemplo, colocar o coeficiente “*k*” (expressão 6.11) variando em função da excentricidade.

6.4- COMPARAÇÃO COM AS ESTIMATIVAS DA NORMA NBR 6118/2003

Segundo a NBR6118, a tensão resistente em elementos sem armadura de punção, tanto para lajes protendidas como de concreto armado, deve ser calculada pela expressão:

$$\tau_{R1} = 0,18(1 + \sqrt{20/d})(100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (6.13)$$

A expressão utilizada na NBR para a tensão máxima de cisalhamento em pilares de borda quando não agir momento no plano paralelo ao lado livre é semelhante, em parte, à utilizada no *fib*, e dada pela expressão:

$$\tau_s = \frac{F_s}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 M_{Sd1}}{W_{p1} \cdot d} \quad (6.14)$$

Deve ser observado que a primeira parcela desta expressão corresponde à tensão de cisalhamento, distribuída no perímetro crítico reduzido (u^*), e que a segunda parcela corresponde à tensão de cisalhamento devida ao momento fletor em relação ao eixo do pilar, considera o módulo resistente plástico (W_{p1}) associado ao perímetro de controle básico u_1 . O momento M_{Sd1} é o momento atuante no centro do perímetro reduzido, determinado a partir do momento no centro do pilar. Esta segunda parcela de certa forma mistura dois parâmetros, pois M_{Sd1} é determinado em relação ao centro do perímetro crítico reduzido (u^*) e o módulo resistente plástico (W_{p1}) é determinado em relação ao perímetro de controle básico u_1 .

De acordo com a NBR 6118, determina-se então a tensão máxima de cisalhamento efetiva, pela expressão (6.15):

$$\tau_{S,ef} = \tau_S - \tau_P \quad (6.15)$$

τ_P é a tensão uniformemente distribuída no perímetro crítico reduzido devido as componentes verticais dos cabos de protensão.

A Tabela 6.9 apresenta os principais termos para o cálculo da resistência a punção da laje pela NBR 6118. A segunda coluna apresenta a tensão resistente (τ_{R1}), determinado pela expressão (6.13), a terceira coluna apresenta a tensão uniformemente distribuída no perímetro crítico reduzido devido as componentes verticais dos cabos de protensão (τ_P), enquanto a quarta coluna apresenta a carga última obtida no ensaio (F_S).

As próximas três colunas apresentam, respectivamente, M_s - momento atuante no centro do pilar (quinta coluna), M_s^* - momento resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* em relação ao centro do pilar (sexta coluna), M_{s1} - momento reduzido atuante no centróide do perímetro crítico (sétima coluna), e com $M_{s1} = M_s - M_s^*$.

As três próximas colunas apresentam, respectivamente, τ_S - tensão máxima de cisalhamento obtida com a expressão (6.14) (oitava coluna), $\tau_{S,ef}$ - tensão máxima efetiva de cisalhamento obtida com a expressão (6.15) (nona coluna), e uma comparação entre a tensão máxima efetiva de cisalhamento ($\tau_{S,ef}$) e a tensão resistente (τ_{R1}), na última coluna, desconsiderando-se as lajes L7 e L15, que não romperam por punção. Considerando-se que resultados maiores que 1 são a favor da segurança, observa-se que a média é de 2,04, para um desvio padrão de 0,21 e coeficiente de variação de 10%.

Observa-se inicialmente que a NB1 está atingindo um alto nível de conservadorismo (media de 2,04), abaixo apenas que o ACI (2,22). No caso do ACI, vários autores têm apresentado sugestões para tornar a norma menos conservadora (GARDNER E REZAI/1998).

A NBR 6118/2003, como visto, adotou no dimensionamento à punção de lajes protendidas quase as mesmas formulações utilizadas no EUROCODE 2 e no *fib*, a menos no cálculo da tensão de cisalhamento atuante para ligações laje-pilar de borda, o que levou a resultados mais conservadores que àquelas normas. A NBR 6118/2003 apresentou uma média de 2,04, comparada com 1,40 para o EUROCODE 2 e com 1,76 para o *fib*.

Tabela 6.9 Comparação com a norma NBR 6118/2003

Lajes	τ_{R1} (MPa)	τ_P (MPa)	F_S (kN)	M_S (kNm)	M_{S^*} (kNm)	M_{S1} (kNm)	τ_S (MPa)	$\tau_{S,ef}$ (MPa)	$\tau_{S,ef}$ / τ_{R1}
L1	1,37	0,18	254,2	65,20	35,51	29,69	3,25	3,07	2,24
L2	1,36	0,18	237,6	74,86	33,19	41,67	3,41	3,23	2,37
L3	1,33	0,19	211,0	75,91	29,78	46,12	3,16	2,97	2,23
L4	1,34	0,18	184,1	79,63	25,83	53,80	3,16	2,98	2,22
L5	1,40	0,19	163,4	85,46	22,68	62,77	3,31	3,12	2,23
L6	1,39	0,18	134,6	82,11	18,80	63,30	2,99	2,80	2,02
L7	1,36	0,18	105,3	82,04	14,80	67,24	2,75	2,57	1,90
L8	1,38	0,09	183,0	65,26	25,82	39,45	2,75	2,66	1,92
L9	1,37	0,08	161,9	69,30	22,94	46,36	2,69	2,61	1,90
L10	1,41	0,09	137,9	68,52	19,50	49,02	2,54	2,45	1,74
L11	1,54	0,18	161,5	83,22	22,59	60,63	3,15	2,98	1,94
L12	1,42	0,17	160,6	84,10	22,60	61,50	3,11	2,93	2,06
L13	1,42	0,18	146,6	76,09	20,31	55,77	2,97	2,78	1,97
L14	1,46	0,18	134,5	70,52	18,79	51,73	2,68	2,50	1,71
L15	1,47	0,18	104,3	81,24	14,81	66,43	2,63	2,45	1,67
Média =									2,04
Desvio Padrão =									0,21
Coeficiente de variação =									10,0
<p>onde:</p> <p>τ_P é a tensão uniformemente distribuída no perímetro crítico reduzido devido as componentes verticais dos cabos de protensão</p> <p>$M_{S1} = M_S - M_{S^*}$, sendo M_{S^*} o momento resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido</p> <p>$\tau_{S,ef} = \tau_S - \tau_P$</p>									

Apesar do número não muito extenso de ensaios realizados, a partir dos resultados obtidos algumas sugestões podem ser apreciadas.

As normas obviamente devem ser conservadoras, mas talvez coubesse aqui uma discussão sobre algumas alternativas de modificações que viessem a permitir, caso fosse de interesse, diminuir o conservadorismo da NBR 6118.

Basicamente quatro alternativas poderiam ser apreciadas, para, eventualmente, serem

utilizadas separadamente ou em conjunto. Algumas delas, inclusive, poderiam ser sugeridas como alternativa de diminuição de conservadorismo às outras normas utilizadas.

A primeira delas diz respeito à consideração da influência favorável da tensão de compressão no plano devido às forças de protensão;

A segunda em relação aos dois perímetros críticos (normal e reduzido) que são considerados na determinação da tensão atuante na ligação laje-pilar;

A terceira com relação a incluir na parcela resistente (equação 6.13) a limitação usada no EUROCODE 2 em quanto à tensão mínima resistente a ser utilizada ($v_{Rc}^* = 0,4f_{ct}$), pode-se tomar para a tensão resistente 40% da resistência à tração do concreto como recomendado no item 6.4.4 do EC2, considerando que esta limitação tem um melhor comportamento em lajes com baixas taxas de armadura passiva;

A quarta com relação ao coeficiente K_1 na expressão (6.14).

Com relação à primeira e alternativa, consideração da influência favorável da tensão de compressão no plano devido às forças de protensão: Argumenta-se que em lajes com vários painéis esta tensão pode não estar efetiva em torno de todos os pilares tratando-se de protensão não aderente, pois regiões mais rígidas poderiam dificultar essa compressão efetiva em todas as regiões. No caso de pilares internos obviamente isto é possível, mas no caso de pilares de extremidade dificilmente não haveria esta protensão efetiva uma vez que a protensão é aplicada na borda da laje, mas talvez a norma pudesse facultar a utilização ou não desta compressão.

O próprio ACI, que é o mais conservador, considera no cálculo da resistência ao puncionamento 30% da tensão média de compressão no concreto devido a protensão. Este valor coincide com a componente da compressão no plano normal à superfície do cone de ruptura (Figura 6.7), admitindo-se que o ângulo do cone com a horizontal é de aproximadamente 18° para lajes cogumelo protendidas, como preconizado no LEONHARDT e pelo trabalho de KINNUNNEM e Nylander em 1960.

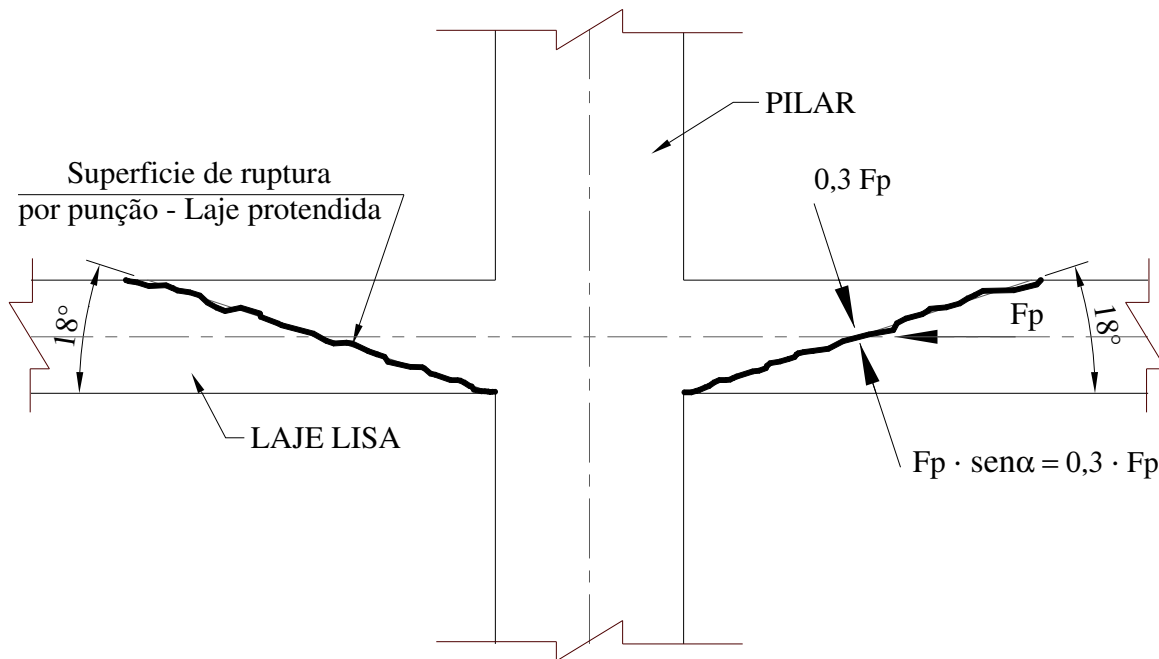


Figura 6.7 Componente da compressão no plano normal à superfície do cone de ruptura, admitindo-se um ângulo de 18° com a horizontal

O *fib* utiliza esta parcela determinando a força necessária para anular as tensões de protensão na seção transversal do elemento (método da descompressão), e o EC2 considera apenas 10% da tensão de compressão, o que já é bem conservador. A NBR, que se baseia no EC2, poderia, por exemplo, utilizar pelo menos os 10% lá utilizados, com a expressão (6.13) sendo modificada para:

$$\tau_{R1}^* = 0,18(1 + \sqrt{20/d})(100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,1 \cdot \sigma_{cp} \quad (6.16)$$

Para σ_{cp} igual à tensão de compressão média no concreto no plano, e calculada utilizando-se as expressões (6.17) a (6.19):

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cpx} + \sigma_{cpy}}{2} \quad (6.17)$$

$$\sigma_{cpx} = \frac{F_{px}}{A_{cy}} \quad (6.18)$$

$$\sigma_{cpy} = \frac{F_{py}}{A_{cx}} \quad (6.19)$$

onde:

σ_{cpX} e σ_{cpy} são as tensões de compressão no concreto normal ao perímetro crítico nas direções x e y;

F_{px} e F_{py} são as forças de protensão nos cabos que cruzam o perímetro crítico;

A_{cx} e A_{cy} são as áreas de concreto respectivas ao eixo do perímetro crítico nas duas direções, considerando a altura total da laje.

Com relação à segunda alternativa, os dois perímetros críticos (normal e reduzido) que são considerados na determinação da tensão atuante na ligação laje-pilar: O perímetro crítico reduzido é utilizado pelo *fib* (vide expressão 6.8) e pelo EC2 (vide expressão 6.12). No *fib* observa-se que o perímetro crítico reduzido aparece somente na primeira parcela entre colchetes, enquanto na segunda parcela, tanto no numerador (explicitamente) como no denominador (cálculo de w_{p1}) utiliza-se o perímetro crítico completo. Já no EC2 o perímetro crítico só é utilizado (vide expressão 6.12) quando se utiliza a simplificação permitida para ligações laje-pilar de extremidade, quando a excentricidade perpendicular à borda da laje (resultante do momento ao redor do eixo paralelo à borda), for para o interior da laje.

A NBR, como observado na expressão (6.14), utiliza para o cálculo da tensão atuante o perímetro crítico reduzido na primeira parcela (explicitamente) e na segunda parcela, no cálculo do momento reduzido atuante no centróide do perímetro crítico M_{s1} , que é determinado subtraindo-se do momento atuante no centro do pilar (M_s) o momento resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* em relação ao centro do pilar (M_s^*). Como visto anteriormente $M_{s1} = M_s - M_s^*$.

A alternativa sugerida neste caso seria determinar a tensão atuante em relação ao centróide do perímetro crítico completo u_1 , como mostrado na Figura 6.8, para M_{sx} igual ao momento fletor solicitante perpendicular à borda no eixo do pilar. Assim a expressão (6.14) modificada fica:

$$\tau_{s,ef}^* = \frac{F_s}{u_1 \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{S1}}{W_{pl} \cdot d} \quad (6.20)$$

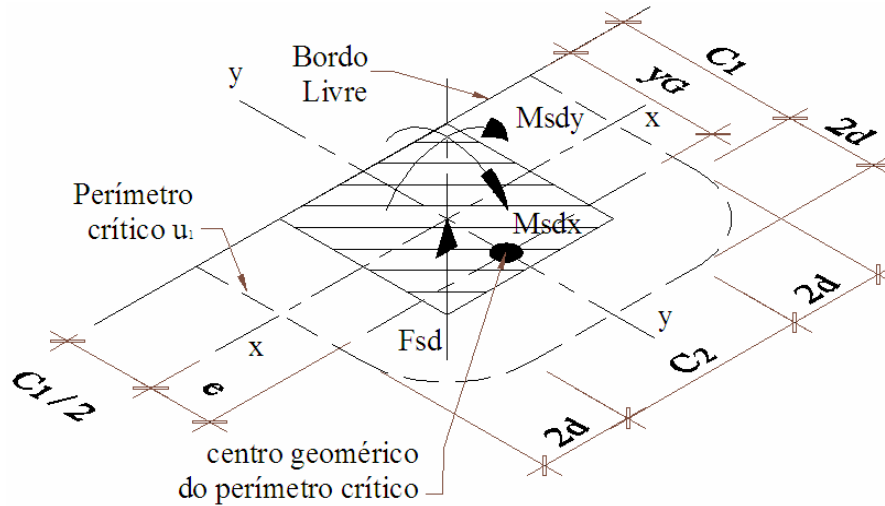


Figura 6.8 Perímetro crítico considerado no cálculo da norma

A excentricidade do centróide do perímetro crítico completo em relação à borda (y_G na figura) pode ser calculado determinando o momento estático do perímetro crítico em relação à borda:

$$y_G = \frac{S_x}{u} \quad (6.21)$$

onde:

S_x é o momento estático com respeito ao bordo do perímetro crítico;

u é o comprimento do perímetro crítico completo u_1

O momento estático S_x e o perímetro crítico u são determinados pelas expressões:

$$S_x = C_1^2 + C_1 \cdot C_2 + 2d \cdot C_2 + 2\pi d \cdot C_1 + 8d^2 \quad (6.22)$$

$$u = 2C_1 + C_2 + 2\pi d \quad (6.23)$$

A excentricidade do perímetro crítico em relação ao centro do pilar pode ser calculada como:

$$e = \frac{C_1^2 + C_1 \cdot C_2 + 2d \cdot C_2 + 2\pi d \cdot C_1 + 8d^2}{2C_1 + C_2 + 2\pi d} - \frac{C_1}{2} \quad (6.24)$$

obtendo-se o momento atuante corrigido:

$$M_{s1} = M_{sx} - F_s \cdot e \quad (6.25)$$

Para M_{sx} igual ao momento fletor solicitante perpendicular à borda em relação ao CG do pilar, e a excentricidade “ e ” igual a distância do CG do pilar ao centróide do perímetro crítico.

Essas duas primeiras alternativas são utilizadas para uma comparação com a NBR 6118, a título de exercício, e os resultados estão apresentados na Tabela 6.10. A comparação é feita considerando-se a influência favorável da tensão de compressão no plano devido às forças de protensão, e utilizando-se o centróide do perímetro crítico completo u_1 , como mostrado na Figura 6.8, para os cálculos, ao invés do perímetro crítico reduzido.

A segunda coluna apresenta a tensão de compressão no plano (σ_{cp}), determinada como proposto na expressão (6.17), e a terceira coluna é a tensão de cisalhamento resistente proposta (τ_{R1}^*), determinada pela expressão (6.16). A quarta coluna é a tensão uniformemente distribuída no perímetro crítico devido as componentes verticais dos cabos de protensão (τ_p), enquanto a quinta coluna apresenta a carga última obtida no ensaio (F_s). As próximas três colunas apresentam, respectivamente, M_s - momento perpendicular atuante no centro do pilar (sexta coluna), M_s^* - momento resultante da excentricidade do perímetro crítico completo u_1 em relação ao centro do pilar (sétima coluna), M_{s1} - momento reduzido atuante no centróide do perímetro crítico (oitava coluna). As duas próximas colunas apresentam, respectivamente, $\tau_{s,ef}^*$ - tensão máxima atuante de cisalhamento obtida com a expressão (6.20), utilizando o perímetro crítico completo (nona coluna), e uma comparação entre a tensão máxima atuante de cisalhamento ($\tau_{s,ef}^*$) e a tensão resistente (τ_{R1}^*), na última coluna (décima), desconsiderando-se as lajes L7 e L15, que não romperam por punção.

Considerando-se que resultados maiores que 1 são a favor da segurança, observa-se que a média baixou dos 2,04 (Tabela 6.9) para 1,36, para um desvio padrão de 0,09 e coeficiente de variação de 6,9%. A média dos resultados caiu 33% (de 2,04 para 1,36), e o desvio padrão foi o menor de todas as comparações deste capítulo. Observa-se também, dentre as lajes que

romperam por punção (L1 a L6; e L8 a L14), que a menor razão $\tau_{S,ef}^* / \tau_{R1}^*$ foi obtida novamente para a laje L14 (1,13), pois a estimativa levou em conta a armadura adicional (6 \emptyset 10 mm) utilizada na borda da laje, e como visto anteriormente esta armadura não contribuiu para aumentar a resistência da laje. A

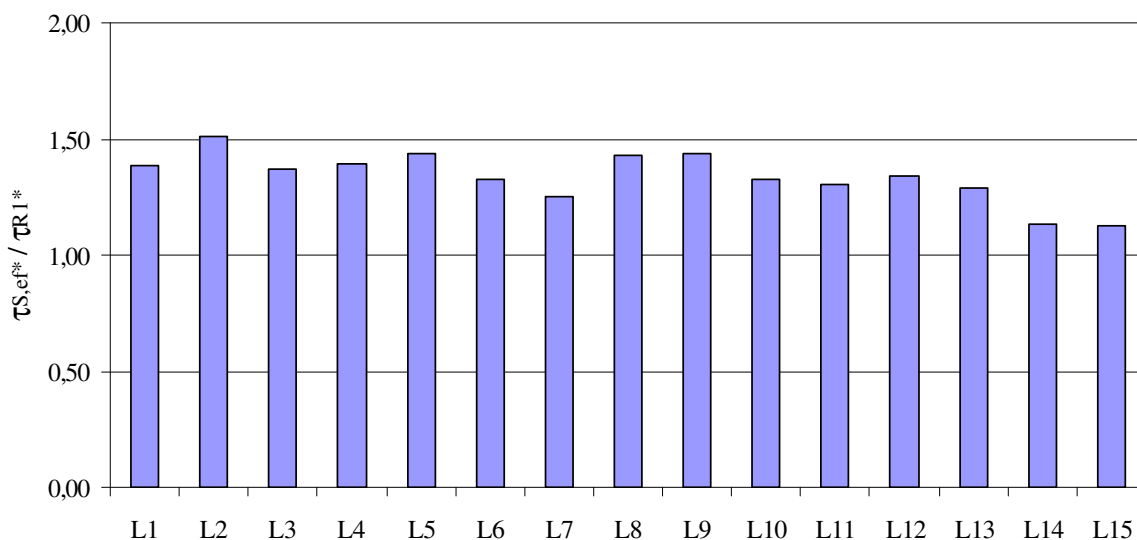


Figura 6.9 apresenta graficamente a comparação apresentada na Tabela 6.10, entre a tensão máxima atuante de cisalhamento ($\tau_{S,ef}^*$), obtida com a expressão (6.20), utilizando o perímetro crítico completo, e a tensão resistente (τ_{R1}^*), determinada pela expressão (6.16).

Tabela 6.10 Comparação com a NBR 6118/2003, considerando a influência favorável da tensão de compressão no plano e utilizando-se o perímetro crítico completo

Lajes	σ_{cp} (MPa)	τ_{R1}^* (MPa)	τ_p (MPa)	F_S (kN)	M_S (kNm)	M_S^* (kNm)	M_{S1} (kNm)	$\tau_{S,ef}^*$ (MPa)	$\tau_{S,ef}^*/\tau_{R1}^*$
L1	5,92	1,96	0,18	254,2	65,20	33,7	31,5	2,71	1,38
L2	5,57	1,92	0,18	237,6	74,86	31,5	43,3	2,89	1,51
L3	6,19	1,95	0,19	211,0	75,91	28,6	47,3	2,68	1,37
L4	6,15	1,96	0,18	184,1	79,63	24,7	54,9	2,72	1,39
L5	6,13	2,01	0,19	163,4	85,46	21,4	64,0	2,89	1,44
L6	5,86	1,97	0,18	134,6	82,11	17,9	64,2	2,61	1,33
L7	5,81	1,94	0,18	105,3	82,04	14,1	67,9	2,43	1,25
L8	3,05	1,69	0,09	183,0	65,26	24,5	40,7	2,41	1,43
L9	2,88	1,66	0,08	161,9	69,30	21,9	47,4	2,38	1,44
L10	3,03	1,71	0,09	137,9	68,52	18,7	49,8	2,26	1,32

L11	5,70	2,11	0,18	161,5	83,22	21,6	61,7	2,75	1,31
L12	6,01	2,03	0,17	160,6	84,10	21,7	62,4	2,71	1,34
L13	5,86	2,00	0,18	146,6	76,09	19,2	56,8	2,58	1,29
L14	5,75	2,04	0,18	134,5	70,52	17,8	52,7	2,31	1,13
L15	5,82	2,05	0,18	104,3	81,24	14,3	66,9	2,31	1,12
Média =									1,36
Desvio Padrão =									0,09
Coeficiente de variação =									6,9
<p>τ_{R1}^* é o valor da tensão resistente ao cisalhamento proposta para a NBR, calculada pela expressão (6.16), considerando a tensão de compressão no plano médio da laje σ_{cp};</p> <p>$\tau_{s,ef}^*$ é a tensão de cisalhamento solicitante, distribuída no perímetro de controle u_1 da Figura 6.8, considerando a redução do momento devido à excentricidade do perímetro u_1 com respeito ao centro do pilar.</p>									

Com relação à terceira alternativa, é importante avaliar o uso na NBR da limitação usada no EUROCODE 2 para o cálculo da tensão resistente ao puncionamento. O EC2 no item 6.4.4 limita a tensão mínima resistente em 40% da resistência a tração do concreto, aumentada de 10% da tensão normal de compressão no concreto na seção crítica devido à protensão (σ_{cp}), sem considerar a taxa de armadura. Esta limitação para lajes com taxas de armaduras baixas ($\rho < 1\%$), diminui o conservadorismo da norma por prevalecer apenas a resistência a tração do concreto.

Já com relação à quarta alternativa, referente ao coeficiente K_1 na expressão (6.20), a sugestão seria fazer este coeficiente função da excentricidade atuante, pois como pode ser visto nas Tabela 6.9, os resultados da comparação $\tau_{s,ef} / \tau_{R1}$ ficam menos conservadores a medida em que se aumenta a excentricidade da carga de punção. Para as lajes do primeiro grupo (lajes L1 a L7), por exemplo, esta razão passou de 2,37 para 2,02 (queda de 15%) quando se passa da laje L2 ($e = 215$ mm) para a laje L6 ($e = 510$ mm), pois o coeficiente K_1 só leva em conta a retangularidade do pilar e não as excentricidades efetivas. O mesmo pode ser observado na Tabela 6.10, com os resultados da comparação $\tau_{s,ef}^* / \tau_{R1}^*$, que passou de 1,51 para 1,33 (queda de 12%), quando se passa da laje L2 ($e = 215$ mm) para a laje L6 ($e = 510$ mm). Este mesmo comportamento ocorreu com o *fib* e com o EC2 como já foi visto.

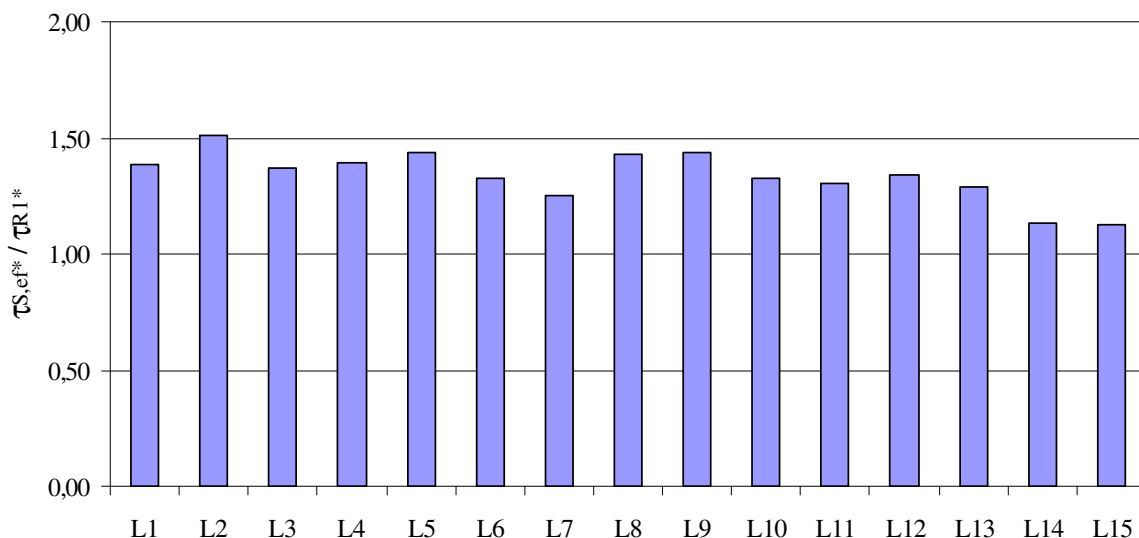


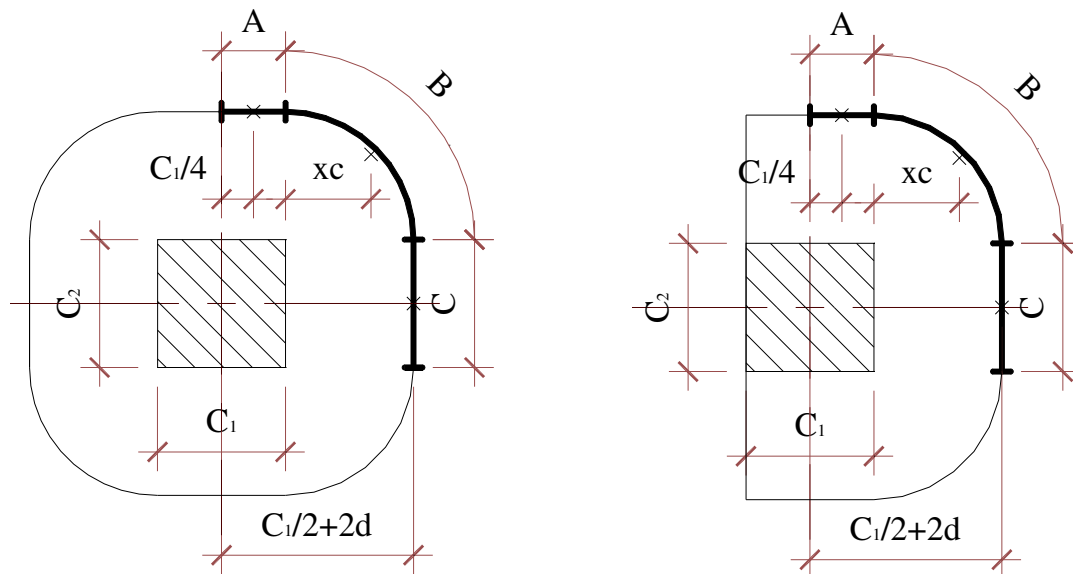
Figura 6.9 Comparação entre a tensão atuante máxima atuante de cisalhamento ($\tau_{s,ef}^*$) e a tensão máxima de cisalhamento resistente (τ_{R1}^*) – Tabela 6.10

O mesmo grau de conservadorismo seria o ideal, independente do momento desequilibrante e da excentricidade, e uma sugestão neste sentido seria, por exemplo, colocar o coeficiente K_1 variando em função da excentricidade. Para que esse objetivo fosse alcançado uma análise paramétrica seria necessária.

Uma outra sugestão de modificação, por uma questão de coerência, mas que, aumentaria um pouco o conservadorismo, em comparação a como consta atualmente na norma, seria a determinação do módulo plástico resistente do perímetro crítico, na expressão (6.20), com relação ao centróide do perímetro crítico completo, e não como determinado pela expressão (2.29), em relação ao CG do pilar como preconizado pela norma.

As normas fib, EC2 e NBR fornecem apenas a equação de W_1 (módulo resistente plástico) para lajes cogumelo com pilares internos em relação ao centro do pilar.

Com a Figura 6.10a é demonstrado o cálculo de W_1 para pilares interno em relação ao eixo do pilar. A Figura 6.10b apresenta a obtenção de W_1 para ligações de extremidade em relação ao centro do pilar.



a) perímetro crítico para pilar interno

b) perímetro crítico para pilar de borda

Figura 6.10 Perímetros de controle da NBR

Para o cálculo do momento resistente plástico é determinado o momento que produz a área dos segmentos em relação ao eixo do pilar.

Para pilar interno em relação ao eixo do pilar:

$$W_1 = 4 \cdot W_A + 4 \cdot W_B + 2 \cdot W_C$$

onde:

$$W_A = 4 \cdot \frac{C_1}{2} \cdot \frac{C_1}{4} = \frac{C_1^2}{2}$$

$$W_B = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 2d}{2} \left(\frac{C_1}{2} + xc \right); \text{ se } xc \text{ (centróide do quarto de circunferência) é igual a } \frac{2 \cdot r}{\pi}$$

$$W_B = 4 \cdot \frac{\pi \cdot 2d}{2} \left(\frac{C_1}{2} + \frac{2 \cdot 2d}{\pi} \right) = 2d \cdot \pi \cdot C_1 + 16d^2$$

$$W_C = 2 \cdot C_2 \left(\frac{C_1}{2} + 2d \right) = C_1 \cdot C_2 + 4d \cdot C_2$$

$$W_1 = \frac{C_1^2}{2} + C_1 \cdot C_2 + 4d \cdot C_2 + 2d \cdot \pi \cdot C_1 + 16d^2 \quad (6.26)$$

Para pilar de borda em relação ao eixo do pilar:

$$W_1 = 4 \cdot W_A + 2 \cdot W_B + W_C$$

onde:

$$W_A = 4 \cdot \frac{C_1}{2} \cdot \frac{C_1}{4} = \frac{C_1^2}{2}$$

$$W_B = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 2d}{2} \left(\frac{C_1}{2} + xc \right); \text{ se } xc \text{ (centróide do quarto de circunferência) é igual a } \frac{2 \cdot r}{\pi}$$

$$W_B = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 2d}{2} \left(\frac{C_1}{2} + \frac{2 \cdot 2d}{\pi} \right) = d \cdot \pi \cdot C_1 + 8d^2$$

$$W_C = C_2 \left(\frac{C_1}{2} + 2d \right) = \frac{C_1 \cdot C_2}{2} + 2d \cdot C_2$$

$$W_1 = \frac{C_1^2}{2} + \frac{C_1 \cdot C_2}{2} + 2d \cdot C_2 + d \cdot \pi \cdot C_1 + 8d^2 \quad (6.27)$$

Usando o mesmo raciocínio pode-se calcular o W_1 para pilar de borda em relação ao centróide do perímetro crítico com a Figura 6.11.

Para pilar de borda em relação ao eixo do perímetro crítico quando $e_0 < C_1/2$:

$$W_1 = 2e_0^2 + C_1^2 + C_1 \cdot C_2 - 2C_1 \cdot e_0 - C_2 \cdot e_0 + 2d \cdot C_2 + 2d \cdot \pi \cdot C_1 - 2d \cdot \pi \cdot e_0 + 8d^2 \quad (6.28)$$

Para pilar de borda em relação ao eixo do perímetro crítico quando $e_0 > C_1/2$:

$$W_1 = C_1^2 + (e_0 - C_1)^2 + C_2(C_1 + 2d - e_0) + 2(\pi \cdot d + C_1 - e_0) \left(\frac{4d}{\pi} + C_1 - e_0 \right) \quad (6.29)$$

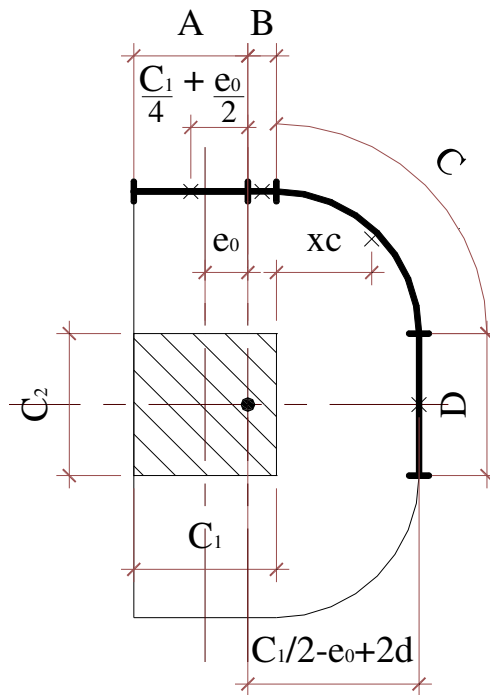


Figura 6.11 Perímetro de controle total para a NBR

6.5- COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS ESTUDADAS

Com o objetivo de comparar os resultados das normas apresentadas nos itens anteriores, a Tabela 6.11 apresenta uma comparação entre as normas, a partir da relação tensão atuante “*versus*” tensão resistente para cada laje, e a Figura 6.12 apresenta graficamente este resultado.

Tabela 6.11 Comparação entre as normas

Lajes	Tensão atuante / Tensão resistente							
	ACI	ACI ¹	ACI ²	<i>fib</i>	EC2	EC2 ¹	NBR	NBR ¹
L1	2,40	1,85	1,44	1,83	1,25	1,06	2,24	1,38
L2	2,56	1,97	1,58	2,02	1,66	1,28	2,37	1,51
L3	2,44	1,84	1,45	1,90	1,47	1,04	2,23	1,37
L4	2,45	1,85	1,46	1,89	1,48	0,93	2,22	1,39
L5	2,47	1,95	1,47	1,88	1,39	0,75	2,23	1,44

L6	2,25	1,77	1,36	1,66	1,27	0,62	2,02	1,33
L8	2,01	1,64	1,59	1,81	1,35	0,92	1,92	1,43
L9	1,99	1,63	1,62	1,80	1,34	0,81	1,90	1,44
L10	1,83	1,56	1,49	1,63	1,58	0,88	1,74	1,32
L11	2,26	1,88	1,43	1,67	1,52	0,84	1,94	1,31
L12	2,24	1,85	1,41	1,72	1,55	0,85	2,06	1,34
L13	2,08	1,76	1,32	1,68	1,22	0,66	1,97	1,29
L14	1,88	1,59	1,20	1,41	1,11	0,60	1,71	1,13
MD	2,22	1,78	1,45	1,76	1,40	0,86	2,04	1,36
DP	0,24	0,14	0,11	0,16	0,16	0,19	0,21	0,09
CV	10,9	7,6	7,9	8,9	11,5	22,1	10,0	6,9
ACI – Tabela 6.3; ACI ¹ – Tabela 6.4; ACI ² – Tabela 6.5; fib – Tabela 6.6; EC2 – Tabela 6.7; EC2 ¹ – Tabela 6.8; NBR – Tabela 6.9; NBR ¹ – Tabela 6.10								
MD é o valor médio; DP é o desvio padrão e CV é o coeficiente de variação								

Na Tabela 6.11 não consta os resultados das lajes L7 e L15, devido às mesmas não terem rompido por punção.

Para a análise destes resultados se deve ter em mente que normas devem ser conservadoras, e em particular quando se trata de rupturas frágeis, como rupturas por punção. Por outro lado, o quanto as normas devem ser conservadoras depende de vários fatores, inclusive econômicos.

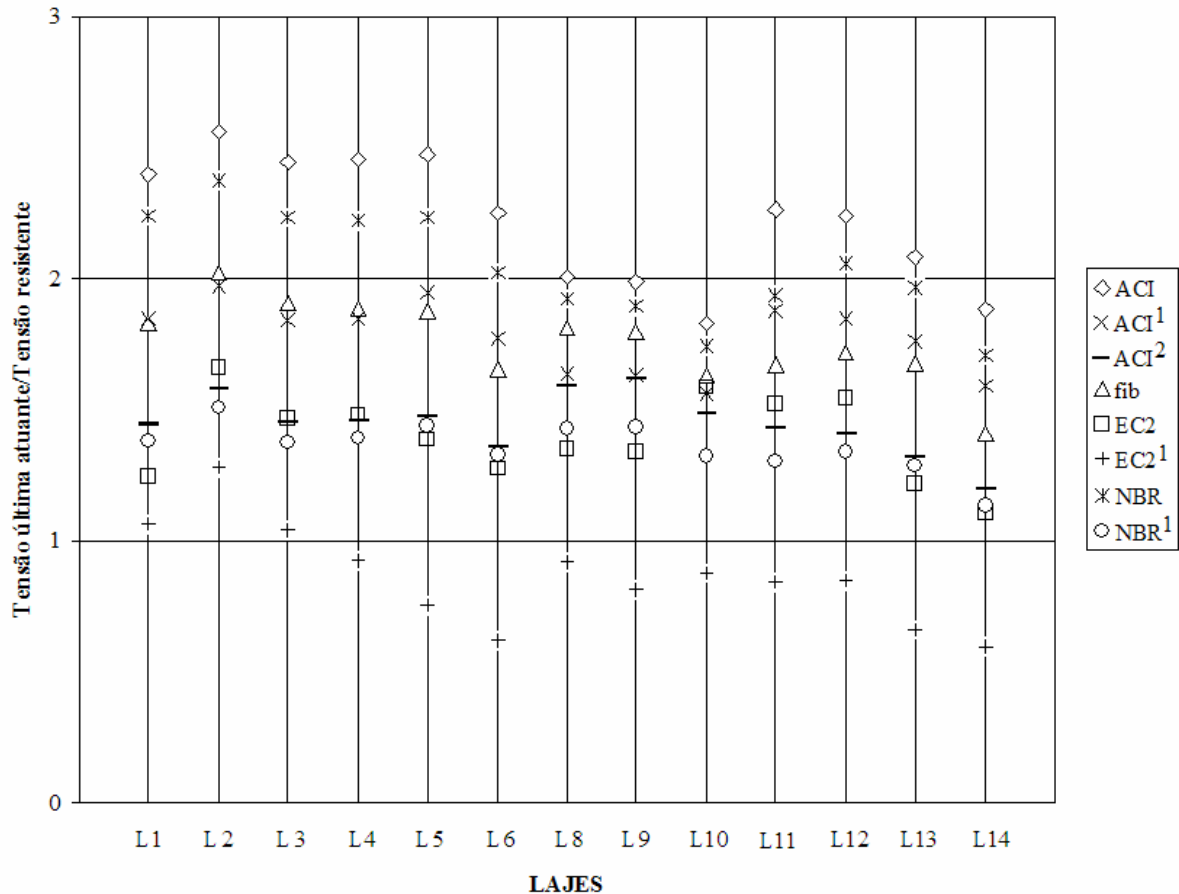


Figura 6.12 Comparação entre as normas

Alguns pontos chamam a atenção nesta comparação:

- O ACI e a NBR originais (respectivamente segunda e oitava colunas), que apresentam os resultados mais conservadores, com média de 2,22 e 2,04;
- Os resultados contra a segurança fornecidos pela simplificação proposta pelo EC2 (EC2¹ na sétima coluna), que apresentam uma média de 0,86, e especialmente para as lajes submetidas a maiores excentricidades (a partir da L4);
- O EC2 original (sexta coluna) apresenta as estimativas mais próximas dos resultados experimentais, com uma média de 1,4. Deve ser observado que a NBR, apesar de baseada em parte no EC2, acabou ficando praticamente tão conservadora como o ACI, como visto;
- O *fib*, que apresentou uma média de 1,76 (quinta coluna), não apresentou estimativas tão próximas quanto o EC2, nem tão conservadoras quanto o ACI e a NBR. Esses resultados poderiam ser ainda menos conservadores se fosse utilizado na expressão da tensão atuante o

perímetro crítico completo (básico) ao invés do reduzido;

- Próximo destas estimativas do *fib* são as estimativas apresentadas pelo ACI, quando se utiliza, como visto no item 6.1, o limite de 3,5 MPa para a tensão de compressão no plano e o de 35 MPa para a resistência do concreto. São os resultados apresentados na terceira coluna da tabela (ACI¹), com uma média de 1,78, praticamente iguais aos 1,76 do *fib*;

- Os resultados da quarta coluna (ACI²), com média de 1,45, apresentam as estimativas quando é utilizada a formulação do ACI sem qualquer limitação, o que obviamente contraria o preconizado pela norma;

- Os resultados da quinta coluna (NBR¹), com média de 1,36, apresenta as estimativas quando a formulação da NBR é modificada incluindo as duas sugestões, a influência favorável da tensão de compressão no plano e utilizando-se o perímetro crítico completo ao invés do reduzido, como visto no item 6.4. Observa-se também que a NBR com estas considerações se aproxima do EC2 original (sexta coluna), no qual a NBR baseou-se em parte. Deve-se registrar também que outra sugestão com relação à NBR foi apresentada no item 6.4, com relação ao cálculo do módulo resistente plástico;

- Dentre as proposições originais das normas, o menor coeficiente de variação encontrado foi o do ACI¹ (terceira coluna), com 7,6%, admitindo-se que a tabela 6.4 está de acordo com o ACI. Em seguida vem o *fib*, com coeficiente de variação de 8,9%.

Com relação ao ACI-318/02, seu conservadorismo já foi comprovado em outros trabalhos, como visto no Capítulo 2. O efeito favorável da armadura passiva na resistência à punção também poderia ser levado em conta. Por outro lado deve ser destacada a simplicidade de utilização do ACI.

Uma observação que se aplica a todas as normas é a variação de conservadorismo quando se varia a excentricidade presente na ligação laje-pilar, em função do momento desequilibrante presente. Observa-se na Tabela 6.11 que os resultados ficam menos conservadores a medida em que se aumenta a excentricidade da carga de punção. Para as lajes do primeiro grupo (lajes L1 a L7), por exemplo, pelo ACI original (segunda coluna), os resultados passaram de 2,56 para 2,25 (queda de 12%) quando se passa da laje L2 (excentricidade = 215 mm) para a laje L6 (excentricidade = 510 mm), enquanto no *fib* (quinta coluna), os resultados passaram de 2,02 para 1,66 (queda de 18%) quando se passa da laje L2 (excentricidade = 215 mm) para a

laje L6 (excentricidade = 510 mm). Já pelo EC2 original (sexta coluna), os resultados passaram de 1,66 para 1,27 (queda de 23,5%) quando se passa da laje L2 para a laje L6, enquanto na NBR original (oitava coluna), os resultados passaram de 2,37 para 2,02 (queda de 15%) quando se passa da laje L2 para a laje L6. Resultados que chamam ainda mais a atenção são os apresentados na sétima coluna, com a simplificação proposta pelo EC2¹, pois os resultados passaram de 1,28 para 0,62 (queda de 52%) quando se passa da laje L2 (excentricidade = 215 mm) para a laje L6 (excentricidade = 510 mm), não deixando dúvida que a excentricidade deve ser levada em conta, e não só a geometria do pilar.

Como sugerido no item anterior, com relação à NBR, a resistência da ligação à punção em todas as normas deveria então ser função da excentricidade atuante, para que o mesmo grau de conservadorismo fosse obtido. Para que esse objetivo fosse alcançado uma análise paramétrica seria necessária.

7- CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O principal objetivo desta investigação foi o estudo do comportamento e resistência à punção da ligação laje-pilar de borda em lajes cogumelo protendidas, tendo como principal variável a relação M/V na ligação, obtida variando-se a relação (P1/P2) entre as cargas P1 (paralelas à borda) e P2 (perpendicular à borda), que variou de “infinito” (P2 = 0) a 0 (P1 = 0), e com cinco relações intermediárias (4, 2, 1, 0,5 e 0,25). As variáveis secundárias foram a quantidade e distribuição das armaduras passiva e ativa.

Para isso, foram feitas comparações e análises entre os resultados experimentais dos 15 (quinze) ensaios realizados, distribuídos em 4 grupos.

Os resultados dos ensaios foram então comparados com as estimativas das normas ACI 318M-02, *fib* (CEB-FIP)/1998, EUROCODE 2/2001, e NB1-2003. Além das comparações foram propostas modificações para todas essas normas.

Ao final são relacionadas recomendações para a realização de pesquisas futuras na área.

7.1- CONCLUSÕES

7.1.1- Comportamento das lajes

Inicialmente deve ser destacada a eficácia do sistema de protensão e reprotensão utilizado no Laboratório de Estruturas, com o qual protensões efetivas foram obtidas.

O aparato experimental desenvolvido e utilizado nos ensaios também funcionou muito bem, não obstante requerendo pequenas adaptações durante os ensaios, como usual em ensaios de laboratório.

Alguns pontos devem ser destacados:

- A fixação dos pilares no pórtico funcionou muito bem na direção perpendicular à borda. Já na direção paralela, principalmente nas lajes nas quais, a atuação das cargas P1 era preponderante, o sistema requereu mais trabalho para ficar equilibrado, pois

apesar da carga P1 ser sempre a mesma nos dois pontos de aplicação, pequenas variações nos deslocamentos dos êmbolos dos atuadores era inevitável, especialmente no início dos ensaios;

- O mesmo sistema de rotulação desenvolvido para o ponto de aplicação de carga P2 poderia ter sido utilizado em P1, pois com o desenrolar dos ensaios as deformações das lajes levaram ao empenamento dos tirantes utilizados nestes pontos para fixar os atuadores hidráulicos;
- Dado à dificuldade de se medir deslocamentos na face inferior da laje, e por uma questão inclusive de segurança, pessoal e dos equipamentos, optou-se em medir os deslocamentos em um lado da laje, enquanto as fissuras eram monitoradas no outro lado;

Como previsto, a variação da relação M_u/V_u , em função da variação da relação do carregamento (P1/P2), influenciou fortemente o comportamento das lajes em todos os aspectos analisados: carga e modo de ruptura, fissuração, deformação da armadura passiva e do concreto, variação da força de protensão.

7.1.1.1 Fissuração

A fissuração das lajes foi influenciada, como esperado, principalmente pela relação de carregamento (P1/P2), e, por conseguinte da excentricidade, e pela presença e distribuição da armadura ativa e passiva.

Para as lajes com relação de carregamento (P1/P2) entre ∞ e 1 (∞ , 4, 2 e 1), caso das lajes L1 a L4, e L8 e L9, a fissuração foi basicamente perpendicular à borda, acima dos cabos, ou no meio da laje, no caso das lajes L8 e L9.

Para as lajes com relação de carregamento (P1/P2) igual a 0,5, 0,25 e 0, caso das lajes L5 a L7, e L10 a L15, com maiores excentricidades, a fissuração foi basicamente paralela à borda, em direção a P2 (carga preponderante).

Nas lajes L6 e L7, e L13 a L15, que tiveram fissuração basicamente paralela à borda, foram observadas também fissuras pronunciadas de torção. Duas dessas lajes (L14 e L15) tinham

armadura adicional à torção, e a presença desta armadura fez surgirem menos fissuras na superfície superior da laje, em comparação com as lajes L13 e L7, respectivamente, que diferiam basicamente pela presença desta armadura.

7.1.1.2 Modo e carga de ruptura

A variação da relação M_u/V_u , em função da variação da relação do carregamento (P1/P2), e, por conseguinte da excentricidade, também influenciou decisivamente o modo de ruptura das lajes, como esperado.

O aumento da excentricidade da força cortante atuante na direção perpendicular à borda, basicamente acarretou mudança do modo de ruptura exclusivo por punção para os outros observados. Isto pode ser observado mais claramente nas lajes do Grupo 1 (L1 a L7), no qual foi obtido punção para as lajes L1 a L4, com excentricidades variando de 157 mm a 333 mm, e flexo-punção, flexo-torção-punção e flexo-torção para as lajes L5 a L7, respectivamente, com excentricidades 423 mm, 510 mm e 679 mm.

Um resumo da pesquisa realizada é mostrado na Figura 7.1 (igual à Figura 5.9), que apresenta um gráfico da variação da resistência última das lajes (V_u em kN), em função da variação do momento perpendicular à borda (M_{u2} em kNm), em relação à face interna do pilar. A faixa demarcada pelas duas linhas tracejadas delimita a região para a qual seriam esperadas rupturas por flexão e punção, determinada a partir das duas lajes que romperam por flexão e punção, a laje L5 ($M_{u2}/V_u = 423$ mm) e a laje L10 ($M_{u2}/V_u = 397$ mm).

As lajes situadas acima desta faixa, com excentricidades menores, encontram-se em região na qual uma ruptura por punção seria esperada. É o caso das lajes L1 ($M_{u2}/V_u = 157$ mm) a L4 ($M_{u2}/V_u = 333$ mm); da L8 ($M_{u2}/V_u = 257$ mm) e da L9 ($M_{u2}/V_u = 328$ mm), que romperam exclusivamente por punção. Já as lajes situadas abaixo desta faixa, com excentricidades maiores, encontram-se em região na qual uma ruptura por flexão e torção seria esperada. É o caso das lajes L7 ($M_{u2}/V_u = 679$ mm) e L15 ($M_{u2}/V_u = 679$ mm), que romperam por flexão e torção, como se vê no gráfico.

O modo de ruptura da laje L6 ($M_{u2}/V_u = 510$ mm), abaixo da faixa demarcada, foi classificado como flexo-torção-punção, pois apesar de indícios da iminência de uma ruptura por flexão

estivessem evidentes, uma inesperada ruptura de punção ocorreu. Esta ruptura foi diferente de todas as outras e provavelmente teria sido por flexão para um nível de protensão inferior.

As demais lajes (L11 a L14) estão situadas dentro da faixa demarcada (L11, L12 e L13), ou praticamente dentro (L14). As lajes L11 ($M_{u2}/V_u = 415$ mm) e L12 ($M_{u2}/V_u = 424$ mm), tiveram o modo de ruptura classificado como punção, apesar de terem apresentado indícios fortes de flexão, enquanto as lajes L13 ($M_{u2}/V_u = 419$ mm) e L14 ($M_{u2}/V_u = 425$ mm), tiveram o modo de ruptura classificado como flexo-torção-punção, com indícios fortes de torção.

Com relação ao tipo de cone de ruptura nos ensaios, a Figura 7.2 apresenta resumidamente os tipos de cones de ruptura obtidos. O cone peculiar de ruptura à punção mostrado no caso “A” foi observado na laje L6. Já para as lajes L5, L10, L11, L12 e L13, que ficaram situadas dentro da faixa demarcada na Figura 7.1, e para a laje L14 (praticamente dentro), os cones de ruptura foram internos e não chegaram à extremidade das lajes, sendo formados com excentricidade para o interior da laje (caso “B”). O caso “C”, mais definido e chegando próximo ao bordo livre da laje, foi observado para as lajes L4 e L9, situadas na parte de cima do gráfico da Figura 7.2, com excentricidades inferiores (333 e 328 mm) da força cortante, e produzindo rupturas por punção com tensões de cisalhamento mais uniformes. Já o caso “D”, completamente definido e chegando até o bordo livre da laje, foi observado para as lajes L1, L2, L3 e L8, com excentricidades da força cortante entre 157 e 260 mm.

Com relação à carga última obtida nos ensaios, também se observou que o aumento de excentricidade na direção perpendicular à borda livre acarretou carga última inferior. Da laje L1 a L7, por exemplo, com excentricidades variando de 157 mm a 679 mm, a carga última passou de 254,2 kN para 105,3 kN.

A armadura adicional na borda utilizada nas lajes L14 e L15 não aumentaram a carga última das lajes, em comparação com as lajes L13 e L7, que diferiam basicamente pela presença desta armadura.

A partir da laje L5 ($M_u/V_{u2} = 423$ mm) as rupturas foram mais dúcteis, e as lajes começaram a apresentar indícios mais definidos de ruptura por flexão, com a ruptura desta laje sendo classificada como flexão/punção.

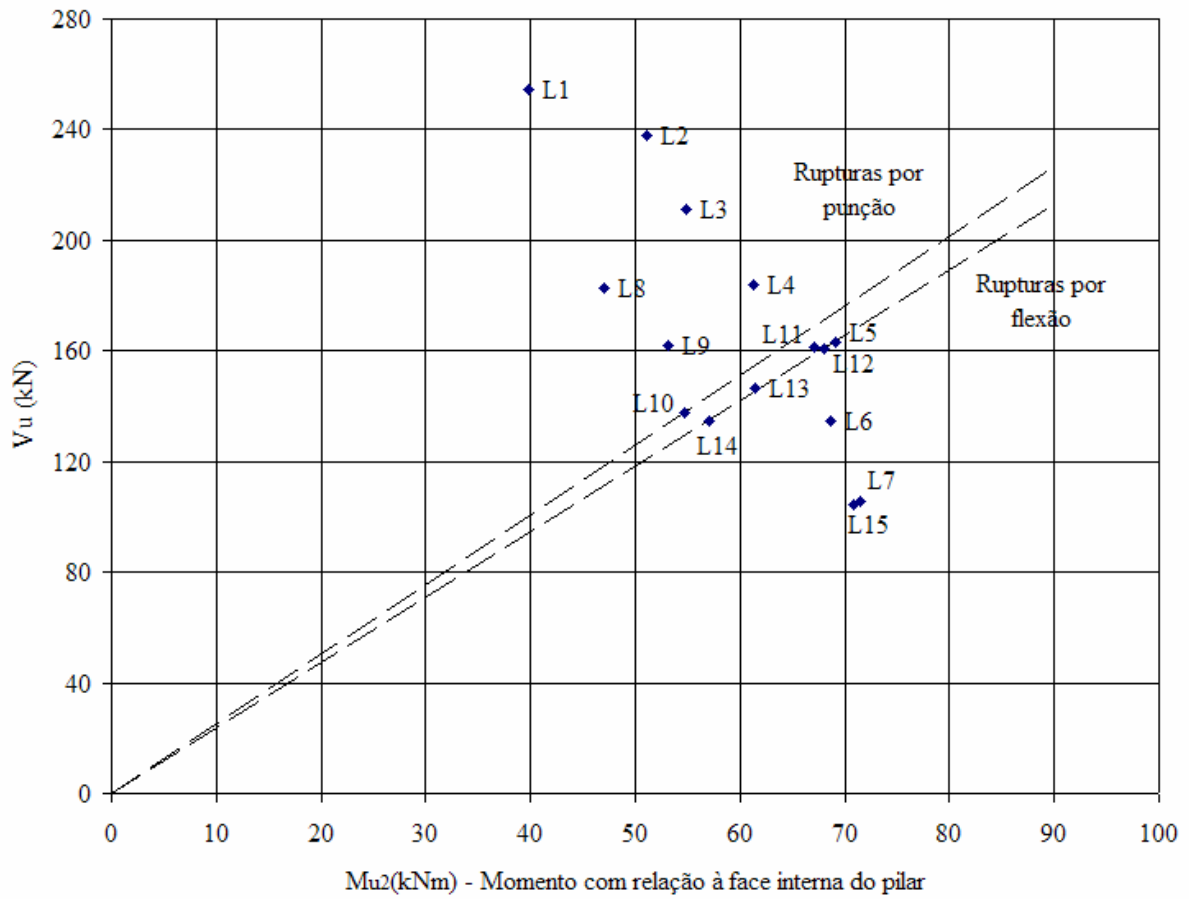


Figura 7.1 Relação carga última x momento perpendicular ao bordo livre das lajes

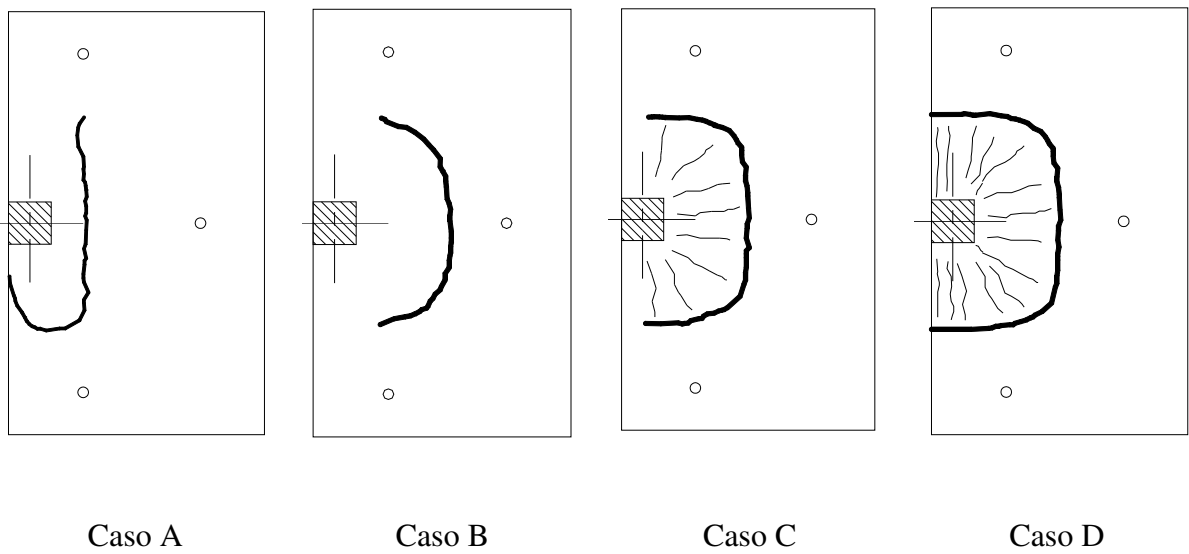


Figura 7.2 Tipo de cones de ruptura à punção obtidos nos ensaios

7.1.1.3 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos das lajes foram influenciados pelo momento desequilibrado e pelo nível de protensão. Os maiores deslocamentos, como esperado, foram obtidos nas lajes com rupturas dúcteis que apresentavam maiores excentricidades de força cortante (L14 foi a que apresentou o maior deslocamento $\delta = 29 \text{ mm}$) e quando tinham menores níveis de protensão (caso das lajes L8 a L10).

As lajes com rupturas mais bruscas (L1 a L4; L11 e L12) apresentaram os menores deslocamentos na direção perpendicular ao bordo livre da laje.

A armadura adicional para enrijecer a borda livre da laje influenciou bastante as flechas em serviço. A laje L15, por exemplo, com esta armadura, se deslocou praticamente a metade que a laje L7, para as mesmas cargas. A laje L14, também com esta armadura adicional, apresentou pequenos deslocamentos até que as fissuras por torção na extremidade da laje abriram consideravelmente.

7.1.1.4 Deformação da armadura passiva

Como comprovado pelos medidores de deformação, o comportamento das lajes dependeu do carregamento atuante e do arranjo da armadura passiva das lajes, bem como do nível de protensão utilizado, e acarretando que mesmo algumas lajes que romperam por punção tiveram armaduras que atingiram escoamento em pontos específicos.

a) Lajes que romperam somente por punção (L1 a L4; L8 e L9; L11 e L12)

Nas lajes L3 e L4 nenhuma barra chegou a escoar durante o ensaio, caracterizando comportamento típico de punção, enquanto que nas lajes L8 e L9, respectivamente iguais a L3 e L4, mas com protensão inferior, observou-se que as barras perpendiculares à borda livre na região crítica escoaram, para cerca de 87% e 83% da carga de ruptura.

As lajes L1 e L2 apresentaram escoamento da armadura paralela ao bordo livre da laje, a partir de 80% da carga de ruptura.

Nas lajes L11 e L12, com mesmo carregamento ($P1/P2 = 0,5$), mas com a armadura passiva

basicamente diferente, a menor taxa de armadura na direção perpendicular da laje L11 permitiu que a mesma escoasse para cerca de 90% da carga última.

b) Demais lajes:

Nas demais lajes, com mais preponderância de P2 no carregamento ($P1/P2 = 0,5, 0,25$ e 0), verificou-se um aumento das deformações das barras perpendiculares à extremidade da laje.

A laje L10, com protensão inferior, por exemplo, atingiu escoamento para uma percentagem da carga última inferior a da L5, com mesmo carregamento e demais características semelhantes. A laje L14, que diferiu da laje L13 basicamente pela armadura adicional na borda (direção paralela), apresentou menores deformações na direção perpendicular.

7.1.1.5 Deformação no concreto

a) Lajes que romperam somente por punção (L1 a L4; L8 e L9; L11 e L12)

As lajes L1 a L3 apresentaram indícios de esmagamento (desplacamento) do concreto na direção paralela ao bordo livre, apesar de somente as lajes L1 e L2 terem apresentado escoamento de armadura nesta direção. A laje L8 também apresentou indícios de esmagamento na direção diagonal próximo da borda livre para 77% da carga de ruptura.

Descompressão no concreto foi observada em cinco das lajes que romperam exclusivamente por punção, L1, L4 e L9, para cerca de 70% da carga última, como decorrência da formação do cone de ruptura. Já no caso das lajes L11 e L12 a descompressão foi decorrência direta das fissuras de torção presentes.

b) Demais lajes:

O que mais chamou a atenção nestas lajes foi a descompressão, observada no concreto em todas as lajes que não romperam exclusivamente por punção, L5 a L7, L10, e L13 a L15, a partir de 60% da carga última (L14 e L15) como decorrência dos esforços de torção presentes, que ficaram evidenciados com a grande fissuração de torção presente. Comparando-se L10 com L5, que teve praticamente o dobro da protensão, a laje L10 atingiu o início do

esmagamento para uma carga inferior, e, por conseguinte o início da descompressão.

Deve ser registrado que vários pontos chegaram a ficar tracionados, e que na L14 alguns foram tracionados desde o início.

Basicamente por esta razão rupturas à punção foram obtidas, em conjunto com flexão nas lajes L5 e L6, ou somente de flexão com torção na laje L7.

7.1.1.6 Forças nas cordoalhas

Após as operações de protensão e de reprotensão, as perdas imediatas após a cravação da ancoragem foram de 13% para os cabos paralelos e de 17% para cabos perpendiculares ao bordo livre da laje. A perda maior para os cabos perpendiculares foi consequência destes serem mais curtos e para os quais é maior a influência das perdas por cravação da ancoragem.

A maior sobre-tensão acontecia na direção mais solicitada, e aumentava em lajes com menores taxas de armadura. O aumento na tensão dos cabos variou entre 0,2% (L7 na direção perpendicular ao carregamento) e 16% (L1 na direção do carregamento aplicado).

7.1.1.7 Armadura adicional utilizada nas lajes L14 e L15

A armadura adicional utilizada nas lajes L14 e L15 na borda das lajes influenciou o comportamento dessas lajes em serviço mas não proporcionou maiores cargas últimas.

Comparando-se as lajes L7 e L15, por exemplo, que diferiam somente pela presença desta armadura na última laje, as deformações do concreto na direção perpendicular foram semelhantes, com o início do esmagamento ocorrendo para praticamente a mesma carga, enquanto na direção paralela deformações de tração superiores à deformação de fissuração do concreto foram observadas para 56% (L15) e 71% (L7) da carga última.

Outro tipo de detalhamento deve ser testado se o aumento da carga última de laje for desejado, além da melhoria do comportamento em serviço. Por exemplo, a colocação de estribos fechados ao longo da borda, envolvendo a armadura adicional, poderia aumentar de forma mais eficiente a rigidez à torção dessa “viga-faixa” de borda.

7.1.2- Aplicação das normas / Comparação com as normas

De antemão se deve ter em mente que normas devem ser conservadoras, e em particular quando se trata de rupturas frágeis, como no caso de rupturas à punção. Por outro lado, o quanto essas normas devem ser conservadoras é um ponto aberto à discussão, e depende de vários fatores, inclusive econômicos.

Outro registro que deve ser realizado é que por se tratar de uma comparação com resultados experimentais, não foi adotado qualquer coeficiente de segurança, e foram utilizadas as propriedades dos materiais (concreto e aço) efetivas, determinadas experimentalmente.

São apresentadas a seguir as conclusões referentes às comparações dos resultados experimentais com as estimativas das normas. Em seguida são apresentadas sugestões de modificação das normas.

7.1.2.1 Comparação entre as normas estudadas

A Tabela 7.1 apresenta um resumo da comparação entre as normas, a partir da relação tensão atuante / tensão resistente para cada laje, e se considerando as normas sem modificações, para todas as lajes que romperam por punção (excetuando-se então L7 e L15). EC2¹ é a simplificação proposta pelo EC2 (recomendação 4 do item 6.4.3) para ligações laje-pilar de extremidade, quando a excentricidade perpendicular ao bordo livre da laje (resultante do momento ao redor do eixo paralelo ao lado livre), for para o interior da laje.

Tabela 7.1 Comparação entre as normas - Tensão atuante / Tensão resistente

	Tensão atuante / Tensão resistente				
	ACI	<i>fib</i>	EC2	EC2 ¹	NBR
MD	2,22	1,76	1,40	0,86	2,04
DP	0,24	0,16	0,16	0,19	0,21
CV	10,9	8,9	11,5	22,1	10,0
ACI – Tabela 6.3; <i>fib</i> – Tabela 6.6; EC2 – Tabela 6.7; EC2 ¹ – Tabela 6.8; NBR – Tabela 6.9					
MD - média; DP - desvio padrão e CV – coef. variação (%)					

- O ACI e a NBR apresentaram as estimativas mais conservadoras, com média de 2,22 e 2,04, respectivamente;
- O EC2 apresenta as estimativas mais próximas dos resultados experimentais, com uma média de 1,4. A NBR, apesar de baseada em parte no EC2, acabou ficando praticamente tão conservadora como o ACI;
- A simplificação proposta pelo Eurocode (EC2¹) apresentou estimativas contra a segurança, com uma média de 0,86, especialmente para as lajes submetidas a maiores excentricidades, e acarretando o maior coeficiente de variação (22,1%), destacando que as lajes com excentricidades menores que 300 mm apresentaram estimativas a favor da segurança;
- O *fib*, que apresentou uma média de 1,76 e o menor coeficiente de variação (8,9%), não apresentou estimativas tão próximas quanto o EC2, nem tão conservadoras quanto o ACI e a NBR. Esses resultados poderiam ser ainda menos conservadores se fosse utilizado na expressão da tensão atuante o perímetro crítico completo (básico) ao invés do reduzido;
- Para todas as normas se observou (Tabela 6.11) que o conservadorismo diminui com a excentricidade presente na ligação laje-pilar, e, por conseguinte do momento desequilibrante presente. Para as lajes do primeiro grupo (lajes L1 a L7), por exemplo, pelo ACI, a comparação com os resultados experimentais passou de 2,56 para 2,25 (queda de 12%) quando se passa da laje L2 (excentricidade = 215 mm) para a laje L6 (excentricidade = 510 mm), enquanto que no *fib* passou de 2,02 para 1,66 (queda de 18%), no EC2 de 1,66 para 1,27 (queda de 23,5%), e na NBR de 2,37 para 2,02 (queda de 15%). No caso da simplificação proposta pelo Eurocode (EC2¹) passou de 1,28 para 0,62 (queda de 52%) quando se passa da laje L2 (excentricidade = 215 mm) para a laje L6 (excentricidade = 510 mm), não deixando dúvida que a excentricidade deve ser levada em conta na determinação da resistência última;
- Em decorrência do item anterior conclui-se que a resistência da ligação à punção em todas as normas deveria então ser também função da excentricidade atuante, para que o mesmo grau de conservadorismo possa ser obtido, e para que esse objetivo fosse alcançado mais ensaios e uma análise paramétrica seria necessários;

A Tabela 7.2 apresenta três modificações nas normas estudadas, duas para a norma do ACI e uma para a da NBR, modificações essas que não estão previstas nas normas. Para o ACI¹ e para o ACI² são utilizadas as expressões para concreto protendido, observando-se o limite de 3,5 MPa para a tensão de compressão no plano e o de 35 MPa para a resistência do concreto, no caso do ACI¹, enquanto que para o ACI² nenhuma limitação é observada. No ACI original (Tabela 7.1) foram utilizadas as expressões de concreto armado, pois as tensões ultrapassavam os limites preconizados. Para a NBR¹ é utilizada a influência favorável da tensão de compressão no plano e o perímetro crítico completo, ao invés do reduzido (item 6.4).

Tabela 7.2 Comparação entre as normas modificadas - Tensão atuante / Tensão resistente

	Tensão atuante / Tensão resistente				
	ACI	ACI ¹	ACI ²	NBR	NBR ¹
MD	2,22	1,78	1,45	2,04	1,36
DP	0,24	0,14	0,11	0,21	0,09
CV	10,9	7,6	7,9	10,0	6,9
ACI – Tabela 6.3; ACI ¹ – Tabela 6.4; ACI ² – Tabela 6.5; NBR – Tabela 6.9; NBR ¹ – Tabela 6.10					
MD é o valor médio; DP é o desvio padrão e CV é o coeficiente de variação					

- Os resultados do ACI¹, com uma média de 1,78, ficam praticamente iguais aos do *fib* (1,76), enquanto os resultados do ACI² apresentam uma média de 1,45. Esses resultados indicam que tensões resistentes superiores talvez pudessem ser utilizadas;
- Os resultados da NBR¹, com média de 1,36, se aproxima do EC2 original, no qual a NBR baseou-se em parte;

7.1.2.2 Comentários adicionais sobre as normas

- Todas as normas estudadas deveriam levar em conta o momento desequilibrante e, por conseguinte, a excentricidade, quando do cálculo das estimativas de resistência para pilares de borda, pois o mesmo grau de conservadorismo seria o ideal, independente do momento desequilibrante e da excentricidade. Para que esse objetivo fosse alcançado uma análise paramétrica seria necessária;

- ACI-318/02 - Seu conservadorismo já foi comprovado em outros trabalhos (Capítulo 2). O efeito favorável da armadura passiva na resistência à punção poderia ser levado em conta. Por outro lado deve ser destacada a simplicidade de sua utilização. Deve explicitar como deve ser calculada a contribuição da compressão no plano. Deve utilizar um perímetro crítico mais apropriado. Os limites da resistência à compressão do concreto e da tensão de compressão no plano para que a formulação em lajes protendidas seja utilizada devem ser revistos;
- EC2 – Deve ser revista a simplificação proposta (recomendação 4 do item 6.4.3) para ligações laje-pilar de extremidade, quando a excentricidade perpendicular ao bordo livre da laje (resultante do momento ao redor do eixo paralelo ao lado livre), for para o interior da laje, pois está apresentando estimativas contra a segurança para lajes com maiores excentricidades;
- *fib*- O perímetro crítico reduzido deve ser revisto. Deve ser revista a formulação para baixas taxas de armadura passiva (Figura 2.15);
- NBR 6118/03 - Por uma questão de coerência, modificações na NBR deveriam ser realizadas, na determinação do módulo plástico resistente do perímetro crítico (expressão 6.20), com relação ao centróide do perímetro crítico completo, e não como determinado pela expressão (2.29), em relação ao CG do pilar como preconizado pela norma. O perímetro crítico completo deveria ser utilizado também na determinação da tensão atuante substituindo ao perímetro crítico reduzido nas ligações de borda. A NBR deveria também, a exemplo de outras normas, levar em consideração o efeito favorável da compressão no plano devido à protensão da laje. Deve ser revista a formulação para pequenas taxas de armadura passiva (Figura 2.15);

7.2- RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.2.1- Com relação ao aparato experimental utilizado no laboratório

- Melhorar o sistema de fixação dos pilares no sentido paralelo à borda, pois, mesmo com cargas iguais, pequenas variações nos deslocamentos dos êmbolos dos atuadores é inevitável, especialmente no início dos ensaios, desequilibrando então o sistema;
- Colocar um sistema rotulado para todos os pontos de aplicação de carga, pois como visto nesta pesquisa com o desenrolar dos ensaios as deformações das lajes podem levar ao empenamento dos tirantes utilizados nestes pontos para fixar os atuadores;
- Desenvolver um novo dispositivo de apoio do macaco (atuador), utilizado para protender a laje em laboratório em substituição ao mostrado na Figura 3.34. Com o aparato em utilização é necessário trocar os parafusos a cada três / quatro operações de protensão;
- Desenvolver um sistema seguro para se medir deslocamentos na superfície inferior e superior das lajes, possivelmente usando medidor a *laser*, possibilitando então maior facilidade no acompanhamento das fissuras na superfície superior das lajes;

7.2.2- Novas pesquisas experimentais

- Realizar mais ensaios de ligações laje-pilar de borda com outras relações M/V , e outras dimensões de pilares e espessuras de lajes, para configurar melhor a relação do momento desequilibrante e a resistência à punção dessas ligações;
- Ensaiar ligações laje-pilar de borda com pilares retangulares, para investigar a utilização do perímetro crítico reduzido;
- Ensaiar ligações laje-pilar de borda com pilares que não chegam até a borda (*overhang*), como mostrado na Figura 7.3. para investigar o perímetro crítico reduzido, pois há uma tendência atual de se projetar edifícios com os pilares um pouco afastados da fachada do prédio e da extremidade da laje;

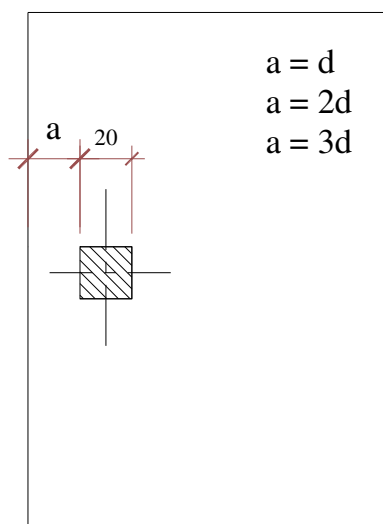


Figura 7.3 – Ligações laje-pilar de borda com *overhang*

- Ensaiar ligações laje-pilar de borda com armadura de cisalhamento, para lajes com e sem protensão, para investigar a contribuição da armadura de cisalhamento nestas ligações em presença de grandes excentricidades da força cortante, e sua interferência com a tensão de compressão no plano (Figura 7.4). Assim como avaliar a eficiência da armadura de cisalhamento nas proximidades da borda da laje. Alguns autores argumentam que o efeito favorável da protensão pode ser desconsiderado em lajes com armadura de cisalhamento (DILGER e SHATILA /1989). Este assunto não foi ainda bem estudado, e a menos do ACI, que estipula o perímetro crítico para lajes com armaduras de cisalhamento em cruz, não é abordado nas normas. Em lajes com pequenas excentricidades, por exemplo, a armadura de cisalhamento poderia tornar mais dúctil a ruptura por punção da ligação laje-pilar de borda;
- Avaliar a contribuição de cabos fora do perímetro crítico na resistência à punção da ligação, ensaiando lajes com cabos fora e dentro do perímetro de controle de punção, pois as normas apenas consideram a armadura passiva e ativa que cruza uma determinada largura a cada lado do pilar;
- Avaliar a contribuição da armadura adicional ao longo da borda, envolvida por estribos, na resistência à punção da ligação.

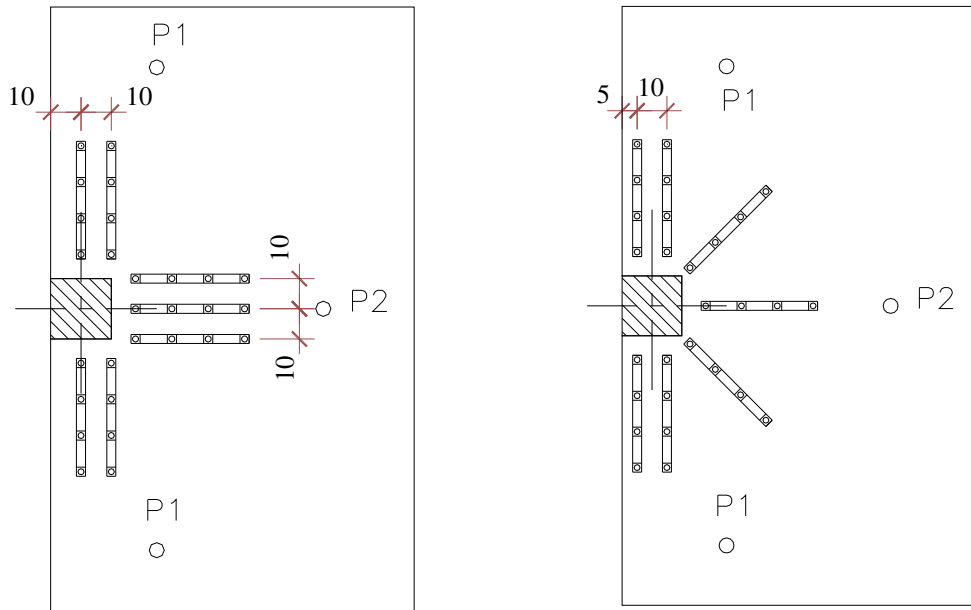


Figura 7.4 – Armadura de cisalhamento em cruz com 5 linhas e 4 camadas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AALAMI, B, O. **Construction Technology of Post-Tensioned Buildings an Educational and Practical Seminar**. IBRACON, Foz do Iguaçu, Brasil, Agosto, 2001.

AALAMI, B, O. **Design of post-tensioned floors slabs**. Concrete International. June 1989.

AALAMI, B, O. **Load Balancing: A comprehensive Solution to Post-Tensioning**. ACI Structural Journal. December 1990.

ACI-318 – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-95) and commentary (ACI 318RM-95)**. Farmington Hills, 1995.

ACI-318 – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-02) and commentary (ACI 318RM-02)**. Farmington Hills, 2002.

BOMMER, A. ; AALAMI, B, O. **Design Fundamental of Post-Tensioned Concrete Floors**. PTI, Post-Tensioning Institute, First Edition, EUA, April 1999.

BOX, G. E. P. ; HUNTER, W. G. ; HUNTER, J. S. **Statistics for Experimenters: An Introduction to Design, Data Analysis, and Model Building**. John Wiley & Sons. USA, 1993.

CARVALHO, A. L. ; MELO, Guilherme S. S. A. ; GOMES, R. B. **Resistência ao puncionamento de lajes cogumelo protendidas – Estudo Comparativo entre recomendações normativas e resultados experimentais. WORKSHOP – Punção em lajes cogumelo de concreto armado e protendidas**, Brasília, Dezembro, 2001.

CARVALHO, A. L **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Protendido com Cabos Não-Aderentes e Armadura de Cisalhamento**. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília. UnB. Brasília-DF, Março, 2005.

CEB-FIP (1990). **Model Code 1990: Final Draft**. Bulletin D'Information, N^o 203-205. CEB, Lausanne, July 1991.

CLÍMACO, J. C. TEATINI de S. **Estruturas de Concreto Armado 1**. Brasília. Setembro 1999.

COLLINS, M. P. ; MITCHELLS, D. **Prestressed concrete structures**. Prentice Hall, New Jersey, 1991.

CORRÊA, Gustavo S.; MELO, Guilherme S. S. A. e Martins, P. C. R., **Puncionamento em lajes cogumelo protendidas com cabos não-aderentes**, IV Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo, Agosto de 2000.

CORRÊA, Gustavo S.; Melo, Guilherme S. S. A. e Martins, P. C. R., **Puncionamento em lajes cogumelo protendidas com cabos não-aderentes**, Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Fevereiro, 2001.

DILGER, W. H.; SHATILA, M. **Shear strength of prestressed concrete edge slab-column connections with and without shear stud reinforcement**. Canadian Journal of Civil Engineering. 1989

EUROCODE 2 (1991). **Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules end Rules for Buildings**. European Prestandard ENV 1992–1–1: 1991. European Committe for Standardization, Brussels, 1991, 253p.

FIP – FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTE, CEB–FIP. **Recommendations for the design of post-tensioned slabs and foundation rafts**. London, May 1998.

FOUTCH, D. A.; GAMBLE, W. L.; SUNIDJA, H. **Test of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections**. ACI Structural Journal. April 1990

GARDNER, N. J.; SHARIFI. **Resistência à punção na conexão laje-pilar de extremidade em lajes lisas protendidas com cabos não aderentes**. Stockholm, 2000.

GARDNER, N. J.; KALLAGE, M. R. **Punching Shear Strength of Continuous Post-Tensioned Concrete Flat Plates**. ACI Materials Journal – Technical Paper. Title n₀ 95-M26. May – June 1998.

GARDNER, N. J.; REZAI K. M.; **Punching Shear Strength of Continuous Post-Tensioned Concrete Flat Plate**. ACI Material Journal. June 1998.

FIGUEIREDO FILHO J. R. **Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em casos característicos de cantos de lajes cogumelo**. 1983.

KHAN, S.; WILLIAMS, M. **Post-Tensioned Concrete Floors**. Butterworth- Heinemann, 1995.

KINNUNEN, S.; NYLANDER, H. **Punching of concrete slabs without shear reinforcement**. Meddelande NR 38. Institutionen för Byggnadsstatik, Kungl. Tekniska Högskolans, Stockholm, 1960.

LEONHARDT, F., **Hormigón Pretensado**. Traducción de la segunda edición alemana. Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. Madrid, 1977. 780 p.

LEONHARDT, F., **Prestressed concrete – Design and Construction**, published by Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Munich, 1964.

LIN, T. Y. **Design of prestressed concrete structures**, 2 ed 1965.

LONG, A. E.; CLELAND, D. J. **Post-Tensioned Concrete Flat Slabs at Edge Columns**. ACI Material Journal. June 1993.

MacGREGOR, J. G. **Reinforced Concrete – Mechanics and Design**. Third Edition. Prentice Hall. Inc, New Jersey, 1997. 939p.

MC-COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London, Thomas Telford, 1993.

MELGES, J. L. P. **Análise experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2001.

MELO, G. S. **Puncionamento, pós-puncionamento e colapso progressivo em lajes cogumelo**. IV Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, Brasil, 2001. 217p.

NAAMAN. A. E. **Prestressed Concrete Analysis and Design – Fundamentals**. McGraw – Hill, Inc. USA. 1982. 668p.

NAGATO, Y. **Mecânica Experimental**. Notas de aula, Brasília, 1999.

NB1 – NBR 6118 – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado – Procedimento**. Rio de Janeiro, 1978.

NB1 – NBR 6118 – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

NBR 5739 – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto: Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 1994.

NBR 6152 – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Materiais Metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração**. Rio de Janeiro. 1992. 13p.

NBR 8522 – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Concreto: **Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão – deformação**. Rio de Janeiro, 1984.

NILSON. A. H. **Design of Prestressed Concrete**. Second Edition. John Wiley & Sons, Inc. USA, 1987. 592p.

RAMOS. A. M. P. ; LÚCIO, V. J. G. **Punching of prestressed flat slabs – experimental analysis**. International Workshop on punching shear capacity of reinforced slabs, Stokholm, Sweden, 2000.

REGAN, P. E. **Punching shear in prestressed concrete slab bridges**. Engineering Structures Research Group, Polytechnic of Central London, London, 1983.

REGAN, P. E. **The Punching Resistance of Prestressed Concrete Slabs. Proceedings**. Institution of Civil Engineers – Structural Engineering Group, Part 2. December 1985

REGAN, P. E. **Ultimate Limite State Principles**. *Fib Bulletin 2*. Structural Concrete – Textbook on behavior, design and performance. July 1999.

SAP2000N, **Manuais do SAP2000 não linear**. Versão 7.0. Berkeley, Califórnia, USA, 1998.

SHEHATA, I. A. **Punching of Prestressed and Non-Prestressed Reinforced Concrete Flat Slab.** Thesis for the degree of Máster of Philosophy in the Faculty of Engineering. The Polytechnic of Central London, London, September, 1982.

TAKEYA T. **Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de lajes cogumelo.** 1983

SILVA, R. J. C. ; MELO, Guilherme S. S. A. **Estudo dos efeitos da protensão na resistência ao puncionamento de lajes cogumelo.** WORKSHOP – Punção em lajes cogumelo de concreto armado e protendidas, Brasília, Dezembro, 2001.

THE CONCRETE SOCIETY. **Post-Tensioned flat-slab design Handbook.** Concrete Society Technical Report. London 1984.

APÊNDICES

A- CÁLCULOS PRELIMINARES AO PROGRAMA EXPERIMENTAL

A.1- ESTIMATIVAS DA CARGA ÚLTIMA DE PUNÇÃO PELAS DIFERENTES NORMAS

Neste item são apresentadas as estimativas de cargas de ruptura por punção para as lajes do programa experimental, utilizando as normas descritas no Capítulo 2, com o objetivo de se determinar qual seria a carga máxima esperada para cada ponto de aplicação de carga, a fim de se poder traçar o plano de carregamento (passos de carga). Para cada norma, são apresentadas as formulações, um exemplo de cálculo para uma das lajes (Laje L1) e uma tabela que resume a estimativa por ponto de aplicação de carga. No final é apresentada uma tabela com as maiores estimativas para cada ponto de carga.

A.1.1- Estimativa de carga última pelo código do ACI 318M-02

Para que se cumpra a condição de resistência à punção:

$$\phi V_n \geq V_u$$

onde:

V_u : força de cisalhamento atuante na seção considerada;

V_n : resistência nominal ao cisalhamento;

$V_n = V_c$ para laje sem armadura de cisalhamento, sendo:

V_c : a resistência nominal ao cisalhamento provida pelo concreto:

$$V_c = \left(\beta_p \sqrt{f_c} + 0,3 f_{pc} \right) \cdot b_0 \cdot d + V_p \quad (A.1)$$

A tensão atuante de cisalhamento com presença de momento desequilibrado atuando na face do pilar, na direção perpendicular ao lado livre (Figura 2.2), é calculada segundo a equação (A.2).

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} \quad (A.2)$$

Substituindo-se o momento último pela relação $e = M_u/V_u$ (excentricidade da força cortante atuando na face interna do pilar), tem-se:

$$M_u = V_u \cdot e$$

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot V_u \cdot e \cdot c_{AB}}{J_c};$$

Fazendo a análise em tensões pode-se chegar a:

$$\phi v_n \geq v_u$$

onde:

v_u : tensão de cisalhamento atuante na seção considerada;

v_n : tensão nominal de cisalhamento, sendo para elementos sem armadura de punção, dada por:

$$\phi v_n = \frac{\phi V_c}{b_0 \cdot d}$$

$$\frac{\phi V_c}{b_0 \cdot d} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot V_u \cdot e \cdot c_{AB}}{J_c}$$

$$\frac{\phi V_c}{b_0 \cdot d} = V_u \left[\frac{1}{A_c} + \frac{\gamma_v \cdot e \cdot c_{AB}}{J_c} \right];$$

Isolando-se V_u e considerando-se o fator de redução da resistência nominal igual a um, tem-se:

$$V_u = \frac{V_c}{1 + \gamma_v \cdot e \cdot \frac{c_{AB}}{J_c} \cdot b_0 \cdot d} \quad (A.3)$$

onde “e” é a relação M/V de cada laje (excentricidade da carga atuante na direção perpendicular ao bordo livre em relação à face interna do pilar).

A.1.1.1- Exemplo de cálculo de estimativa de carga última pelo ACI 318M-02 para a laje L1

A seguir são apresentados os dados gerais iniciais do projeto experimental necessários para o cálculo da estimativa pelo ACI, utilizando-se a expressão (A.3).

Dados gerais:

h = 120 mm, (altura da laje);

d_{médio} = 100 mm, (altura útil média da armadura passiva);

c = 200 mm (lados do pilar quadrado);

f'c = 40 MPa (resistência do concreto);

P₀ = 130 kN (Força de protensão aplicada em cada monocordoalha).

Tabela A.1 Relação M/V para cada laje em relação à face interna do pilar (mm)

	L1	L2	L3 e L8	L4 e L9	L5, L10 a L14	L6	L7 e L15
e (mm)	150	211	260	333	425	517	700

Cálculo da carga última estimada da laje L1

$$\beta_p \leq \begin{cases} = 0,29 \\ = \frac{(\alpha_s \cdot d/b_o + 1,5)}{12} \end{cases}$$

$\alpha_s = 30$ Para pilar de extremidade

sendo, $b_0 = 3c + 2d = 3 \cdot 200 + 2 \cdot 100 = 800 \text{ mm}$ (comprimento do perímetro crítico)

$$\beta_p = \frac{(30 \cdot 100 / 800 + 1,5)}{12} = 0,44 > 0,29 \quad \beta_p = 0,29$$

Para o cálculo da tensão de compressão no plano da laje devido à protensão, considerou-se os cabos que cruzam o perímetro crítico nas duas direções, dividindo-se o somatório das forças de protensão pela seção transversal do perímetro crítico.

$$f_{pc} = \frac{\sum P_0}{b_0 \cdot h} = \frac{4 \cdot 130000}{800 \cdot 120} = 5,42 \text{ MPa}$$

Para determinar V_p foram utilizadas as expressões (2.7) e (2.8).

$$V_p = \frac{2 \cdot P_x \cdot h_1}{(\beta l_1)^2} \cdot (c_1 + d) + \frac{8 \cdot P_y \cdot h_2}{(\beta l_2)^2} \cdot (c_2 + d)$$

$$\text{Na direção } x \begin{cases} \beta l_1 = 1000 \text{ mm} \\ h_1 = 28 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Na direção } y \begin{cases} \beta l_2 = 1200 \text{ mm} \\ h_2 = 14 \text{ mm} \end{cases}$$

$$V_p = \frac{2 \cdot 2 \cdot 130 \cdot 28}{(1000)^2} \cdot (200 + 100) + \frac{8 \cdot 4 \cdot 130 \cdot 14}{(1200)^2} \cdot (200 + 50) = 14,48 \text{ kN}$$

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = 1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{250}{300}}} = 0,38$$

$$b_1 = c_1 + \frac{d}{2} = 200 + \frac{100}{2} = 250 \text{ mm}$$

$$b_2 = c_2 + d = 200 + 100 = 300 \text{ mm}$$

A variável “e” representa a excentricidade da força atuante. Para L1, $e = \frac{M}{V} = 150 \text{ mm}$ em

relação à face do pilar, na direção perpendicular ao bordo livre.

Para determinar C_{AB} (posição do centróide do perímetro crítico para pilar de extremidade) foram utilizadas as Figura 2.5 e 2.6 e a expressão (2.20).

$$C_{AB} = \frac{2(b_1 \cdot d) \cdot \frac{b_1}{2}}{2(b_1 \cdot d) + b_2 \cdot d} = \frac{2(250 \cdot 100) \cdot \frac{250}{2}}{2(100 \cdot 250) + 300 \cdot 100} = 78 \text{ mm}$$

$$J_{c1} = \frac{d \cdot b_1}{2} \left(\frac{d^2 + b_1^2}{6} + 2 \cdot \left(\frac{b_1}{2} - C_{AB} \right)^2 \right) + b_2 \cdot d \cdot C_{AB}^2$$

$$J_{c1} = 100 \cdot 250 \left(\frac{100^2 + 250^2}{6} + 2 \cdot \left(\frac{250}{2} - 78 \right)^2 \right) + 300 \cdot 100 \cdot 78^2$$

$$J_{c1} = 0,0006 \text{ m}^4$$

Como a resistência determinada no programa experimental foi de 40MPa, maior que 35 MPa e a tensão de compressão no plano $f_{pc} = 5,42 \text{ MPa}$, maior que 3,5 MPa condições necessárias para a correta aplicação da expressão (A.1) de V_c , serão utilizadas para o cálculo de V_c as expressões de lajes não protendidas como estipulado pela norma.

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6} = 3 \frac{\sqrt{40} \cdot 800 \cdot 100}{6} = 252 \text{ kN} \quad (\text{A.4})$$

$$V_{c2} = \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} = \left(\frac{30 \cdot 100}{800} + 2 \right) \frac{\sqrt{40} \cdot 800 \cdot 100}{12} = 242 \text{ kN} \quad (\text{A.5})$$

$$V_{c3} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d = \frac{1}{3} \sqrt{40} \cdot 800 \cdot 100 = 168 \text{ kN} \quad (\text{A.6})$$

O valor da resistência ao cisalhamento provida pelo concreto (V_c) é o menor dos valores anteriores, tendo-se como resultado $V_c = 168 \text{ kN}$.

Uma vez determinados todos os parâmetros, pode-se calcular a expressão (A.3):

$$V_u = \frac{V_c}{1 + \gamma_u \cdot e \cdot \frac{C_{AB}}{J_c} \cdot b_0 \cdot d}$$

$$V_u = \frac{168000}{1 + 0,38 \cdot 150 \cdot \frac{78}{0,6 \times 10^9} \cdot 800 \cdot 100} = 105,7 \text{ kN}$$

A Tabela A.2 apresenta os valores de cargas últimas estimadas pelo ACI para todas as lajes. A localização das cargas P1 e P2 são mostradas na figura da Tabela 3.3.

Tabela A.2 Cargas últimas estimadas pelo ACI 318M-02

Lajes	P1/P2	P1 (kN)	P2 (kN)	V _{est} (kN)
L1	∞	52,83	0,00	105,7
L2	4	40,77	10,19	91,7
L3	2	33,18	16,59	83,0
L4	1	24,20	24,20	72,6
L5	0,5	15,68	31,36	62,7
L6	0,25	9,20	36,81	55,2
L7	0	0,00	44,60	44,6
L8	2	33,18	16,59	83,0
L9	1	24,20	24,20	72,6
L10	0,5	15,68	31,36	62,7
L11	0,5	15,68	31,36	62,7
L12	0,5	15,68	31,36	62,7
L13	0,5	15,68	31,36	62,7
L14	0,5	15,68	31,36	62,7
L15	0	0,00	44,60	44,6

A.1.2- Estimativa de carga última pelo *fib* (CEB-FIP)-98

Para que não ocorra a ruptura por punção em lajes protendidas sem armadura de cisalhamento pelo *fib*, tem-se que obedecer a inequação:

$$P_{Sd,eff} \leq P_{Ru}$$

sendo:

$P_{Sd,eff}$ a carga efetiva atuante de punção, dada por:

$$P_{sd,eff} = \beta \cdot (P_{Sd} - P_{Sd,P}) - P_{p0} \quad (A.7)$$

onde:

P_{Sd} é a força atuante de cisalhamento;

$P_{Sd,P}$ é o somatório das componentes verticais das forças de protensão nos cabos que passam pela área crítica de punção, segundo a Figura 2.7;

P_{p0} é o efeito de compressão no concreto na seção transversal da laje devido à protensão.

P_{Ru} a resistência característica à punção de lajes sem armadura transversal, dada por:

$$P_{Ru} = 1,5 \cdot 0,12 \xi (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad (A.8)$$

Igualando estas expressões tem-se:

$$P_{Sd} = \frac{P_{Ru} + P_{p0}}{\beta} + P_{Sd,P} \quad (A.9)$$

sendo:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \frac{M_{Sd} u_1}{P_{Sd} w_1} \quad (A.10)$$

$e = \frac{M_{Sd}}{P_{Sd}}$; excentricidade perpendicular à borda da laje em relação à face interna do pilar.

A.1.2.1- Exemplo de cálculo da estimativa de carga última do *fib/98* para a laje L1

Para o cálculo das estimativas pelo *fib* foram usados os mesmos dados gerais que no item A.1.1.1-, além destes, a Tabela A.3 apresenta as taxas de armadura passiva para cada laje.

Tabela A.3 Taxas de armadura passiva das lajes nas duas direções segundo *fib/98*

	L1 a L10	L11	L12	L13	L14	L15
ρ_x (%)	0,63	0,99	0,63	0,63	0,97	0,97
ρ_y (%)	0,83	0,83	1,05	0,67	0,67	0,83
$\rho_{\text{médio}}$ (%)	0,72	0,91	0,81	0,65	0,80	0,90

As taxas de armadura em cada direção, foram calculadas considerando, a armadura dentro de uma largura igual à dimensão do lado do pilar mais $2d$ a cada lado deste.

Cálculo da carga última estimada da laje L1

Os perímetros crítico básico e crítico reduzido são:

$$u_1 = 2C_1 + C_2 + 2\pi d = 1228 \text{ mm}$$

$$u_1^* = C_1 + C_2 + 2\pi d = 1028 \text{ mm}$$

$$P_{Ru} = 1,5 \cdot 0,12 \xi (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_1 \cdot d$$

$$P_{Ru} = 1,5 \cdot 0,12 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{100}} \right) (100 \cdot 0,0072 \cdot 40)^{1/3} \cdot 1228 \cdot 100 = 163,6 \text{ kN}$$

$$P_{p0} = \frac{P_{y0} b_x + P_{x0} b_y}{b_x + b_y} \tag{A.11}$$

onde:

$$b_x = 600 \text{ mm e } b_y = 400 \text{ mm};$$

$$\sigma_{\text{cp}x} = \frac{\sum P_x}{b_y \cdot h} = \frac{2 \cdot 130000}{400 \cdot 120} = 5,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{cp}y} = \frac{\sum P_y}{b_x \cdot h} = \frac{4 \cdot 130000}{600 \cdot 120} = 7,22 \text{ MPa}$$

$$M_{x0} = \sigma_{\text{cp}y} \cdot \frac{b_x \cdot h^2}{6} = 7,22 \cdot \frac{600 \cdot 120^2}{6} = 10,4 \text{ kNm}$$

$$M_{y0} = \sigma_{\text{cp}x} \cdot \frac{b_y \cdot h^2}{6} = 5,42 \cdot \frac{400 \cdot 120^2}{6} = 5,2 \text{ kNm}$$

$$P_{x0} = \frac{M_{y0}}{M_{y\text{Sd}}} \cdot P_{\text{Sd}} = \frac{M_{y0}}{e_x} = \frac{5,2}{0,35} = 14,9 \text{ kN}$$

$$P_{y0} = \frac{M_{x0}}{M_{x\text{Sd}}} \cdot P_{\text{Sd}} = \frac{M_{x0}}{e_y} = \frac{10,4}{0,15} = 69,3 \text{ kN}$$

sendo:

e_x e e_y as excentricidades da carga atuante de cisalhamento em relação as faces do pilar nas direções x e y .

Substituindo na expressão (A.11):

$$P_{p0} = \frac{P_{y0} b_x + P_{x0} b_y}{b_x + b_y} = \frac{69,3 \cdot 600 + 14,9 \cdot 400}{1000} = 47,5 \text{ kN}$$

Para determinar a parcela de carga vertical devido à protensão foi utilizada a Figura A.1, considerando os cabos que cruzam a área de largura igual à dimensão do pilar mais $h/2$ a cada lado da face do pilar.

$$P_{\text{Sd},P} = 2 \cdot \#_{\text{cabos } x} \cdot P_x \cdot \text{sen}\alpha_x + \#_{\text{cabos } y} \cdot P_y \cdot \text{sen}\alpha_y = 19,1 \text{ kN}$$

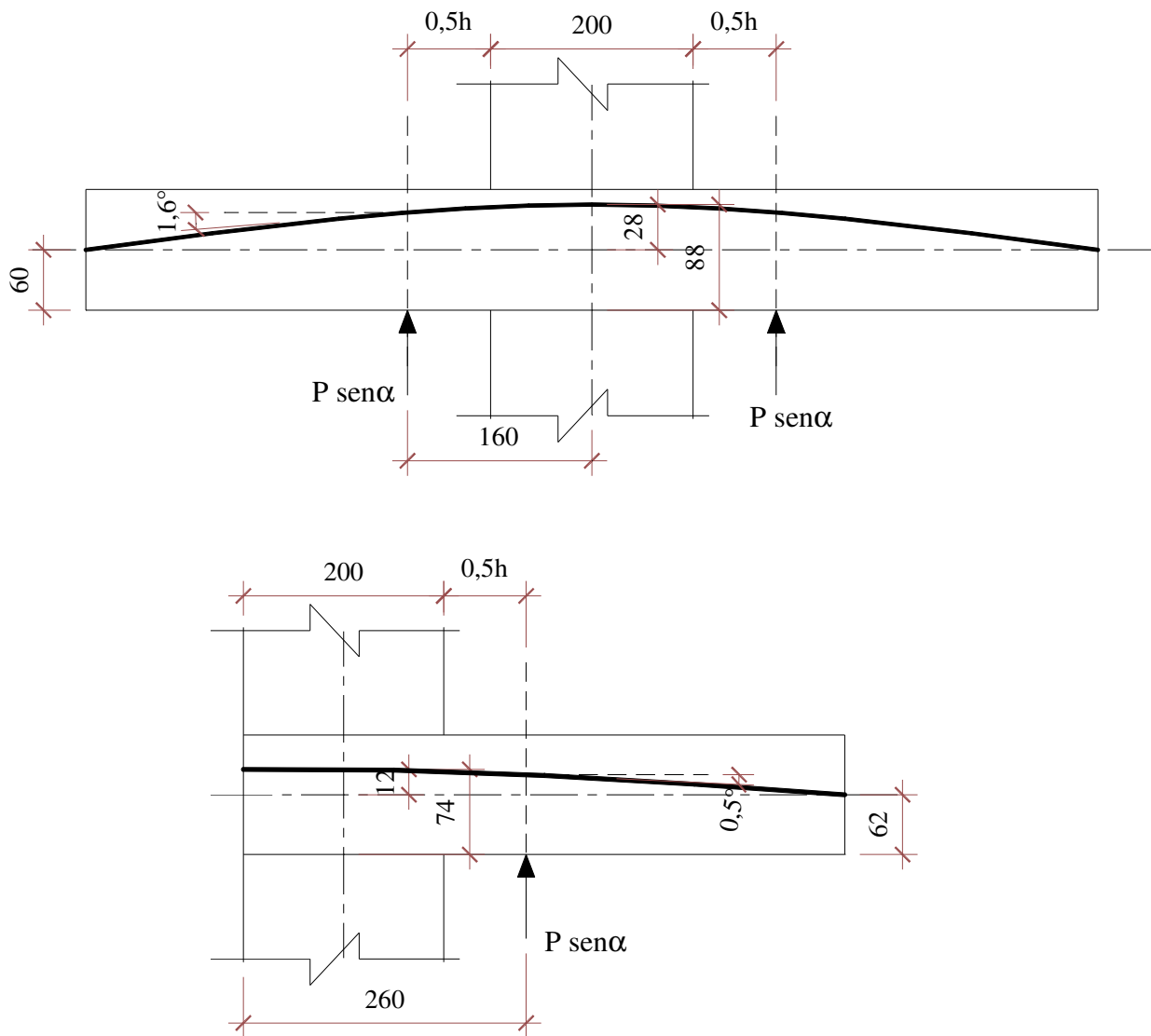


Figura A.1 Componentes verticais da força de protensão

Substituindo na expressão (A.10) a variável “e”, tem-se:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \frac{e \cdot u_1}{w_1} = \frac{1228}{1028} + \frac{0,6 \cdot 150 \cdot 1228}{222800} = 1,69$$

$$P_{Sd} = \frac{P_{Ru} + P_{p0}}{\beta} + P_{Sd,P} = \frac{163,6 + 47,5}{1,69} + 19,1 = 144,0 \text{ kN}$$

Tabela A.4 apresenta os valores de cargas últimas estimadas pelo *fib* para todas as lajes. As posições das cargas P1 e P2 são apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela A.4 Cargas últimas estimadas pelo *fib/98*

Lajes	P1/P2	P1 (kN)	P2 (kN)	V _{est} (kN)
L1	∞	72,01	0,00	144,01
L2	4	55,38	13,85	124,61
L3	2	45,52	22,76	113,80
L4	1	33,97	33,97	101,92
L5	0,5	22,81	45,61	91,23
L6	0,25	13,92	55,67	83,50
L7	0	0,00	74,18	74,18
L8	2	38,70	19,35	96,74
L9	1	28,87	28,87	86,61
L10	0,5	19,27	38,55	77,09
L11	0,5	24,05	48,11	96,21
L12	0,5	23,43	46,87	93,73
L13	0,5	22,23	44,46	88,93
L14	0,5	23,38	46,76	93,51
L15	0	0,00	77,70	77,70

A.1.3- Estimativa de carga última pelo EUROCODE 2/2001

A condição de resistência à punção no EC2 determina que a tensão atuante de cisalhamento seja menor que a tensão resistente por unidade de área no perímetro de controle da Figura 2.10.

$$V_{Ed} < V_{Rd,Max}$$

sendo $v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d}$ a tensão atuante em conexões laje-pilar de extremidade

Igualando-se a tensão atuante à tensão resistente ao cisalhamento e isolando-se V_{Ed} , tem-se:

$$V_{Ed} = \frac{(v_{Rdc} + v_p) \cdot u_1 \cdot d}{\beta} \quad (A.12)$$

onde:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} K (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,10 \sigma_{cp}$$

Como $\gamma_c = 1$ e σ_{cp} é tensão de compressão (entra com o valor negativo na formula), então:

$$v_{Rd,c} = 0,18 \cdot K (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \sigma_{cp}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{(\sigma_{cy} + \sigma_{cz})}{2} \quad (A.13)$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ e } \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

N_{Edy} e N_{Edz} são as forças devido à ação da protensão que atravessam o perímetro de controle;

A_c é a área de concreto de acordo com a definição de N_{Edy} e N_{Edz} ;

v_p é a tensão distribuída uniformemente no perímetro de controle devido ao efeito favorável das componentes verticais da força de protensão dos cabos que cruzam este perímetro.

$$v_p = \frac{V_p}{u_1 \cdot d}$$

$$V_p = 2 \cdot \#_{cabos\ x} \cdot P_x \cdot \text{sen}\alpha_x + \#_{cabos\ y} \cdot P_y \cdot \text{sen}\alpha_y$$

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{w_1}$$

Como $e_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}$; (valor de excentricidade da força de cálculo de cisalhamento em relação

ao centróide do pilar):

$$\beta = 1 + k \frac{e_{Ed} \cdot u_1}{w_1}$$

A.1.3.1- Exemplo de cálculo da estimativa de carga última do EC2/01 para a laje L1

Para o cálculo das estimativas foram usados os mesmos dados gerais apresentados no item A.1.1.1-. As taxas de armadura passiva são diferentes às apresentadas no item anterior, pelo fato do EC2 considerar a armadura que passa na largura igual à dimensão do pilar mais $3d$ a cada lado deste.

A Tabela A.3 apresenta as taxas de armadura passiva para cada laje segundo o EC2.

Tabela A.5 Taxas de armadura passiva das lajes nas duas direções segundo o EC2

	L1 a L10	L11	L12	L13	L14	L15
ρ_x (%)	0,60	0,95	0,60	0,60	0,77	0,77
ρ_y (%)	0,75	0,75	0,79	0,63	0,63	0,75
$\rho_{\text{médio}}$ (%)	0,67	0,84	0,69	0,61	0,70	0,76

Cálculo da carga última estimada da laje L1

$$\sigma_{cp} = \frac{(\sigma_{cy} + \sigma_{cz})}{2} = \frac{7,22 + 5,42}{2} = 6,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cz}} = \frac{4 \cdot 130000}{600 \cdot 120} = 7,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cy}} = \frac{2 \cdot 130000}{400 \cdot 120} = 5,42 \text{ MPa}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{101}} = 2,41 \Rightarrow K = 2,0$$

$$v_{R,c} = 0,18 \cdot K (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \sigma_{cp} = 0,18 \cdot 2,0 (100 \cdot 0,0067 \cdot 40)^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot 6,32 = 1,71 \text{ MPa}$$

Observe que: $v_{R,c} > 0,4 f_{ct} + 0,10 \sigma_{cp} = 0,4 \cdot 2,46 + 0,10 \cdot 6,32 = 1,62 \text{ MPa}$

$$v_p = \frac{V_p}{u_1 \cdot d} = \frac{2 \cdot \#_{\text{cabos } x} \cdot P_x \cdot \text{sen} \alpha_x + \#_{\text{cabos } y} \cdot P_y \cdot \text{sen} \alpha_y}{u_1 \cdot d}$$

$$v_p = \frac{4 \cdot 130000 \cdot \text{sen}(1,6^\circ) + 4 \cdot 130000 \cdot \text{sen}(0,5^\circ)}{1228 \cdot 100} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$u_1 = 2 \cdot C_1 + C_2 + 2\pi \cdot d = 1228 \text{ mm}$$

Para a laje L1 a excentricidade em relação à face do pilar é $e_E = \frac{M_E}{V_E} = 150 \text{ mm}$

$$\beta = 1 + k \frac{e_{Ed} \cdot u_1}{w_1} = 1 + \frac{0,6 \cdot 150 \cdot 1228}{222800} = 1,50$$

$$w_1 = \frac{C_1^2}{2} + \frac{C_1 C_2}{2} + 2C_2 d + 8d^2 + \pi \cdot d \cdot C_1 = 222800 \text{ mm}^2$$

Substituindo-se todas as variáveis na expressão (A.12):

$$V_{Ed} = \frac{(v_{Rdc} + v_p) \cdot u_1 \cdot d}{\beta} = \frac{(1,71 + 0,16) \cdot 1228 \cdot 100}{1,5} = 153,1 \text{ kN}$$

A Tabela A.6 apresenta os valores de cargas últimas estimada pelo EC2 para todas as lajes.

Tabela A.6 Cargas últimas estimadas pelo EUROCODE 2/2001

Lajes	P1/P2	P1 (kN)	P2 (kN)	V _{est} (kN)
L1	∞	76,55	0,00	153,10
L2	4	59,96	14,99	134,91
L3	2	49,26	24,63	123,15
L4	1	36,33	36,33	109,00
L5	0,5	23,80	47,61	95,21
L6	0,25	14,09	56,35	84,52
L7	0	0,00	69,09	69,09
L8	2	38,87	19,43	97,16
L9	1	28,67	28,67	86,00
L10	0,5	18,78	37,56	75,12
L11	0,5	24,89	49,79	99,57
L12	0,5	23,92	47,85	95,69
L13	0,5	23,39	46,78	93,57
L14	0,5	23,97	47,94	95,88
L15	0	0,00	70,82	70,82

A.1.4- Estimativa da carga última pela NBR 6118/03

Em elementos sem armadura de cisalhamento, a resistência à punção é verificada no perímetro c' e deve cumprir a seguinte condição:

$$\tau_{sdef} \leq \tau_{Rd}$$

$\tau_{sdef} = \tau_{sd} - \tau_{pd}$; tensão de cisalhamento efetiva de cálculo que leva em consideração os efeitos de protensão (τ_{pd}).

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u^* \cdot d} + \frac{k_1 \cdot M_{sd1}}{W_{pl} \cdot d} \quad (A.14)$$

Para pilares de borda, quando não houver momento no plano paralelo ao lado livre:

$$M_{sd1} = (M_{sd} - M_{sd}^*) \geq 0 \quad (A.15)$$

Para determinar M_{sd}^* , que é o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* , necessita-se de e^* (excentricidade do perímetro crítico reduzido em relação ao centro do pilar).

Substituindo, na expressão (A.15), os momentos pela carga vezes a excentricidade:

$$M_{sd1} = (e_{sd} \cdot F_{sd} - e^* \cdot F_{sd}) = F_{sd} (e_{sd} - e^*)$$

desta forma:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u^* \cdot d} + \frac{k_1 \cdot F_{sd} (e_{sd} - e^*)}{W_{pl} \cdot d} \quad (A.16)$$
$$\tau_{sd} = F_{sd} \left[\frac{1}{u^* \cdot d} + \frac{k_1 \cdot (e_{sd} - e^*)}{W_{pl} \cdot d} \right]$$

A tensão resistente na superfície crítica C' , em elementos sem armadura de punção, é dada por:

$$\tau_{R1} = 1,4 \left[0,13(1 + \sqrt{20/d})(100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \quad (A.17)$$

Igualando-se a tensão atuante à resistente temos:

$$F_{sd} \left[\frac{1}{u^* \cdot d} + \frac{k_1 \cdot (e_{sd} - e^*)}{W_{pl} \cdot d} \right] - \tau_{pd} = 0,18(1 + \sqrt{20/d})(100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$$

Isolando F_{sd} , chega-se à seguinte expressão:

$$F_{sd} = \frac{\tau_{R1} + \tau_{pd}}{\left[\frac{1}{u^* \cdot d} + \frac{k_1 \cdot (e_{sd} - e^*)}{W_{pl} \cdot d} \right]} \quad (A.18)$$

$$F_{sd} = \frac{(\tau_{R1} + \tau_{pd}) \cdot u^* \cdot d \cdot W_{pl}}{W_{pl} + k_1 (e_{sd} - e^*) \cdot u^*}$$

A.1.4.1- Exemplo de cálculo da estimativa de carga última pela NBR 6118/03 para a laje L1

Para calcular a carga estimada da laje L1, utilizou-se os mesmos dados gerais que para as normas anteriores e os valores de taxas de armadura apresentados no exemplo do EC2. A Tabela A.7 apresenta as excentricidades para cada laje em relação ao eixo do pilar.

Tabela A.7 Relação M/V para cada laje em relação ao eixo do pilar (mm)

	L1	L2	L3 e L8	L4 e L9	L5, L10 a L14	L6	L7 e L15
e (mm)	250	311	360	433	525	620	800

Cálculo da carga última estimada da laje L1

Para determinar τ_{pd} (tensão devida aos efeitos verticais dos cabos de protensão que atravessam o perímetro definido a $d/2$ de cada lado do pilar, ver Figura 2.13), considera-se uma força de protensão em cada cabo de 130 kN e com ângulo de inflexão dos cabos $\alpha_i = 1,6^\circ$ para os cabos paralelos ao lado livre e $\alpha_i = 0,5^\circ$ para os cabos perpendiculares ao lado livre.

$$\tau_{pd} = \frac{\sum P_{k\text{ inf},i} \cdot \text{sen}\alpha_i}{u^* \cdot d} = \frac{4 \cdot 130000 \cdot \text{sen}1,6^\circ + 4 \cdot 130000 \cdot \text{sen}0,5^\circ}{1028 \cdot 100} = 0,19 \text{ MPa}$$

sendo:

$$u^* = 2(0,5 \cdot C_1) + C_2 + 2\pi \cdot d = 200 + 200 + 2 \cdot 3,14 \cdot 100 = 1028 \text{ mm}$$

$$\tau_{R1} = 1,4 \left[0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \right]$$

$$\tau_{R1} = 0,182 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{10}} \right) (100 \cdot 0,0067 \cdot 40)^{1/3} = 1,32 \text{ MPa}$$

$w_{p1} = 222800$ mm, calculado pela expressão (2.29), similar ao EC2 para perímetro crítico afastado a $2d$ do pilar em pilar de extremidade.

Usou-se, $e_{sd} = 250$ mm para a relação $\frac{M_{sd}}{F_{sd}}$ da laje L1.

Calculando o centróide do perímetro crítico reduzido, obteve-se uma excentricidade com relação ao centro da seção transversal do pilar (e^*) igual a 139 mm.

Substituindo as variáveis na expressão (A.18):

$$F_{sd} = \frac{(1,32 + 0,19) \cdot 1028 \cdot 100 \cdot 222800}{222800 + 0,6(250 - 139) \cdot 1028} = 118,7 \text{ kN}$$

A Tabela A.8, apresenta os valores de cargas últimas estimada pela NBR 6118 /03 para todas as lajes.

Tabela A.8 Cargas últimas estimadas pela NBR 6118/2003

Lajes	P1/P2	P1 (kN)	P2 (kN)	V _{est} (kN)
L1	∞	59,00	0,00	117,99
L2	4	46,44	11,61	104,50
L3	2	38,28	19,14	95,70
L4	1	28,35	28,35	85,04
L5	0,5	18,64	37,29	74,57
L6	0,25	11,03	44,11	66,16
L7	0	0,00	54,51	54,51
L8	2	35,92	17,96	89,79
L9	1	26,60	26,60	79,79
L10	0,5	17,49	34,98	69,97
L11	0,5	19,94	39,88	79,75
L12	0,5	18,79	37,57	75,14
L13	0,5	18,15	36,31	72,62
L14	0,5	18,84	37,68	75,37
L15	0	0,00	56,58	56,58

A.1.5- Resumo da estimativa da carga de punção esperada nos ensaios

Depois de calculadas no item anterior as estimativas pelas quatro normas estudadas no Capítulo 2, consideramos como carga última esperada nos ensaios (V_{est}), a maior carga calculada pelas normas para cada laje, a Tabela A.9, apresenta estes resultados, a quinta coluna desta tabela mostra a norma que determinou o valor escolhido.

Com os resultados desta tabela foi possível determinar o modo de ruptura esperado, calculando o momento último resistente para cada laje e comparando a força que provoca este momento (V_{flex}) com a força estimada de ruptura por punção (V_{est}).

No próximo item é apresentado o cálculo do momento último de flexão e os modos de ruptura esperados.

Tabela A.9 Cargas estimadas para a ruptura por punção

Lajes	P1/P2	P1 (kN)	P2 (kN)	V _{est} (kN)	Norma
L1	∞	76,55	0,00	153,10	EC2
L2	4	59,96	14,99	134,91	EC2
L3	2	49,26	24,63	123,15	EC2
L4	1	36,33	36,33	109,00	EC2
L5	0,5	23,80	47,61	95,21	EC2
L6	0,25	14,09	56,35	84,52	EC2
L7	0	0,00	74,18	74,18	<i>fib</i>
L8	2	38,87	19,43	97,16	EC2
L9	1	28,87	28,87	86,61	<i>fib</i>
L10	0,5	19,27	38,55	77,09	<i>fib</i>
L11	0,5	24,89	49,79	99,57	EC2
L12	0,5	23,92	47,85	95,69	EC2
L13	0,5	23,39	46,78	93,57	EC2
L14	0,5	23,97	47,94	95,88	EC2
L15	0	0,00	77,70	77,70	<i>fib</i>

A.2- CÁLCULO DO MOMENTO FLETOR ÚLTIMO, E ESTIMATIVA DO MODO DE RUPTURA

Para prever o modo de ruptura de cada modelo foi comparada a carga de ruptura estimada por punção (V_{est}) com a carga última para a ruptura por flexão (V_{flex}). A carga última de punção (V_{est}) foi estimada pelas 4 normas estudadas no capítulo 2 e apresentadas anteriormente, dentro delas foi escolhido o maior valor para V_{est} . A Tabela A.9, contém as estimativas de cargas últimas por punção.

A.2.1- Cálculo do momento fletor resistente das lajes na direção perpendicular ao bordo livre

A determinação do momento último das lajes baseia-se na análise do diagrama simplificado, representando os principais esforços atuantes na seção transversal da laje. Para isto o concreto encontra-se fissurado, estando ambos os materiais, aço e concreto, em regime plástico, valendo os domínios 2 e 3 da NBR 6118.

Para esta análise, foram feitas algumas considerações em função de que em lajes lisas protendidas as normas especificam diferentes larguras para a faixa resistente por flexão na ligação laje-pilar de extremidade. O *fib*, por exemplo, considera a faixa de largura “ $be=2C_1+C_2$ ”, o EC2, apenas considera “ $be = C_1+C_2$ ”. O ACI adota formulação parecida com o *fib* para a largura “ $be = b_w + 2 \cdot h_w$ ” fazendo a limitação “ $be \leq b_w + 8 h_f$ ”, sendo “ h_f ” a altura da laje, ver Figura A.2. Neste trabalho considerou-se para o cálculo do momento último perpendicular ao bordo livre as armaduras passiva e ativa perpendiculares à borda dentro da faixa adotada pelo *fib* e o ACI.

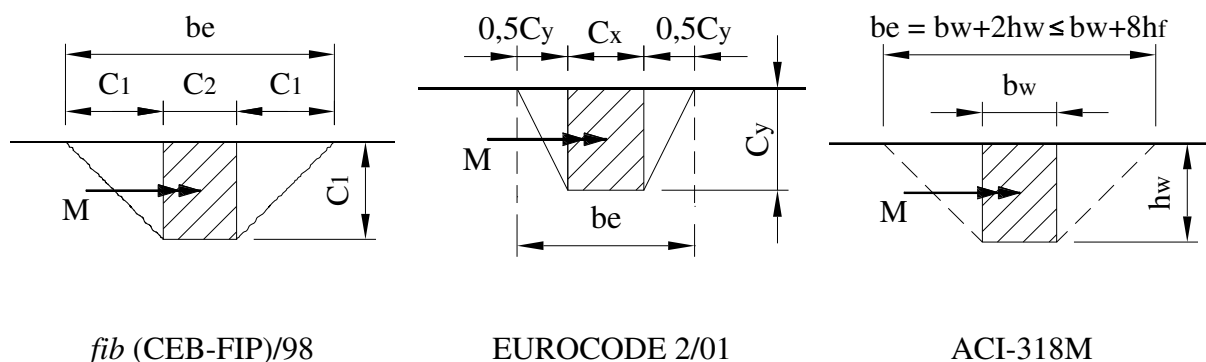


Figura A.2 Momento fletor transferido para o pilar de extremidade

Exemplo de cálculo para a Laje L1:

Dados iniciais de projeto da armadura passiva:

Aços usados - CA 50-A

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$;

$E_s = 210000 \text{ MPa}$

$$A_s = 10 \text{ } \varnothing 8 \text{ mm} = 500 \text{ mm}^2$$

sendo A_s a armadura passiva dentro da faixa $b_e = 2 C_1 + C_2$

Dados iniciais de projeto da armadura ativa:

Monocordoalha usada - CP 190 RB 12,7 mm;

$$f_{pyk} = 1710 \text{ MPa};$$

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa};$$

$$E_p = 196000 \text{ MPa}$$

$$A_p = 4 \text{ } \varnothing 12,7 \text{ mm} = 405,6 \text{ mm}^2$$

Dados iniciais de projeto do concreto:

Resistência característica do concreto, $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

O momento fletor último é dado pelo diagrama simplificado apresentado na Figura A.3, com o concreto no estágio III.

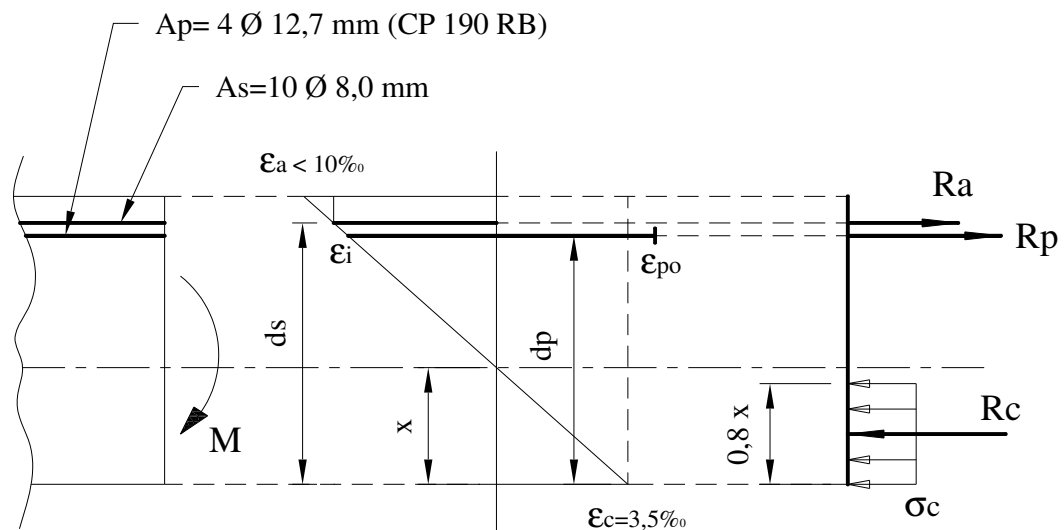


Figura A.3 Diagrama simplificado de tensões na ruptura por flexão

Para que se cumpram as condições de equilíbrio na seção analisada, $\sum F = 0$

$$R_a + R_p - R_c = 0$$

$$\sigma_a \cdot A_s + \sigma_p \cdot A_p - 0,95 \cdot f_c \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x = 0 \quad (\text{A.19})$$

O valor de 0,95 na parcela resistente do concreto é o coeficiente que leva em consideração que a resistência do corpo de prova ensaiado em laboratório tem uma resistência maior do que o concreto da laje.

$$\sigma_a = E_a \cdot \varepsilon_a$$

$$\sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_{pi} \leq f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_i + \varepsilon_{po}$$

$$\varepsilon_{po} = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{P_i}{A_p \cdot E_p} = \frac{130000}{101,4 \cdot 196000} = 0,0065$$

sendo:

ε_{po} - deformação inicial da armadura ativa no estado 1 (peso próprio + protensão)

ε_i - deformação da armadura ativa no estado 2 (peso próprio + protensão + sobrecarga)

A fim de comprovar que a seção esteja nos domínios 2 e 3 (NBR 6118), deve ser observado que as deformações das armaduras passivas e ativas sejam maiores que a deformação de escoamento do aço, para isto: “ $\varepsilon_i > \varepsilon_{yd}$ ”.

$$\varepsilon_i = 0,0035 \frac{d_p - x}{x}$$

$$\varepsilon_{pi} = 0,0035 \frac{d_p - x}{x} + 0,0065$$

$$\varepsilon_a = \frac{\varepsilon_i \cdot (d_s - x)}{d_p - x}$$

Substituindo na expressão (A.19) fica:

$$E_a \frac{0,0035(d_s - x)}{x} A_s + E_p \left(0,0035 \frac{x - d_p}{x} + 0,0065 \right) A_p - 0,95 \cdot f_c \cdot b_w \cdot 0,8x = 0 \quad (\text{A.20})$$

Resolvendo a equação (A.20) com os dados anteriores para a laje L1, e considerando a altura útil da armadura passiva perpendicular ao bordo livre da laje ($d_s = 104 \text{ mm}$) e a altura útil da armadura passiva ($d_p = 76 \text{ mm}$), a altura da linha neutra para L1 é: “ $x = 54 \text{ mm}$ ”.

$$x_{\text{lim}} = \frac{0,0035 \cdot d_s}{\epsilon_{yd} + 0,0035} = 66 \text{ mm}$$

Como se observa na Figura A.4 para “ $x < x_{\text{lim}}$ ”, $\sigma_a = f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ e $\sigma_p = f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$

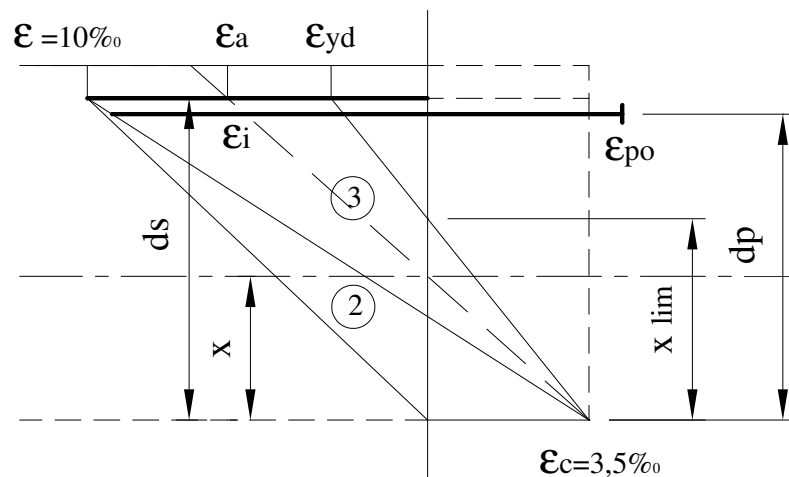


Figura A.4 Diagrama de domínio de deformações no estado limite último.

Fazendo somatório de momentos na Figura A.3 e considerando o momento inicial de protensão, tem-se que:

$$M_u = (f_{yk} \cdot A_s)(d_s - 0,4 \cdot x) + (f_{pyk} \cdot A_p)(d_p - 0,4 \cdot x) + M_p \quad (\text{A.21})$$

sendo:

M_p : momento devido à protensão

$$M_p = \#_{\text{cabos } y} \cdot P_y \cdot h_2$$

onde:

o número de cabos a considerar são os que atravessam a faixa de largura “*be*”, na direção perpendicular ao bordo livre;

P_y : é a força de protensão em cada cabo;

h_2 : é a excentricidade do cabo (já apresentado no item A.1.1.1)

$$M_p = 4 \cdot 130 \cdot 0,014 = 7,28 \text{ kNm}$$

$$M_u = (500 \cdot 500)(104 - 0,4 \cdot 54) + (1710 \cdot 405)(76 - 0,4 \cdot 54) + 7,28 = 65,6 \text{ kNm}$$

Concluindo, o momento resistente último da laje L1, na direção perpendicular ao bordo livre, no eixo do pilar é: $M_u = 65,6 \text{ kNm}$.

Uma vez determinado o momento resistente da laje, a carga de ruptura teórica por flexão é calculada multiplicando-se diretamente pelas excentricidades de momento de cada laje (relação M/V) em relação ao eixo do pilar.

Para a laje L1, $e = M/V = 0,25 \text{ m}$,

$$V_{\text{flex}} = \frac{M_u}{e} = \frac{65,6}{0,25} = 262,4 \text{ kN}$$

Observa-se na Tabela A.9, que o maior valor de resistência ao puncionamento da laje L1 estimados pelas normas ACI, *fib*, EC2 e NBR, foi: $V_{\text{est}} = 153,1 \text{ kN}$. Assim, comparando-se este valor com o valor da carga de ruptura por flexão da laje:

Se $V_{\text{est}} < V_{\text{flex}} \rightarrow$ Ruptura esperada por punção.

Na Tabela A.10, são apresentados os momentos últimos calculados para as demais lajes e o modo de ruptura esperado. A tabela mostra que as lajes com grandes possibilidades de ruptura por flexão eram a L7 e L15 sendo a estimativa da carga de punção 90% e 95% respectivamente da carga de ruptura por flexão, uma vez que as normas, para as estimativas da resistência ao puncionamento das lajes, se mostram bastante conservadoras, com coeficientes maiores de 1,1.

Tabela A.10 Estimativa de cargas últimas e modo de ruptura usando as normas

Lajes	V_{est} (kN)	x (mm)	M_u (kNm)	e (mm)	V_{flex} (kN)	V_u/V_{flex}	Modo de ruptura
L1	153,10	54	65,6	250	262,4	0,58	Punção
L2	134,91	54	65,6	311	211,0	0,64	Punção
L3	123,15	54	65,6	360	182,3	0,68	Punção
L4	109,00	54	65,6	433	151,5	0,72	Punção
L5	95,21	54	65,6	525	125,0	0,76	Punção
L6	84,52	54	65,6	620	105,8	0,80	Punção
L7	74,18	54	65,6	800	82,0	0,90	Possível ruptura por flexão
L8	97,16	45	48,9	360	135,8	0,72	Punção
L9	86,61	45	48,9	433	112,9	0,77	Punção
L10	77,09	45	48,9	525	93,1	0,83	Punção
L11	99,57	54	65,6	525	125,0	0,80	Punção
L12	95,69	56	70,2	525	133,8	0,72	Punção
L13	93,57	52	62,2	525	118,5	0,79	Punção
L14	95,88	52	62,2	525	118,5	0,81	Punção
L15	77,70	54	65,6	800	82,0	0,95	Possível ruptura por flexão

sendo:

V_{est} : Carga estimada de ruptura por punção;

x : altura da linha neutra no diagrama simplificado para o estado limite último de flexão;

M_u : momento fletor resistente da laje;

e : excentricidade da força atuante de cisalhamento em relação ao centro do pilar;

V_{flex} : Carga de ruptura teórica de flexão

A.3- CÁLCULO DA ARMADURA DO PILAR

Para o cálculo da armadura do pilar foram usados os dados das cargas estimadas de ruptura para cada laje. Foram escolhidas como cargas de ruptura esperadas nos ensaios os valores de V_{est} por punção da Tabela A.10, que são valores menores do que V_{flex} . Desta forma, as cargas P1 e P2 estimadas de ruptura já apresentadas na Tabela A.9, produzem o momento fletor na

laje na direção perpendicular à borda e ao redor do eixo do pilar, apresentado na Tabela A.11.

Tabela A.11 Resumo das cargas e momentos últimos esperados nos ensaios

Lajes	V_{est}	P1	P2	M_{u1_est}
L1	153,10	76,55	0,00	38,3
L2	134,91	59,96	14,99	42,0
L3	123,15	49,26	24,63	44,3
L4	109,00	36,33	36,33	47,2
L5	95,21	23,80	47,61	50,0
L6	84,52	14,09	56,35	52,1
L7	74,18	0,00	74,18	59,3
L8	97,16	38,86	19,43	35,0
L9	86,61	28,87	28,87	37,5
L10	77,09	19,27	38,55	40,5
L11	99,57	24,89	49,79	52,3
L12	95,69	23,92	47,85	50,2
L13	93,57	23,39	46,79	49,1
L14	95,88	23,97	47,94	50,3
L15	77,70	0,00	77,70	62,2

sendo:

M_{u1_est} : Momento último estimado da ruptura por punção ao redor do eixo do pilar, na direção perpendicular à borda da laje.

Para determinar as solicitações do modelo laje-pilar, foi escolhida a carga que produz o maior momento, neste caso para a laje L15, ($M = 62,2$ kNm). As solicitações características são apresentadas na Figura A.5.

Para determinar a armadura do pilar foi calculado o lance acima da laje por flexão simples, sendo este o mais desfavorável, o lance abaixo da laje é solicitado por flexo-compressão. Foi considerado o coeficiente de majoração das solicitações ($\gamma_f = 1,4$).

Dados da seção transversal:

$f_c = 40$ MPa

$$f_{ct} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_c^2} = 2,45 \text{ MPa}$$

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$A_c = 20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$$

$$d = 17,5 \text{ cm}$$

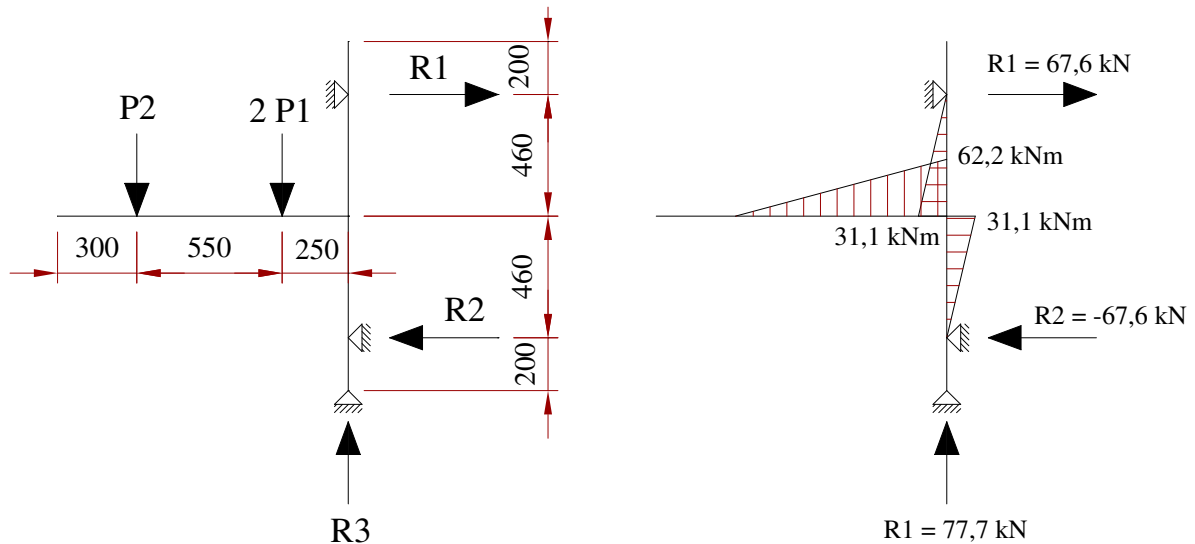


Figura A.5 Solicitações de projeto atuantes na laje L15 ($P_2 = 77,7 \text{ kN}$ e $P_1=0$)

Cálculo do lance superior do pilar por flexão simples.

$$M_d = 31,1 \cdot 1,4 = 43,5 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = \frac{M_d}{f_c \cdot b_f \cdot d^2} = \frac{43500}{40 \cdot 0,2 \cdot 17,5^2} = 0,18$$

$$k_x = 1,25 - 1,917 \sqrt{0,425 - k_{md}} = 0,30$$

$$A_s = 0,68 \cdot k_x \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_c}{\sigma_s} = 0,68 \cdot 0,3 \cdot 20 \cdot 17,5 \cdot \frac{40}{500} = 5,7 \text{ cm}^2 - 3 \text{ } \varnothing 16,0 \text{ mm}$$

Cálculo da armadura transversal

$$V_d = 67,6 \cdot 1,4 = 94,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \left(1 - \frac{40}{250}\right) 40 \cdot 200 \cdot 175 = 317 \text{ kN} - V_d < V_{Rd2} - \text{OK}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 2,45 \cdot 200 \cdot 175 = 51,4 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_d - V_c = 94,6 - 51,4 = 43,2 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{V_{sw} \cdot s}{0,9 \cdot d \cdot f_{yw}} = \frac{4320 \cdot 100}{0,9 \cdot 17,5 \cdot 4350} = 6,3 \text{ cm}^2/\text{m} - \text{Ø } 6,3 \text{ c/ } 7,5 \text{ cm}$$

A.4- VERIFICAÇÃO DAS MÁXIMAS TENSÕES DE TRAÇÃO E COMPRESSÃO NO CONCRETO DEVIDO À PROTENSÃO DAS LAJES

A figura mostra um elemento de concreto submetido a uma carga concentrada de compressão (P), aplicada numa pequena área. A uma determinada distancia afastada deste ponto as tensões ficam uniformes ($f_x = P/A''$ e $f_y = 0$), já perto da placa de aplicação de carga as tensões no elemento são mais complexas. A dispersão das tensões locais abaixo da placa produz tensões transversais de tração, as quais podem fissurar o concreto. A região onde se formam estas tensões de tração é chamada de região de distúrbios.

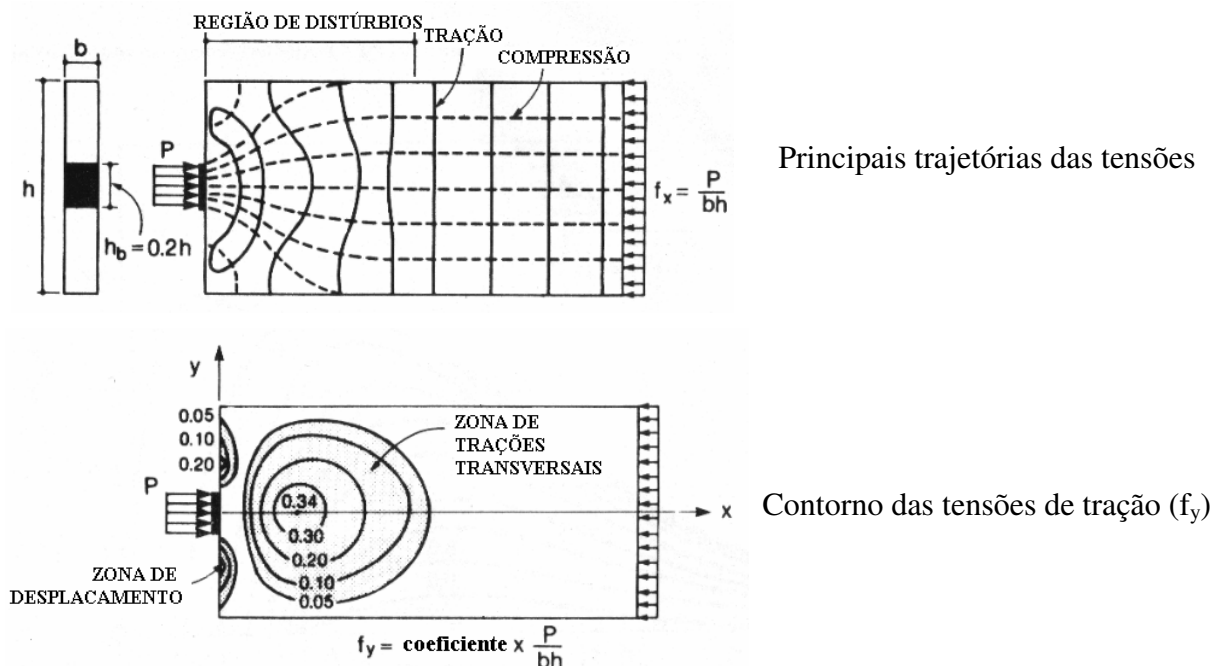


Figura A.6 Exemplo da região de distúrbios (LEONHARDT)

Em elementos de concreto protendido esta zona de distúrbios aparece logo no apoio das placas de ancoragem dos cabos de protensão. Para que não apareçam fissuras nestas regiões devido à carga de protensão aplicada na extremidade do elemento usa-se uma armadura de fretagem. Esta armadura é determinada conhecendo-se a carga máxima de tração na zona de distúrbios, a qual é calculada mediante uma simples expressão recomendada por LEONHARDT para estimar a força total de tração (T), ver expressão (A.22).

$$T = 0,3 \cdot P \left(1 - \frac{h_b}{h} \right) \quad (\text{A.22})$$

Após vários ensaios de laboratórios, MÖRSCH em 1924, sugeriu que a expressão anterior recomendada por LEONHARDT, era apropriada para pequenas áreas de aplicação das cargas nos elementos, com “ $h_b/h < 0,2$ ”. Para maiores área de aplicação de cargas, as estimativas das tensões transversais de tração davam melhores resultados mudando o coeficiente de 0,3 para 0,25, usando a seguinte expressão:

$$T = 0,25 \cdot P \left(1 - \frac{h_b}{h} \right) \quad (\text{A.23})$$

O ábaco da Figura A.7, mostra como determinar o coeficiente usado nas expressões (A.22) e (A.23) de maneira mais exata. Este ábaco foi proposto por IYENGAR, no trabalho publicado no “*Journal of the American Concrete Institute*” em 1962.

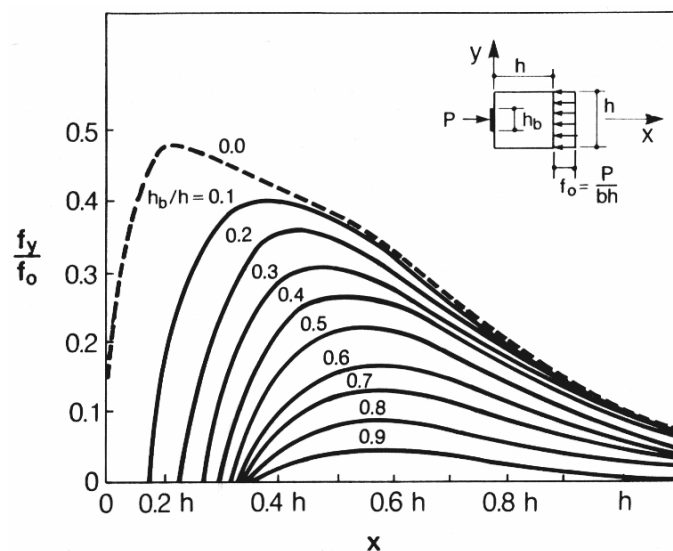


Figura A.7 Tensões transversais de tração na região de distúrbios (IYENGAR/1962)

A.4.1- Cálculo da armadura de fretagem para as lajes do programa experimental

Dados:

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

$h = 120 \text{ mm}$, (altura da laje)

Dimensões das chapas de ancoragem = $100 \times 100 \text{ mm}$

Máxima força de protensão considerada em cada cordoalha – $P = 160 \text{ kN}$

Diâmetro do furo nas placas metálicas de ancoragem - $\varnothing = 16 \text{ mm}$

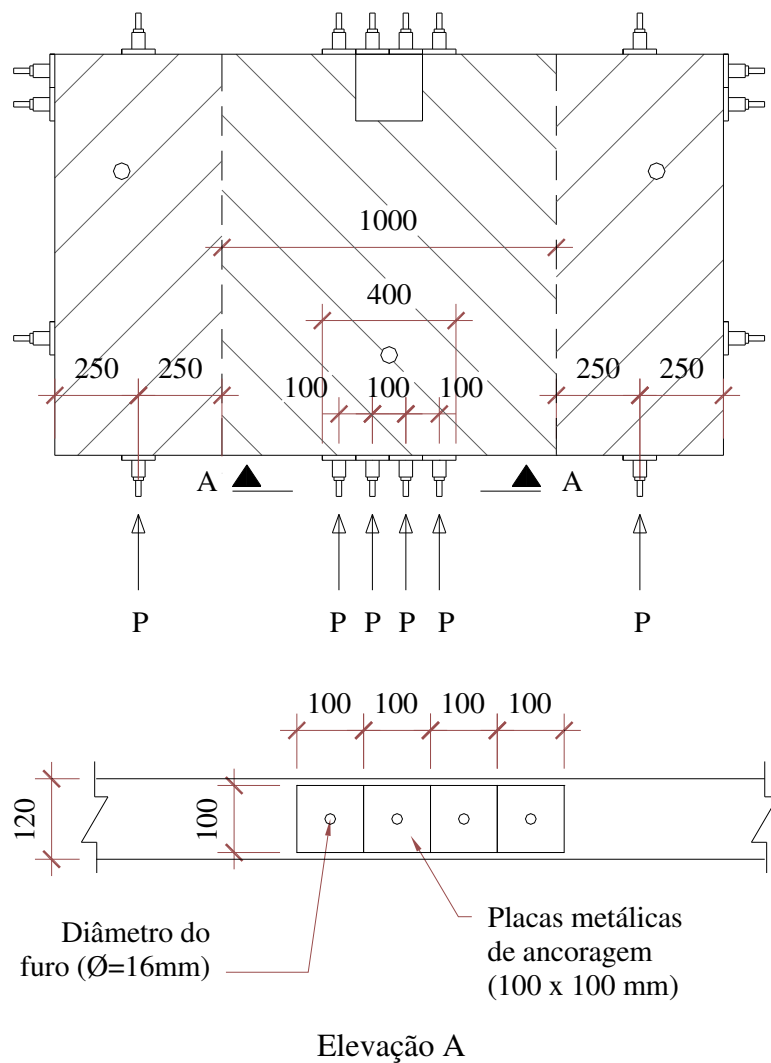


Figura A.8 Detalhes da região de ancoragem

Usando a expressão (A.23), uma vez que $\frac{h_b}{h} = \frac{400}{1000} = 0,4 > 0,2$:

$$T = 0,25 \cdot P \left(1 - \frac{h_b}{h} \right) = 0,25 \cdot 4 \cdot 160 \cdot (1 - 0,4) = 96 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{96000}{500} = 192 \text{ mm}^2 - \mathbf{2 \text{ } \varnothing \text{ 12,5 mm}}$$

Foram usadas em todos os lados das lajes **2 \varnothing 12,5 mm** como armadura de fretagem, além dos ganchos \varnothing 8,0 mm e \varnothing 6,3 mm que faziam parte da armadura de flexão negativa e de distribuição da malha positiva, como se mostra nas Figuras 3.13 a 3.17.

A.4.2- Verificação da tensão de compressão no concreto no apoio das chapas de ancoragem da protensão

Para que não ocorra o esmagamento superficial do concreto na região de apoio das placas metálicas de ancoragem dos cabos de protensão deve-se cumprir que:

$$\sigma = \frac{P}{A_n} \leq 0,5 \cdot f_c \quad (\text{A.24})$$

sendo:

P: a carga máxima aplicada em uma cordoalha

A_n : área líquida de contato entre a chapa metálica e a superfície de concreto

f_c : resistência a compressão do concreto

$$A_n = \text{Área da placa} - \text{Área do furo} = 100 \cdot 100 - \frac{\pi \cdot 16^2}{4} = 9800 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{160000}{9800} = 16,3 \text{ MPa} \leq 0,5 \cdot f_c = 20 \text{ MPa} - \text{OK}$$

B- PROJETO E CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA PARA PROTENSÃO

O projeto das células de carga posicionadas na ancoragem passiva de cada monocordoalha de protensão foi descrito no item 3.4.5. Neste item são apresentadas as dimensões de projeto das células e os gráficos de calibração das mesmas.

B.1- PROJETO E FABRICAÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA

A carga máxima que podia ser atingida em uma cordoalha de diâmetro 12,7mm, para que não houvesse acidentes considerando-se uma sobre-tensão no decorrer do ensaio, era de 165 kN. Desta forma as células de carga foram projetadas para uma carga de 220 kN (sendo a carga máxima 75% da carga de projeto das células).

A área necessária para suportar uma carga de 220 kN, usando aço 1045 é:

$$A = \frac{P}{\sigma_{1045}} = \frac{220000}{420} = 523,8 \text{ mm}^2$$

Considerando o diâmetro interno para passagem da monocordoalha igual a 25 mm, definiu-se o diâmetro externo em 36 mm, para se alcançar uma área líquida de 524,7 mm², maior que a mínima necessária. A Figura B.1, apresenta as dimensões de projeto das células com capacidade para 220 kN.

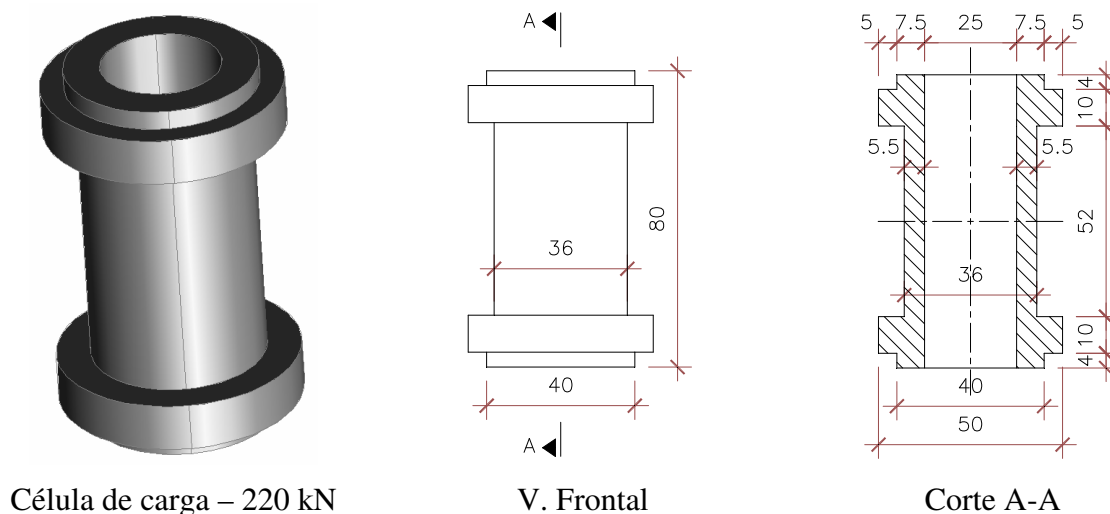


Figura B.1 Dimensões de projeto das células de carga

B.2- CALIBRAÇÃO DAS CÉLULAS DE CARGA

As células de carga foram calibradas em uma prensa hidráulica (Figura 3.50) usando como referência outra célula de carga da marca KRATOS, de capacidade de 500 kN.

O equipamento para aquisição dos dados de extensômetros e células de carga, utilizado nos ensaios foram 6 módulos SPIDER 8, totalizando 31 canais, controlado pelo “software” CATMAN 4.5. Neste programa foram inseridos os fatores de calibração de cada extensômetro e a calibração das células de carga para a protensão. O programa permite a entrada da tabela de linearização (média dos três ciclos de calibração), com todos os passos de carga (mV/V vs carga), para cada célula. Desta forma a leitura era apresentada no computador em unidade de força. A Figura B.2 mostra o sistema utilizado para a aquisição dos dados.



Figura B.2 Sistema de aquisição de dados usado nos ensaios

Nas tabelas a seguir são apresentados os dados de calibração (mV/V “vs” carga) com a média dos três ciclos de calibração para cada passo de carga. Os gráficos das figuras correspondentes a cada tabela, foram confeccionados com os valores de media.

Tabela B.1 Calibração da célula de carga Nº. 01

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	0,1153	0,1188	0,1222	0,1188
20	0,2263	0,2339	0,2374	0,2325
30	0,3413	0,3481	0,3527	0,3474
40	0,4568	0,4660	0,4693	0,4640
50	0,5730	0,5834	0,5867	0,5810
60	0,6892	0,6998	0,7051	0,6980
70	0,8068	0,8212	0,8243	0,8174
80	0,9247	0,9408	0,9434	0,9363
90	1,0439	1,0604	1,0625	1,0556
100	1,1620	1,1794	1,1819	1,1744
110	1,2776	1,2977	1,3014	1,2922
120	1,4003	1,4196	1,4215	1,4138
130	1,5216	1,5386	1,5410	1,5338
140	1,6448	1,6591	1,6616	1,6552
150	1,7686	1,7794	1,7815	1,7765
160	1,8949	1,9031	1,9008	1,8996

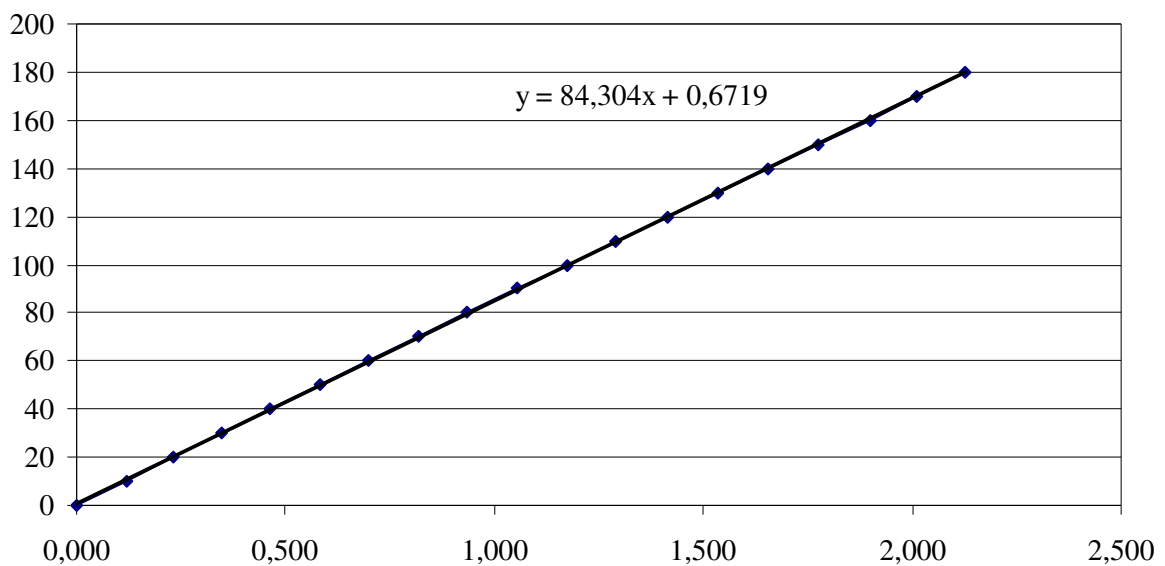


Figura B.3 Gráfico de calibração da célula de carga Nº. 01

Tabela B.2 Calibração da célula de carga Nº. 02

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	0,1306	0,1300	0,1202	0,1269
20	0,2494	0,2552	0,2411	0,2486
30	0,3706	0,3782	0,3616	0,3701
40	0,4891	0,4984	0,4788	0,4888
50	0,6042	0,6127	0,5935	0,6035
60	0,7207	0,7266	0,7092	0,7188
70	0,8386	0,8411	0,8250	0,8349
80	0,9576	0,9570	0,9420	0,9522
90	1,0764	1,0744	1,0582	1,0696
100	1,1923	1,1923	1,1780	1,1876
110	1,3157	1,3112	1,2965	1,3078
120	1,4363	1,4297	1,4155	1,4272
130	1,5554	1,5482	1,5354	1,5464
140	1,6721	1,6667	1,6552	1,6646
150	1,7914	1,7812	1,7741	1,7822
160	1,9102	1,8983	1,8913	1,8999

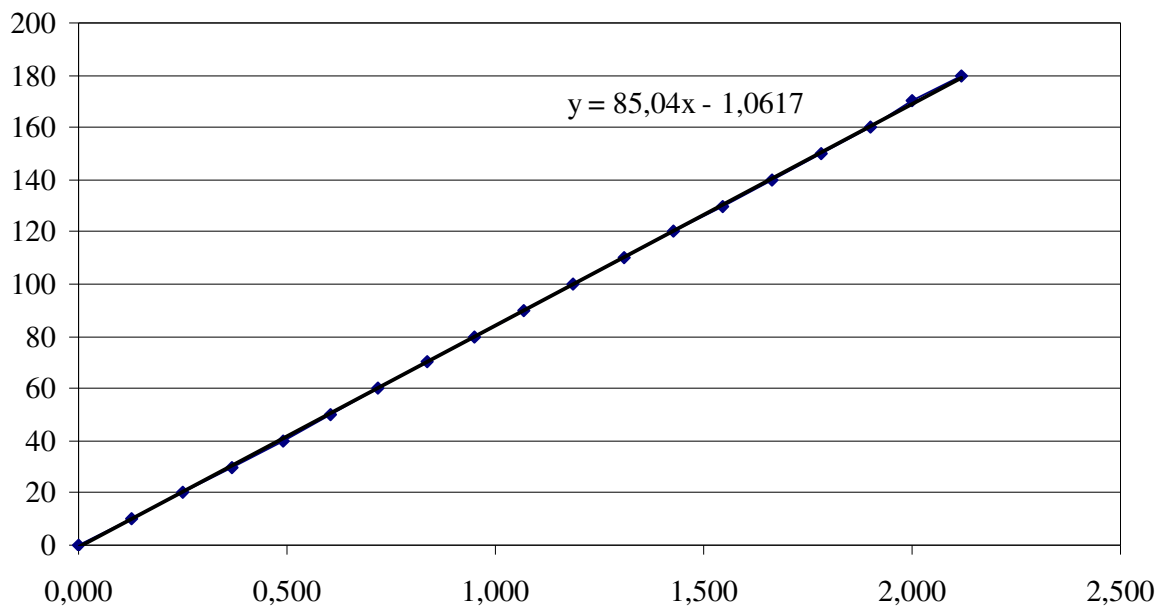


Figura B.4 Gráfico de calibração da célula de carga Nº. 02

Tabela B.3 Calibração da célula de carga N°. 03

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0	0,0001	0,0000	0,0001	0,0001
10	-0,1087	-0,1007	-0,1013	-0,1036
20	-0,2158	-0,2084	-0,2069	-0,2104
30	-0,3250	-0,3170	-0,3149	-0,3190
40	-0,4333	-0,4259	-0,4247	-0,4280
50	-0,5432	-0,5366	-0,5371	-0,5390
60	-0,6529	-0,6493	-0,6498	-0,6507
70	-0,7642	-0,7642	-0,7666	-0,7650
80	-0,8761	-0,8783	-0,8809	-0,8784
90	-0,9886	-0,9931	-0,9971	-0,9929
100	-1,1035	-1,1113	-1,1143	-1,1097
110	-1,2188	-1,2292	-1,2300	-1,2260
120	-1,3363	-1,3482	-1,3512	-1,3452
130	-1,4562	-1,4642	-1,4705	-1,4636
140	-1,5778	-1,5850	-1,5874	-1,5834
150	-1,7009	-1,7042	-1,7066	-1,7039
160	-1,8250	-1,8260	-1,8247	-1,8252

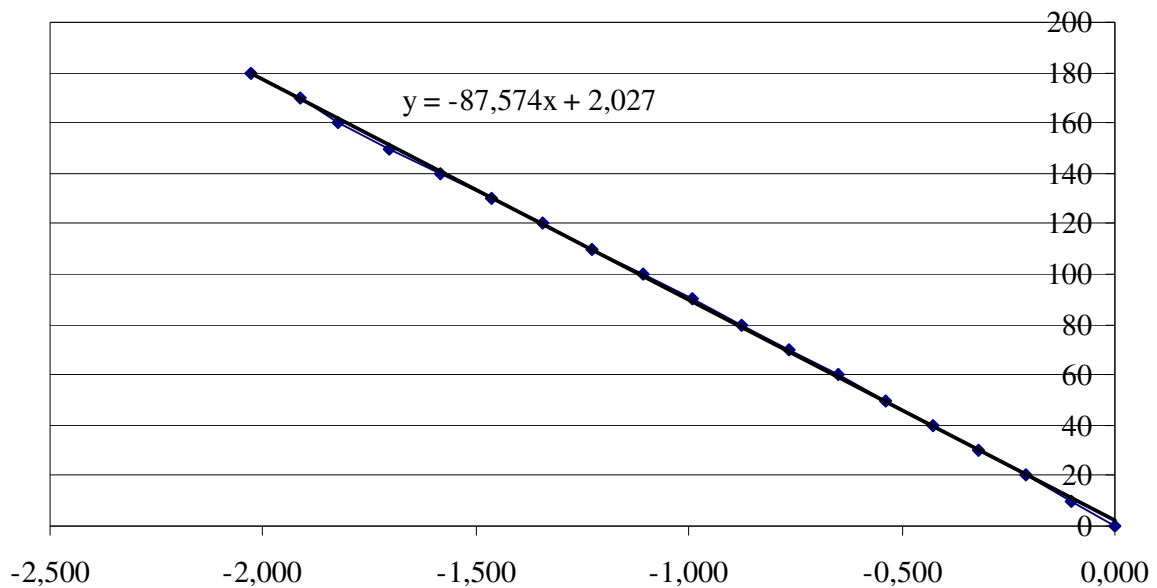


Figura B.5 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 03

Tabela B.4 Calibração da célula de carga N°. 04

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000
10	-0,1182	-0,1150	-0,1158	-0,1163
20	-0,2374	-0,2345	-0,2356	-0,2358
30	-0,3606	-0,3550	-0,3547	-0,3568
40	-0,4820	-0,4736	-0,4715	-0,4757
50	-0,6052	-0,5921	-0,5916	-0,5963
60	-0,7277	-0,7134	-0,7104	-0,7172
70	-0,8474	-0,8359	-0,8290	-0,8374
80	-0,9689	-0,9539	-0,9469	-0,9566
90	-1,0876	-1,0742	-1,0690	-1,0769
100	-1,2114	-1,1936	-1,1887	-1,1979
110	-1,3331	-1,3124	-1,3086	-1,3180
120	-1,4531	-1,4344	-1,4288	-1,4388
130	-1,5737	-1,5551	-1,5498	-1,5595
140	-1,6919	-1,6757	-1,6694	-1,6790
150	-1,8094	-1,7954	-1,7904	-1,7984
160	-1,9248	-1,9145	-1,9102	-1,9165

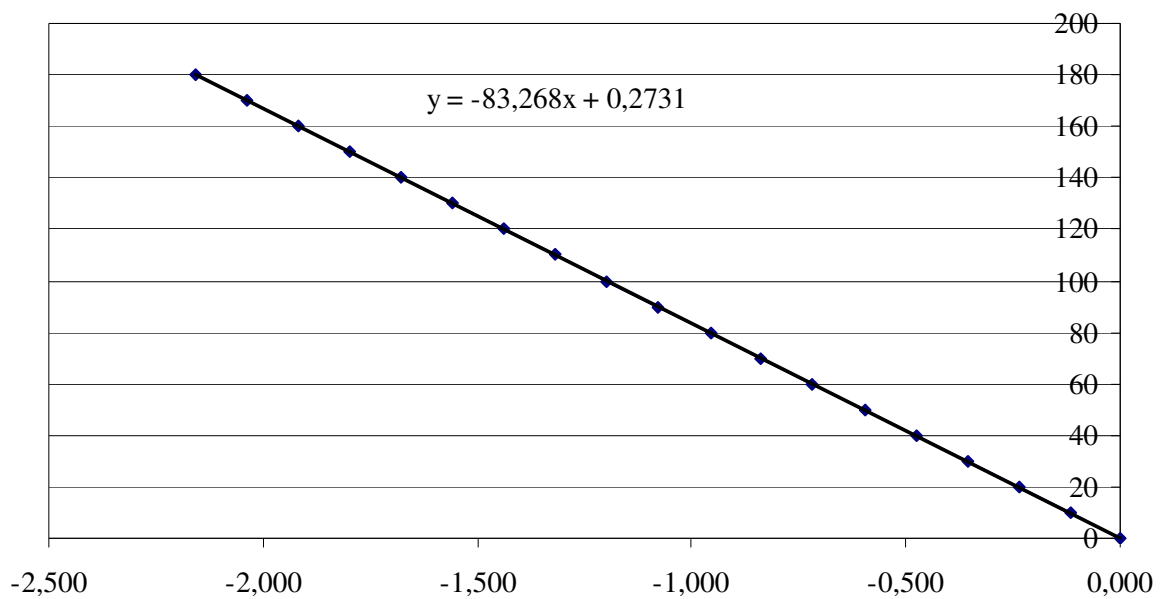


Figura B.6 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 04

Tabela B.5 Calibração da célula de carga N°. 05

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	-0,1390	-0,1298	-0,1204	-0,1297
20	-0,2621	-0,2414	-0,2323	-0,2453
30	-0,3799	-0,3544	-0,3460	-0,3601
40	-0,4951	-0,4664	-0,4595	-0,4737
50	-0,6079	-0,5809	-0,5737	-0,5875
60	-0,7206	-0,6946	-0,6876	-0,7009
70	-0,8330	-0,8080	-0,8026	-0,8145
80	-0,9439	-0,9233	-0,9174	-0,9282
90	-1,0553	-1,0381	-1,0327	-1,0420
100	-1,1677	-1,1526	-1,1492	-1,1565
110	-1,2809	-1,2680	-1,2650	-1,2713
120	-1,3925	-1,3856	-1,3822	-1,3868
130	-1,5070	-1,5030	-1,4974	-1,5024
140	-1,6231	-1,6189	-1,6164	-1,6195
150	-1,7405	-1,7423	-1,7332	-1,7386
160	-1,8673	-1,8826	-1,8540	-1,8680

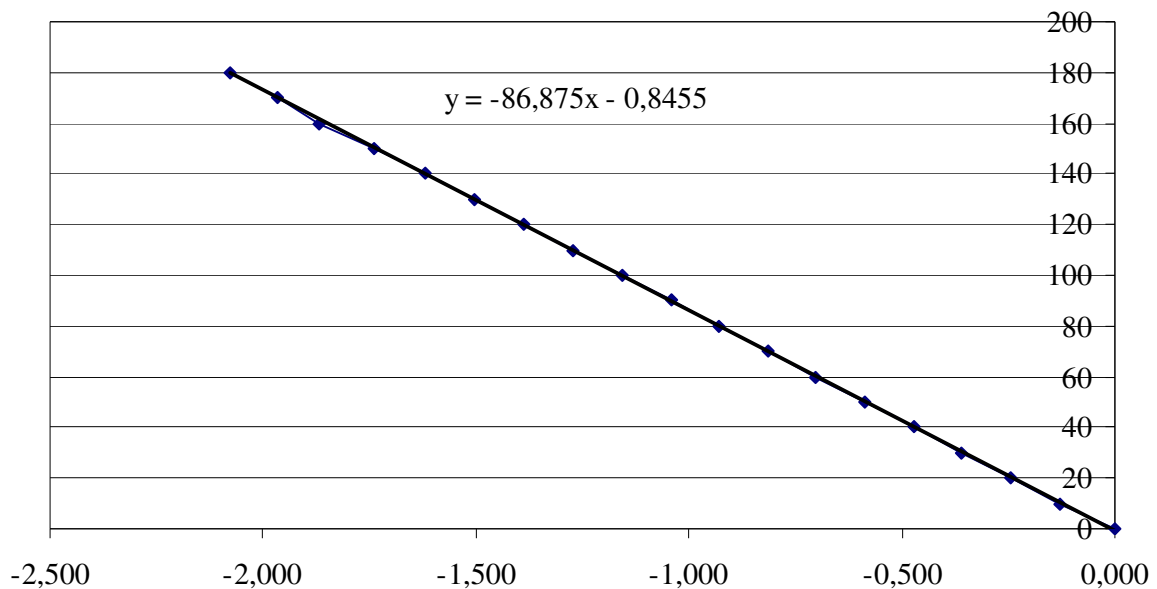


Figura B.7 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 05

Tabela B.6 Calibração da célula de carga N°. 06

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	-0,0988	-0,1063	-0,1034	-0,1028
20	-0,2046	-0,2144	-0,2098	-0,2096
30	-0,3140	-0,3218	-0,3164	-0,3174
40	-0,4241	-0,4333	-0,4253	-0,4276
50	-0,5370	-0,5438	-0,5360	-0,5390
60	-0,6466	-0,6581	-0,6467	-0,6504
70	-0,7572	-0,7706	-0,7572	-0,7617
80	-0,8737	-0,8855	-0,8731	-0,8774
90	-0,9912	-0,9986	-0,9838	-0,9912
100	-1,1022	-1,1095	-1,0990	-1,1036
110	-1,2197	-1,2260	-1,2136	-1,2198
120	-1,3355	-1,3412	-1,3274	-1,3347
130	-1,4488	-1,4556	-1,4414	-1,4486
140	-1,5648	-1,5714	-1,5557	-1,5640
150	-1,6777	-1,6852	-1,6699	-1,6776
160	-1,7944	-1,8002	-1,7842	-1,7929

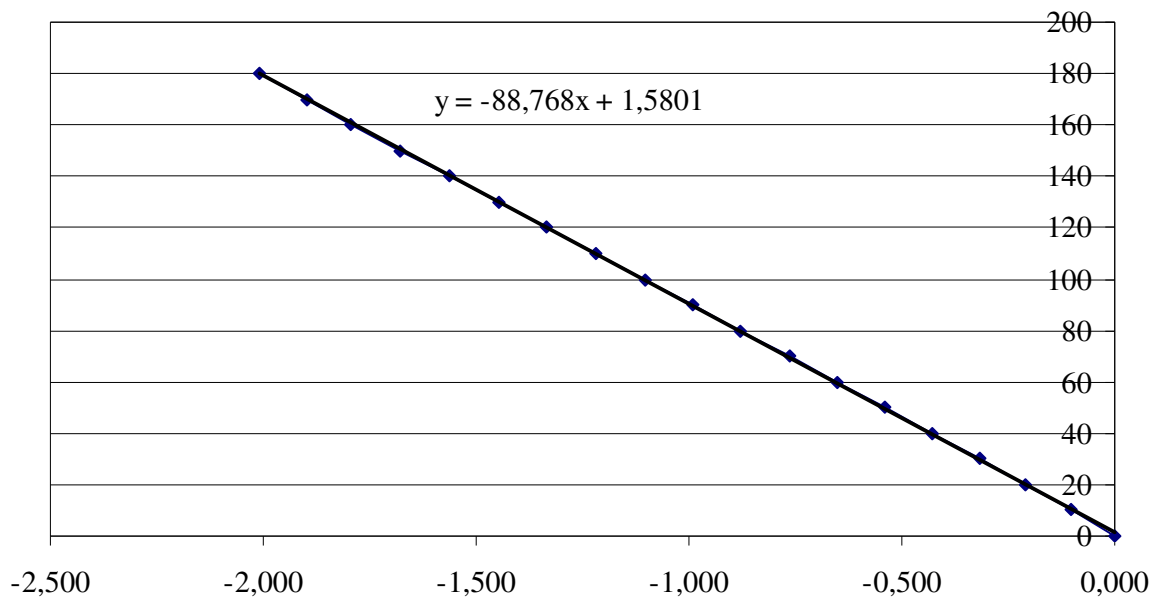


Figura B.8 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 06

Tabela B.7 Calibração da célula de carga N°. 07

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
10	-0,1345	-0,1224	-0,1208	-0,1259
20	-0,2647	-0,2443	-0,2419	-0,2503
30	-0,3877	-0,3626	-0,3605	-0,3703
40	-0,5069	-0,4825	-0,4795	-0,4896
50	-0,6256	-0,6022	-0,5966	-0,6081
60	-0,7447	-0,7218	-0,7183	-0,7283
70	-0,8621	-0,8419	-0,8377	-0,8472
80	-0,9808	-0,9616	-0,9569	-0,9664
90	-1,1002	-1,0816	-1,0770	-1,0862
100	-1,2187	-1,1993	-1,1957	-1,2046
110	-1,3378	-1,3217	-1,3146	-1,3247
120	-1,4564	-1,4402	-1,4341	-1,4436
130	-1,5754	-1,5593	-1,5522	-1,5623
140	-1,6939	-1,6793	-1,6720	-1,6817
150	-1,8124	-1,7971	-1,7906	-1,8000
160	-1,9296	-1,9132	-1,9092	-1,9173

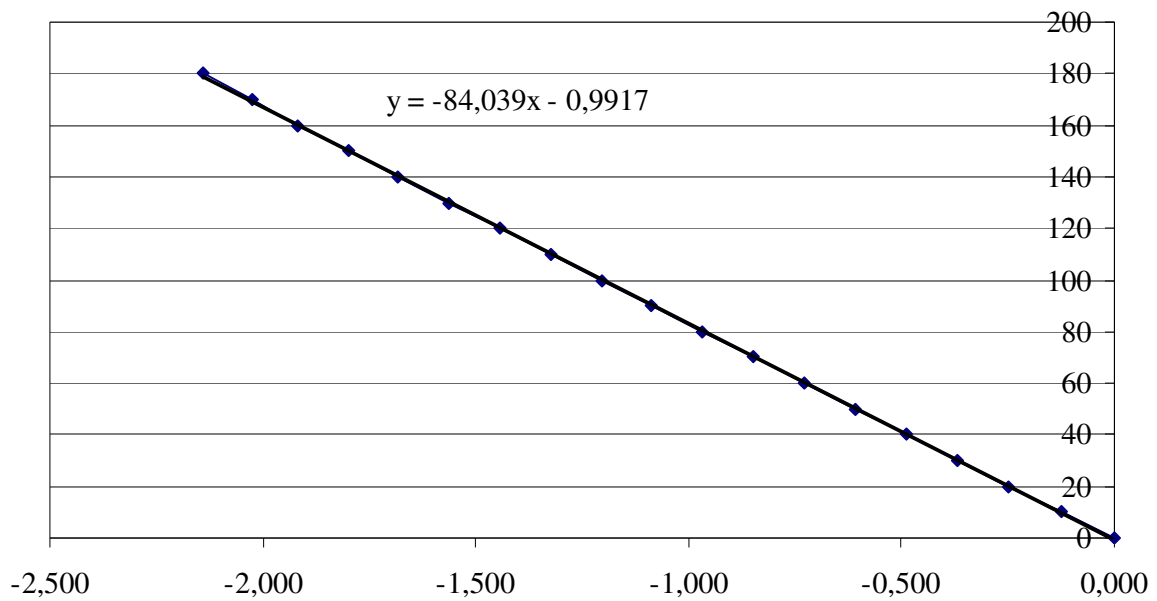


Figura B.9 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 07

Tabela B.8 Calibração da célula de carga Nº. 08

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000
10	-0,1248	-0,1255	-0,1294	-0,1266
20	-0,2455	-0,2509	-0,2564	-0,2510
30	-0,3694	-0,3775	-0,3821	-0,3763
40	-0,4931	-0,5015	-0,5054	-0,5000
50	-0,6174	-0,6233	-0,6240	-0,6216
60	-0,7428	-0,7430	-0,7402	-0,7420
70	-0,8663	-0,8611	-0,8550	-0,8608
80	-0,9882	-0,9762	-0,9696	-0,9780
90	-1,1080	-1,0904	-1,0836	-1,0940
100	-1,2286	-1,2065	-1,1974	-1,2108
110	-1,3481	-1,3222	-1,3109	-1,3270
120	-1,4734	-1,4407	-1,4266	-1,4469
130	-1,6106	-1,5577	-1,5454	-1,5712
140	-1,7570	-1,6747	-1,6654	-1,6990
150	-1,9217	-1,7645	-1,7426	-1,8096
160	-1,9975	-1,8834	-1,8603	-1,9137

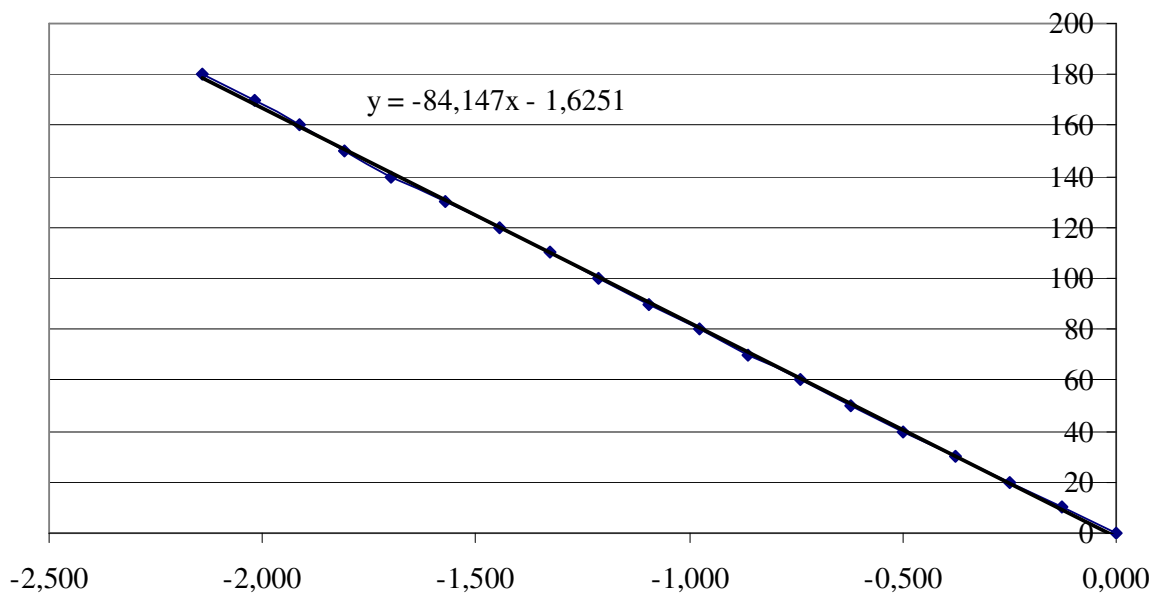


Figura B.10 Gráfico de calibração da célula de carga Nº. 08

Tabela B.9 Calibração da célula de carga N°. 09

Carga (kN)	Leitura 1 (mV/V)	Leitura 2 (mV/V)	Leitura 3 (mV/V)	Média (mV/V)
0	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000
10	-0,0908	-0,1018	-0,1022	-0,0983
20	-0,1895	-0,2047	-0,2020	-0,1987
30	-0,2906	-0,3084	-0,3078	-0,3023
40	-0,3962	-0,4138	-0,4148	-0,4083
50	-0,5047	-0,5246	-0,5232	-0,5175
60	-0,6139	-0,6334	-0,6319	-0,6264
70	-0,7238	-0,7428	-0,7420	-0,7362
80	-0,8342	-0,8521	-0,8512	-0,8458
90	-0,9487	-0,9590	-0,9617	-0,9565
100	-1,0606	-1,0709	-1,0709	-1,0674
110	-1,1788	-1,1820	-1,1848	-1,1818
120	-1,2972	-1,2920	-1,2943	-1,2945
130	-1,4166	-1,4063	-1,4088	-1,4106
140	-1,5354	-1,5292	-1,5284	-1,5310
150	-1,6464	-1,6407	-1,6412	-1,6428
160	-1,7388	-1,7419	-1,7409	-1,7405

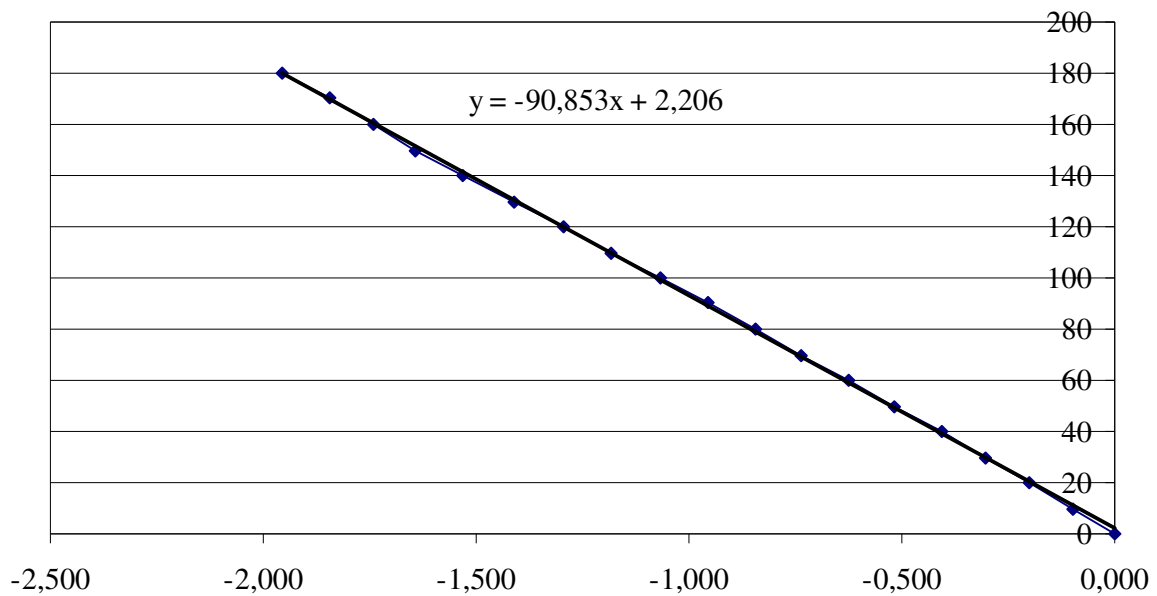


Figura B.11 Gráfico de calibração da célula de carga N°. 09

C- RESULTADOS DOS ENSAIOS DOS MATERIAIS (CONCRETO E ARMADURA PASSIVA)

C.1- RESULTADOS DOS ENSAIOS DO CONCRETO

Os ensaios de compressão, tração e módulo de elasticidade do concreto foram feitos em amostras formadas por 9 corpos-de-prova cilíndricos, com diâmetro de 150 mm e 300 mm de comprimento, ensaiados para cada duas lajes, sendo três para compressão axial, três para o ensaio de tração por compressão diametral e os outros três para a obtenção do módulo de elasticidade secante do concreto. Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília.

Como os ensaios dos corpos-de-prova eram válidos para duas lajes ensaiadas, a data de rompimento era, aproximadamente, em um dia na metade do prazo entre o ensaio da primeira e da segunda laje. Este prazo era de aproximadamente uma semana.

As tabelas C.1 e C.2 apresentam os traços fornecidos por usinas para concreto de 40 MPa empregados nas duas concretagens.

Tabela C.1 Traço de concreto para a primeira concretagem (L1 a L7)

Dosagem para 1 m ³ de concreto ($f_{ck} = 40$ MPa)	
Cimento (CP-II F32)	458 kg
Areia Natural	0,494 m ³
Areia Artificial	0,216 m ³
Brita de calcário 0	0,584 m ³
Aditivo (MBT 390 RB)	2,75 litros
Água	195 litros
Relação A/C	0,43
Peso específico (concreto fresco)	2428 kg/m ³
<i>slump</i>	16 ± 2 cm
Traço em peso	1: 1,9: 2,0

Tabela C.2 Traço de concreto para a segunda concretagem (L8 a L15)

Dosagem para 1 m ³ de concreto ($f_{ck} = 40$ MPa)	
Cimento (CP-II F32)	515 kg
Areia Natural	347 kg
Areia Artificial	347 kg
Brita de calcário 0	961 kg
Aditivo (MBT 390 RB)	0,6 litros
Água	196 litros
Relação A/C	0,38
<i>slump</i>	14 ± 2 cm
Traço em peso	1: 1,35: 1,9

Nas tabelas a seguir são apresentados os resultados de ensaios de compressão e tração com as datas de rompimento e a idade do concreto. Os corpos-de-prova C1 a C3 eram destinados ao ensaio de compressão, T1 a T3 para o de tração e E1 a E3 primeiramente para o ensaio de modulo de elasticidade sendo que após este, o corpo de prova era rompido, entrando estes resultados no cálculo da média da resistência à compressão.

A resistência do concreto à compressão foi determinada pela expressão (C.1) e a resistência a tração é obtida do ensaio por compressão diametral, pela expressão (C.2).

$$f_{cj} = \frac{F}{A_c} \quad (C.1)$$

onde:

F é a carga de ruptura do corpo-de-prova;

A_c é a área da seção transversal do corpo-de-prova.

$$f_{ctj} = \frac{0,55F}{d \cdot h} \quad (C.2)$$

F é a carga de ruptura do corpo-de-prova;

d e h são o diâmetro e altura do corpo-de-prova.

Tabela C.3 Resultados do ensaio de compressão e tração da laje L2

CP	Data de Moldagem	Data de Rompimento	Idade (dias)	Peso (kg)	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Carga (kgf)	Tensão (Mpa)	Média (Mpa)
C1	19/08/04	15/10/04	56	12,135	15,0	33,0	176,7	59.000	33,4	38,9
C2	19/08/04	15/10/04	56	12,112	15,1	30,0	179,1	73.000	40,8	
C3	19/08/04	15/10/04	56	12,052	15,0	32,0	176,7	75.000	42,4	
T1	19/08/04	15/10/04	56	12,235	15,0	30,0	176,7	30.500	3,7	3,1
T2	19/08/04	15/10/04	56	12,135	15,1	30,0	179,1	24.000	2,9	
T3	19/08/04	15/10/04	56	12,105	15,1	29,0	179,1	21.250	2,7	
E1	19/08/04	18/10/04	59	12,225	15,0	32,0	176,7	80.000	45,3	48,9
E2	19/08/04	18/10/04	59	12,182	15,1	30,0	179,1	93.000	51,9	
E3	19/08/04	18/10/04	59	12,222	15,1	31,0	179,1	88.500	49,4	

Tabela C.4 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L3 e L4

CP	Data de Moldagem	Data de Rompimento	Idade (dias)	Peso (kg)	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Carga (kgf)	Tensão (Mpa)	Média (Mpa)
C1	19/08/04	29/10/04	70	12,214	15,1	29,9	179,1	77.500	43,3	42,5
C2	19/08/04	29/10/04	70	12,167	15,1	30,0	179,1	77.500	43,3	
C3	19/08/04	29/10/04	70	12,107	15,0	30,0	176,7	72.500	41,0	
T1	19/08/04	29/10/04	70	12,039	15,1	29,9	179,1	25.000	3,0	3,2
T2	19/08/04	29/10/04	70	12,191	15,1	30,0	179,1	24.000	2,9	
T3	19/08/04	29/10/04	70	12,202	15,1	30,0	179,1	29.000	3,5	
E1	19/08/04	29/10/04	70	12,047	14,9	29,9	174,4	83.000	47,6	47,6
E2	19/08/04	29/10/04	70	12,294	15,0	30,0	176,7	84.500	47,8	
E3	19/08/04	29/10/04	70	12,12	15,0	30,0	176,7	83.500	47,3	

Tabela C.5 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L5 e L6

CP	Data de Moldagem	Data de Rompimento	Idade (dias)	Peso (kg)	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Carga (kgf)	Tensão (Mpa)	Média (Mpa)
C1	19/08/04	17/11/04	88	12,165	15,1	30,1	179,1	78.000	43,6	46,4
C2	19/08/04	17/11/04	88	12,176	15,1	30,1	179,1	87.250	48,7	
C3	19/08/04	17/11/04	88	12,165	14,9	30,2	174,4	82.000	47,0	
T1	19/08/04	17/11/04	88	12,234	15,0	30,2	176,7	32.000	3,9	3,8
T2	19/08/04	17/11/04	88	12,222	15,1	30,2	179,1	32.000	3,9	
T3	19/08/04	17/11/04	88	12,253	15,1	30,1	179,1	30.500	3,7	
E1	19/08/04	17/11/04	88	12,222	15,0	30,1	176,7	91.000	51,5	50,6
E2	19/08/04	17/11/04	88	11,990	15,0	30,0	176,7	88.000	49,8	
E3	19/08/04	17/11/04	88	12,235	15,0	30,3	176,7	89.000	50,4	

Tabela C.6 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L7 e L1

CP	Data de Moldagem	Data de Rompimento	Idade (dias)	Peso (kg)	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Carga (kgf)	Tensão (Mpa)	Média (Mpa)
C1	19/08/04	26/11/04	97	12,102	15,0	30,0	176,7	82.000	46,4	46,4
C2	19/08/04	26/11/04	97	12,081	15,1	29,9	179,1	-	-	
C3	19/08/04	26/11/04	97	12,156	15,0	30,2	176,7	82.000	46,4	
T1	19/08/04	26/11/04	97	12,064	15,0	30,0	176,7	36.500	4,5	4,3
T2	19/08/04	26/11/04	97	12,162	14,9	30,3	174,4	38.250	4,7	
T3	19/08/04	26/11/04	97	12,210	15,1	30,1	179,1	30.576	3,7	
E1	19/08/04	26/11/04	97	12,100	15,0	29,9	176,7	83.000	47,0	47,0
E2	19/08/04	26/11/04	97	12,205	15,1	30,2	179,1	85.000	47,5	
E3	19/08/04	26/11/04	97	12,166	15,0	30,1	176,7	82.500	46,7	

Tabela C.7 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L8 e L9

CP	Data de Moldagem	Data de Rompimento	Idade (dias)	Peso (kg)	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Carga (kgf)	Tensão (Mpa)	Média (Mpa)
C1	13/05/05	21/06/05	39	12,325	15,0	30,0	176,7	88.500	50,1	49,4
C2	13/05/05	21/06/05	39	12,425	15,0	29,9	176,7	87.500	49,5	
C3	13/05/05	21/06/05	39	12,365	15,0	30,0	176,7	86.000	48,7	
T1	13/05/05	21/06/05	39	12,330	15,0	29,8	176,7	32.000	3,9	3,3
T2	13/05/05	21/06/05	39	12,392	15,0	30,0	176,7	32.500	4,0	
T3	13/05/05	21/06/05	39	12,245	15,0	29,8	176,7	16.500	2,0	
E1	13/05/05	21/06/05	39	12,336	15,0	30,0	176,7	84.500	47,8	50,2
E2	13/05/05	21/06/05	39	12,356	15,0	30,1	176,7	90.000	50,9	
E3	13/05/05	21/06/05	39	12,305	15,0	30,0	176,7	91.500	51,8	

Tabela C.8 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L10, L11 e L12

CP	Data de Moldagem	Data de Rompimento	Idade (dias)	Peso (kg)	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Carga (kgf)	Tensão (Mpa)	Média (Mpa)
C1	13/05/05	05/07/05	53	12,338	15,0	29,8	176,7	97.500	55,2	51,8
C2	13/05/05	05/07/05	53	12,430	15,0	30,0	176,7	85.000	48,1	
C3	13/05/05	05/07/05	53	12,132	15,0	29,8	176,7	92.000	52,1	
T1	13/05/05	05/07/05	53	12,342	14,9	30,0	174,4	21.000	2,6	2,8
T2	13/05/05	05/07/05	53	12,340	15,0	30,0	176,7	23.500	2,9	
T3	13/05/05	05/07/05	53	12,469	15,0	30,0	176,7	24.000	2,9	
E1	13/05/05	05/07/05	53	12,203	15,0	30,0	176,7	95.000	53,8	54,9
E2	13/05/05	05/07/05	53	12,386	15,0	30,0	176,7	97.500	55,2	
E3	13/05/05	05/07/05	53	12,387	15,0	30,0	176,7	98.500	55,7	

Tabela C.9 Resultados do ensaio de compressão e tração das lajes L13, L14 e L15

CP	Data de Moldagem	Data de Rompimento	Idade (dias)	Peso (kg)	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm ²)	Carga (kgf)	Tensão (Mpa)	Média (Mpa)
C1	13/05/05	26/07/06	434	12,069	15,1	29,5	179,1	91.500	51,1	53,9
C2	13/05/05	26/07/06	434	12,180	15,0	30,0	176,7	99.000	56,0	
C3	13/05/05	26/07/06	434	12,160	15,1	30,2	179,1	98.000	54,7	
T1	13/05/05	26/07/06	434	12,154	15,0	30,1	176,7	33.000	4,0	3,6
T2	13/05/05	26/07/06	434	12,151	15,0	29,9	176,7	23.500	2,9	
T3	13/05/05	26/07/06	434	12,029	15,0	30,0	176,7	32.000	3,9	
E1	13/05/05	26/07/06	434	12,262	15,0	30,2	176,7	100.000	56,6	56,7
E2	13/05/05	26/07/06	434	12,324	15,1	30,1	179,1	101.700	56,8	
E3	13/05/05	26/07/06	434	12,193	15,0	30,1	176,7	-	-	

Para o ensaio do módulo de elasticidade foi empregado um equipamento com base de medição de 145 mm e utilizou-se o plano de carga número três da norma NBR 8522/1984, segundo o qual deve-se aplicar um carregamento com incrementos de 10% da possível carga de ruptura (valor médio dos ensaios de corpo-de-prova de compressão), efetuando-se uma pausa de 60 segundos entre um carregamento e o outro, até atingir 80% da carga de ruptura estimada. O módulo secante é calculado para o 40% da carga de ruptura, segundo a expressão (C.3).

$$E_{\text{sec},n} = \frac{\sigma_n - \sigma_{\text{inf}}}{\epsilon_n - \epsilon_0} \quad (\text{C.3})$$

onde:

$E_{\text{sec},n}$ módulo de elasticidade secante correspondente à inclinação da reta unindo os pontos do diagrama tensão-deformação relativos às tensões $\sigma_{\text{inf}} = 0,5 \text{ MPa}$ e σ_n ;

σ_n tensão considerada para o cálculo do módulo secante;

ϵ_n deformação específica correspondente à tensão σ_n ;

n passos de carga desde 0,1, 0,2..... até 0,8 da carga de ruptura;

ϵ_0 deformação específica correspondente à leitura inicial.

Nas tabelas a seguir são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade de cada corpo-de-prova com os gráficos tensão-deformação até 80% da possível tensão de ruptura.

Tabela C.10 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 da laje L2

Passo	Fração	Carga (kg)	Leitura Inicial		L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
			0,0000	0,0000							
1	0,1	7.400	0,0008	0,0005	0,0203	0,0127	0,0001	0,0001	0,0001	4,2	32,4
2	0,2	14.800	0,0017	0,0013	0,0432	0,0330	0,0003	0,0002	0,0003	8,4	30,0
3	0,3	22.200	0,0027	0,0022	0,0686	0,0559	0,0005	0,0004	0,0004	12,6	28,1
4	0,4	29.600	0,0037	0,0033	0,0940	0,0838	0,0006	0,0006	0,0006	16,8	26,5
5	0,5	37.000	0,0047	0,0046	0,1194	0,1168	0,0008	0,0008	0,0008	20,9	25,1
6	0,6	44.400	0,0059	0,0061	0,1499	0,1549	0,0010	0,0011	0,0011	25,1	23,4
7	0,7	51.800	0,0073	0,0077	0,1854	0,1956	0,0013	0,0013	0,0013	29,3	21,9
8	0,8	59.200	0,0088	0,0094	0,2235	0,2388	0,0015	0,0016	0,0016	33,5	20,7
Ruptura	-	80.000	-	-	-	-	-	-	-	45,3	-

Tabela C.11 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 da laje L2

Passo	Fração	Carga (kg)	Leitura Inicial		L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
			0,0000	0,0000							
1	0,1	7.400	0,0004	0,0007	0,0102	0,0178	0,0001	0,0001	0,0001	4,1	37,7
2	0,2	14.800	0,0009	0,0017	0,0229	0,0432	0,0002	0,0003	0,0002	8,3	34,1
3	0,3	22.200	0,0018	0,0029	0,0457	0,0737	0,0003	0,0005	0,0004	12,4	28,9
4	0,4	29.600	0,0026	0,0045	0,0660	0,1143	0,0005	0,0008	0,0006	16,5	25,8
5	0,5	37.000	0,0034	0,0060	0,0864	0,1524	0,0006	0,0011	0,0008	20,7	24,5
6	0,6	44.400	0,0044	0,0077	0,1118	0,1956	0,0008	0,0013	0,0011	24,8	22,9
7	0,7	51.800	0,0055	0,0095	0,1397	0,2413	0,0010	0,0017	0,0013	28,9	21,6
8	0,8	59.200	0,0068	0,0115	0,1727	0,2921	0,0012	0,0020	0,0016	33,1	20,3
Ruptura	-	93.000	-	-	-	-	-	-	-	51,9	-

Tabela C.12 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 da laje L2

Passo	Leitura Inicial		0,0000	0,0000	L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
	Fração	Carga (kg)	L.E. (in)	L.D. (in)							
1	0,1	7.400	0,0006	0,0005	0,0152	0,0127	0,0001	0,0001	0,0001	4,1	37,7
2	0,2	14.800	0,0014	0,0014	0,0356	0,0356	0,0002	0,0002	0,0002	8,3	31,7
3	0,3	22.200	0,0023	0,0024	0,0584	0,0610	0,0004	0,0004	0,0004	12,4	28,9
4	0,4	29.600	0,0033	0,0037	0,0838	0,0940	0,0006	0,0006	0,0006	16,5	26,1
5	0,5	37.000	0,0043	0,0051	0,1092	0,1295	0,0008	0,0009	0,0008	20,7	24,5
6	0,6	44.400	0,0054	0,0067	0,1372	0,1702	0,0009	0,0012	0,0011	24,8	22,9
7	0,7	51.800	0,0067	0,0082	0,1702	0,2083	0,0012	0,0014	0,0013	28,9	21,8
8	0,8	59.200	0,0081	0,0101	0,2057	0,2565	0,0014	0,0018	0,0016	33,1	20,4
Ruptura	-	88.500	-	-	-	-	-	-	-	49,4	-

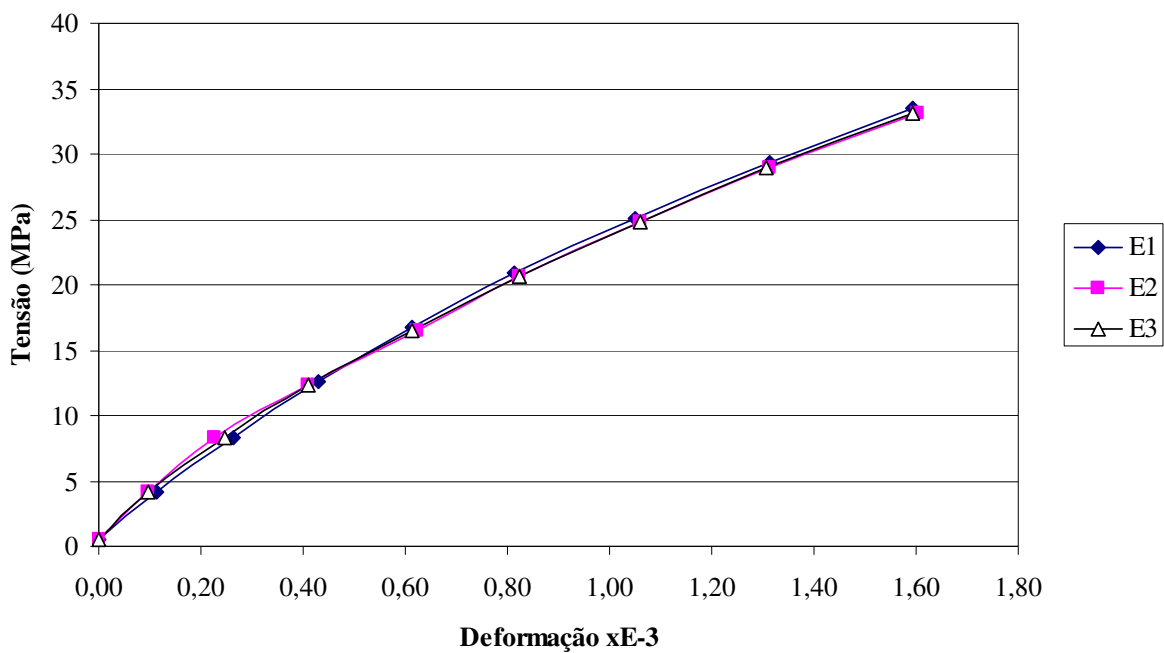


Figura C.1 Gráfico tensão-deformação para o concreto da laje L2

Tabela C.13 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes L3 e L4

Passo	Leitura Inicial		0,0520	0,0316	L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
	Fração	Carga (kg)	L.E. (in)	L.D. (in)							
1	0,1	7.583	0,0525	0,0324	0,0127	0,0203	0,0001	0,0001	0,0001	4,3	33,8
2	0,2	15.167	0,0532	0,0334	0,0305	0,0457	0,0002	0,0003	0,0003	8,7	31,2
3	0,3	22.750	0,0542	0,0344	0,0559	0,0711	0,0004	0,0005	0,0004	13,0	28,7
4	0,4	30.333	0,0553	0,0355	0,0838	0,0991	0,0006	0,0007	0,0006	17,4	26,8
5	0,5	37.917	0,0564	0,0365	0,1118	0,1245	0,0008	0,0009	0,0008	21,7	26,1
6	0,6	45.500	0,0578	0,0379	0,1473	0,1600	0,0010	0,0011	0,0011	26,1	24,2
7	0,7	53.083	0,0590	0,0393	0,1778	0,1956	0,0012	0,0013	0,0013	30,4	23,3
8	0,8	60.666	0,0608	0,0411	0,2235	0,2413	0,0015	0,0017	0,0016	34,8	21,4
Ruptura	-	83.000	-	-	-	-	-	-	-	47,6	-

Tabela C.14 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes L3 e L4

Passo	Fração	Carga (kg)	Leitura Inicial		L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
			L.E. (in)	L.D. (in)							
1	0,1	7.583	0,0004	0,0007	0,0102	0,0178	0,0001	0,0001	0,0001	4,3	39,4
2	0,2	15.167	0,0009	0,0017	0,0229	0,0432	0,0002	0,0003	0,0002	8,6	35,5
3	0,3	22.750	0,0018	0,0029	0,0457	0,0737	0,0003	0,0005	0,0004	12,9	30,1
4	0,4	30.333	0,0026	0,0045	0,0660	0,1143	0,0005	0,0008	0,0006	17,2	26,8
5	0,5	37.917	0,0034	0,0060	0,0864	0,1524	0,0006	0,0011	0,0008	21,5	25,5
6	0,6	45.500	0,0044	0,0077	0,1118	0,1956	0,0008	0,0013	0,0011	25,7	23,8
7	0,7	53.083	0,0055	0,0095	0,1397	0,2413	0,0010	0,0017	0,0013	30,0	22,5
8	0,8	60.666	0,0068	0,0115	0,1727	0,2921	0,0012	0,0020	0,0016	34,3	21,1
Ruptura	-	84.500	-	-	-	-	-	-	-	47,8	-

Tabela C.15 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 das lajes L3 e L4

Passo	Fração	Carga (kg)	Leitura Inicial		L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
			L.E. (in)	L.D. (in)							
1	0,1	7.583	0,0839	0,0069	0,0076	0,0203	0,0001	0,0001	0,0001	4,3	39,4
2	0,2	15.167	0,0842	0,0081	0,0152	0,0508	0,0001	0,0004	0,0002	8,6	35,5
3	0,3	22.750	0,0849	0,0092	0,0330	0,0787	0,0002	0,0005	0,0004	12,9	32,1
4	0,4	30.333	0,0855	0,0105	0,0483	0,1118	0,0003	0,0008	0,0006	17,2	30,2
5	0,5	37.917	0,0862	0,0122	0,0660	0,1549	0,0005	0,0011	0,0008	21,5	27,5
6	0,6	45.500	0,0871	0,0142	0,0889	0,2057	0,0006	0,0014	0,0010	25,7	24,9
7	0,7	53.083	0,0882	0,0163	0,1168	0,2591	0,0008	0,0018	0,0013	30,0	22,8
8	0,8	60.666	0,0893	0,0185	0,1448	0,3150	0,0010	0,0022	0,0016	34,3	21,3
Ruptura	-	83.500	-	-	-	-	-	-	-	47,3	-

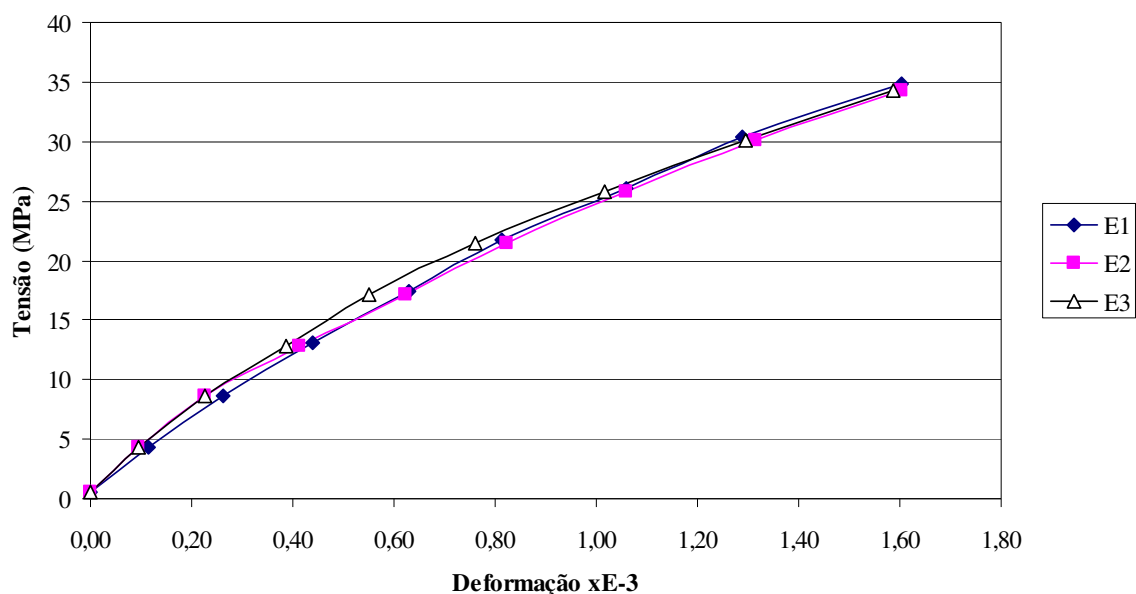


Figura C.2 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L3 e L4

Tabela C.16 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes
L5 e L6

Leitura Inicial			0,0000	0,000							
Passo	Fração	Carga (kg)	L.E. (in)	L.D. (in)	L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
1	0,1	8.240	0,0008	0,0050	0,0203	0,1270	0,0001	0,0009	0,0005	4,7	8,2
2	0,2	16.480	0,0020	0,0013	0,0508	0,0330	0,0004	0,0002	0,0003	9,3	30,5
3	0,3	24.720	0,0034	0,0020	0,0864	0,0508	0,0006	0,0004	0,0005	14,0	28,5
4	0,4	32.960	0,0048	0,0030	0,1219	0,0762	0,0008	0,0005	0,0007	18,7	26,6
5	0,5	41.200	0,0063	0,0042	0,1600	0,1067	0,0011	0,0007	0,0009	23,3	24,8
6	0,6	49.440	0,0081	0,0055	0,2057	0,1397	0,0014	0,0010	0,0012	28,0	23,1
7	0,7	57.680	0,0101	0,0067	0,2565	0,1702	0,0018	0,0012	0,0015	32,6	21,8
8	0,8	65.920	0,0132	0,0085	0,3353	0,2159	0,0023	0,0015	0,0019	37,3	19,4
Ruptura	-	91.000	-	-	-	-	-	-	-	51,5	-

Tabela C.17 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes
L5 e L6

Leitura Inicial			0,0000	0,0000							
Passo	Fração	Carga (kg)	L.E. (in)	L.D. (in)	L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
1	0,1	8.240	0,0007	0,0006	0,0178	0,0152	0,0001	0,0001	0,0001	4,7	36,6
2	0,2	16.480	0,0015	0,0016	0,0381	0,0406	0,0003	0,0003	0,0003	9,3	32,5
3	0,3	24.720	0,0026	0,0029	0,0660	0,0737	0,0005	0,0005	0,0005	14,0	28,0
4	0,4	32.960	0,0038	0,0040	0,0965	0,1016	0,0007	0,0007	0,0007	18,7	26,6
5	0,5	41.200	0,0051	0,0054	0,1295	0,1372	0,0009	0,0009	0,0009	23,3	24,8
6	0,6	49.440	0,0066	0,0067	0,1676	0,1702	0,0012	0,0012	0,0012	28,0	23,6
7	0,7	57.680	0,0082	0,0080	0,2083	0,2032	0,0014	0,0014	0,0014	32,6	22,7
8	0,8	65.920	0,0105	0,0096	0,2667	0,2438	0,0018	0,0017	0,0018	37,3	20,9
Ruptura	-	88.000	-	-	-	-	-	-	-	49,8	-

Tabela C.18 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 das lajes
L5 e L6

Leitura Inicial			0,0000	0,0000							
Passo	Fração	Carga (kg)	L.E. (in)	L.D. (in)	L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
1	0,1	8.240	0,0005	0,0007	0,0127	0,0178	0,0001	0,0001	0,0001	4,7	39,6
2	0,2	16.480	0,0015	0,0016	0,0381	0,0406	0,0003	0,0003	0,0003	9,3	32,5
3	0,3	24.720	0,0027	0,0027	0,0686	0,0686	0,0005	0,0005	0,0005	14,0	28,5
4	0,4	32.960	0,0044	0,0040	0,1118	0,1016	0,0008	0,0007	0,0007	18,7	24,7
5	0,5	41.200	0,0055	0,0050	0,1397	0,1270	0,0010	0,0009	0,0009	23,3	24,8
6	0,6	49.440	0,0069	0,0062	0,1753	0,1575	0,0012	0,0011	0,0011	28,0	23,9
7	0,7	57.680	0,0087	0,0078	0,2210	0,1981	0,0015	0,0014	0,0014	32,6	22,2
8	0,8	65.920	0,0106	0,0094	0,2692	0,2388	0,0019	0,0016	0,0018	37,3	21,0
Ruptura	-	91.000	-	-	-	-	-	-	-	51,5	-

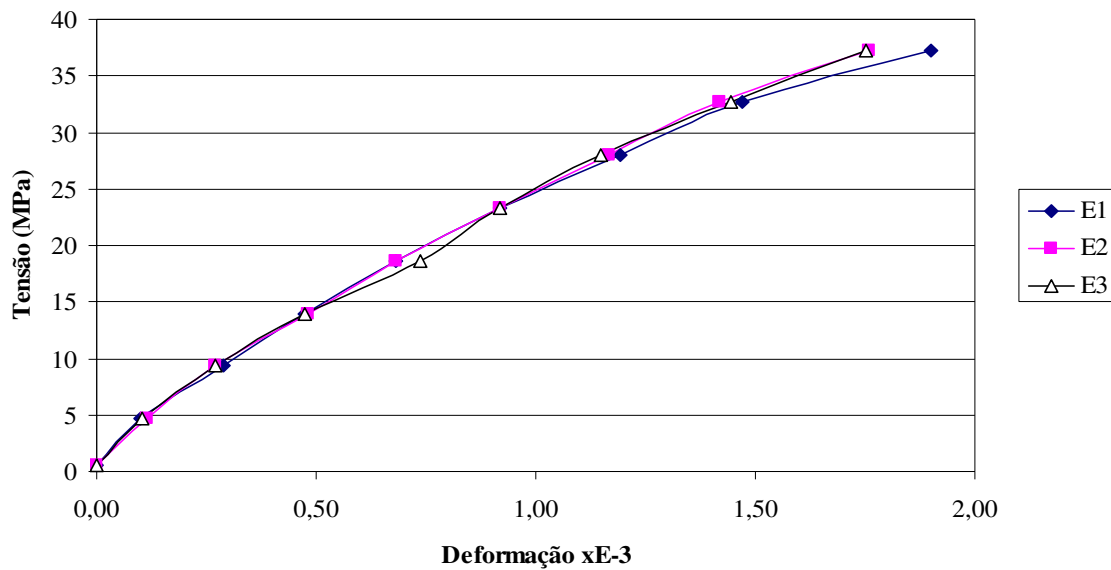


Figura C.3 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L5 e L6

Tabela C.19 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes L7 e L1

Passo	Fração	Carga (kg)	Leitura Inicial		L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
			0,0000	0,000							
1	0,1	8.200	0,0005	0,0006	0,0127	0,0152	0,0001	0,0001	0,0001	4,6	43,0
2	0,2	16.400	0,0013	0,0016	0,0330	0,0406	0,0002	0,0003	0,0003	9,3	34,6
3	0,3	24.600	0,0022	0,0031	0,0559	0,0787	0,0004	0,0005	0,0005	13,9	28,9
4	0,4	32.800	0,0031	0,0045	0,0787	0,1143	0,0005	0,0008	0,0007	18,6	27,1
5	0,5	41.000	0,0044	0,0060	0,1118	0,1524	0,0008	0,0011	0,0009	23,2	24,9
6	0,6	49.200	0,0056	0,0076	0,1422	0,1930	0,0010	0,0013	0,0012	27,8	23,6
7	0,7	57.400	0,0070	0,0095	0,1778	0,2413	0,0012	0,0017	0,0014	32,5	22,1
8	0,8	65.600	0,0087	0,0113	0,2210	0,2870	0,0015	0,0020	0,0018	37,1	20,9
Ruptura	-	83.000	-	-	-	-	-	-	-	47,0	-

Tabela C.20 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes L7 e L1

Passo	Fração	Carga (kg)	Leitura Inicial		L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
			0,0000	0,0000							
1	0,1	8.200	0,0007	0,0006	0,0178	0,0152	0,0001	0,0001	0,0001	4,6	35,8
2	0,2	16.400	0,0017	0,0014	0,0432	0,0356	0,0003	0,0002	0,0003	9,2	31,9
3	0,3	24.600	0,0028	0,0023	0,0711	0,0584	0,0005	0,0004	0,0004	13,7	29,6
4	0,4	32.800	0,0040	0,0033	0,1016	0,0838	0,0007	0,0006	0,0006	18,3	27,9
5	0,5	41.000	0,0053	0,0044	0,1346	0,1118	0,0009	0,0008	0,0008	22,9	26,4
6	0,6	49.200	0,0067	0,0058	0,1702	0,1473	0,0012	0,0010	0,0011	27,5	24,6
7	0,7	57.400	0,0083	0,0076	0,2108	0,1930	0,0015	0,0013	0,0014	32,1	22,7
8	0,8	65.600	0,0103	0,0095	0,2616	0,2413	0,0018	0,0017	0,0017	36,6	20,8
Ruptura	-	85.000	-	-	-	-	-	-	-	47,5	-

Tabela C.21 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 das lajes L7 e L1

Passo	Fração	Carga (kg)	Leitura Inicial		L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{cs} (GPa)
			0,0000	0,0000							
1	0,1	8.200	0,0005	0,0007	0,0127	0,0178	0,0001	0,0001	0,0001	4,6	39,4
2	0,2	16.400	0,0012	0,0017	0,0305	0,0432	0,0002	0,0003	0,0003	9,3	34,6
3	0,3	24.600	0,0020	0,0028	0,0508	0,0711	0,0004	0,0005	0,0004	13,9	31,9
4	0,4	32.800	0,0031	0,0040	0,0787	0,1016	0,0005	0,0007	0,0006	18,6	29,0
5	0,5	41.000	0,0045	0,0053	0,1143	0,1346	0,0008	0,0009	0,0009	23,2	26,4
6	0,6	49.200	0,0057	0,0066	0,1448	0,1676	0,0010	0,0012	0,0011	27,8	25,4
7	0,7	57.400	0,0070	0,0082	0,1778	0,2083	0,0012	0,0014	0,0013	32,5	24,0
8	0,8	65.600	0,0085	0,0099	0,2159	0,2515	0,0015	0,0017	0,0016	37,1	22,7
Ruptura	-	82.500	-	-	-	-	-	-	-	46,7	-

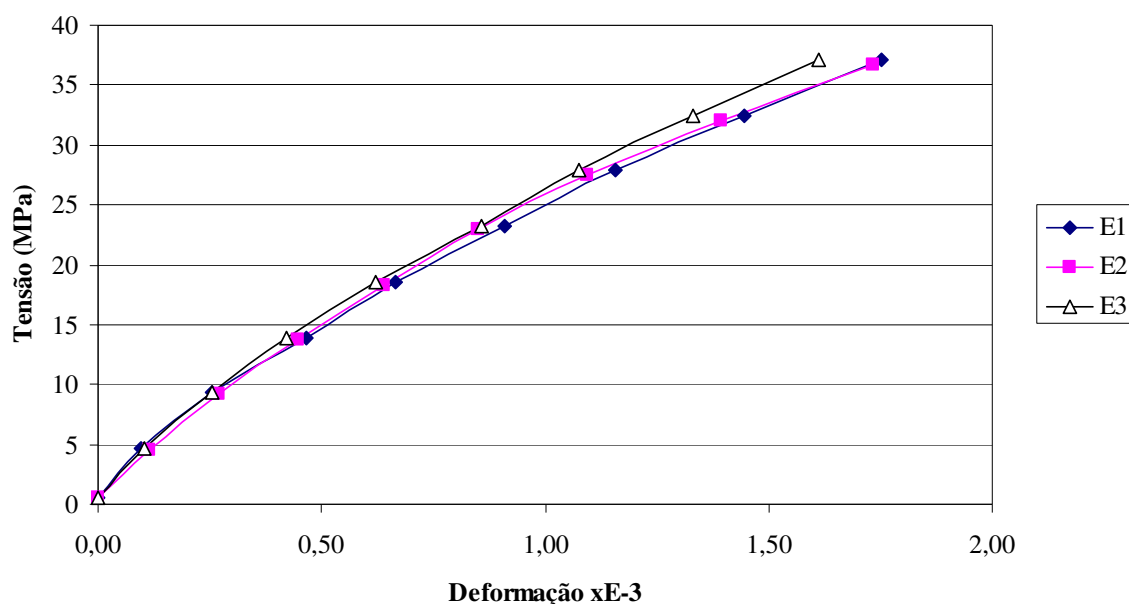


Figura C.4 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L7 e L1

Tabela C.22 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes L8 e L9

Passo	Fração	Carga (kg)	Leitura Inicial		L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{cs} (GPa)
			0,0000	0,000							
1	0,1	8.733	0,0007	0,0007	0,0178	0,0178	0,0001	0,0001	0,0001	4,9	36,2
2	0,2	17.467	0,0017	0,0019	0,0419	0,0470	0,0003	0,0003	0,0003	9,9	30,6
3	0,3	26.200	0,0026	0,0034	0,0660	0,0864	0,0005	0,0006	0,0005	14,8	27,3
4	0,4	34.933	0,0036	0,0050	0,0902	0,1270	0,0006	0,0009	0,0007	19,8	25,7
5	0,5	43.667	0,0045	0,0066	0,1143	0,1676	0,0008	0,0012	0,0010	24,7	24,9
6	0,6	52.400	0,0056	0,0083	0,1410	0,2108	0,0010	0,0015	0,0012	29,7	24,0
7	0,7	61.133	0,0078	0,0101	0,1981	0,2565	0,0014	0,0018	0,0016	34,6	21,7
8	0,8	69.867	0,0085	0,0121	0,2159	0,3073	0,0015	0,0021	0,0018	39,5	21,6
Ruptura	-	84.500	-	-	-	-	-	-	-	47,8	-

Tabela C.23 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes L8 e L9

Passo	Leitura Inicial		0,0000	0,0000	L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
	Fração	Carga (kg)	L.E. (in)	L.D. (in)							
1	0,1	8.733	0,0006	0,0009	0,0152	0,0216	0,0001	0,0001	0,0001	4,9	35,0
2	0,2	17.467	0,0019	0,0014	0,0483	0,0343	0,0003	0,0002	0,0003	9,9	33,0
3	0,3	26.200	0,0030	0,0021	0,0762	0,0533	0,0005	0,0004	0,0004	14,8	32,1
4	0,4	34.933	0,0046	0,0029	0,1168	0,0737	0,0008	0,0005	0,0007	19,8	29,3
5	0,5	43.667	0,0062	0,0039	0,1562	0,0991	0,0011	0,0007	0,0009	24,7	27,5
6	0,6	52.400	0,0079	0,0047	0,2007	0,1194	0,0014	0,0008	0,0011	29,7	26,4
7	0,7	61.133	0,0097	0,0058	0,2464	0,1461	0,0017	0,0010	0,0014	34,6	25,2
8	0,8	69.867	0,0120	0,0070	0,3048	0,1778	0,0021	0,0012	0,0017	39,5	23,5
Ruptura	-	90.000	-	-	-	-	-	-	-	50,9	-

Tabela C.24 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 das lajes L8 e L9

Passo	Leitura Inicial		0,0000	0,0000	L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
	Fração	Carga (kg)	L.E. (in)	L.D. (in)							
1	0,1	8.733	0,0004	0,0006	0,0102	0,0152	0,0001	0,0001	0,0001	4,9	50,7
2	0,2	17.467	0,0013	0,0018	0,0330	0,0457	0,0002	0,0003	0,0003	9,9	34,6
3	0,3	26.200	0,0022	0,0029	0,0559	0,0737	0,0004	0,0005	0,0004	14,8	32,1
4	0,4	34.933	0,0033	0,0040	0,0826	0,1016	0,0006	0,0007	0,0006	19,8	30,3
5	0,5	43.667	0,0043	0,0052	0,1092	0,1308	0,0008	0,0009	0,0008	24,7	29,3
6	0,6	52.400	0,0054	0,0064	0,1372	0,1626	0,0009	0,0011	0,0010	29,7	28,2
7	0,7	61.133	0,0067	0,0076	0,1689	0,1930	0,0012	0,0013	0,0012	34,6	27,3
8	0,8	69.867	0,0084	0,0090	0,2121	0,2273	0,0015	0,0016	0,0015	39,5	25,8
Ruptura	-	91.500	-	-	-	-	-	-	-	51,8	-

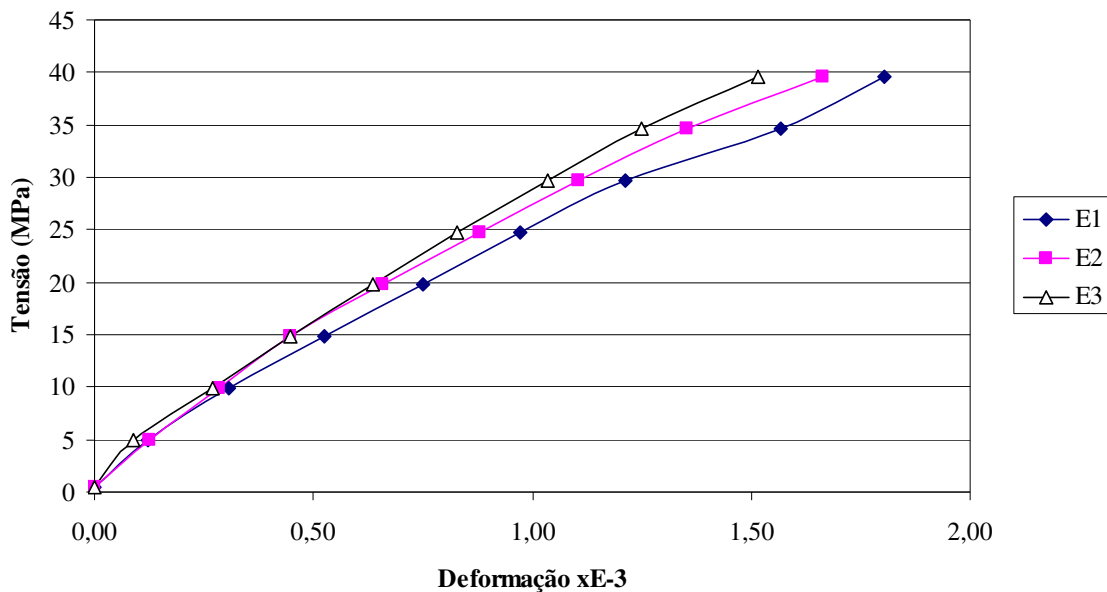


Figura C.5 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L8 e L9

Tabela C.25 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes
L10, L11 e L12

Leitura Inicial			0,0000	0,000							
Passo	Fração	Carga (kg)	L.E. (in)	L.D. (in)	L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
1	0,1	9.150	0,0007	0,0009	0,0165	0,0229	0,0001	0,0002	0,0001	5,2	34,5
2	0,2	18.300	0,0016	0,0020	0,0394	0,0508	0,0003	0,0004	0,0003	10,4	31,7
3	0,3	27.450	0,0027	0,0032	0,0673	0,0813	0,0005	0,0006	0,0005	15,5	29,3
4	0,4	36.600	0,0038	0,0044	0,0965	0,1118	0,0007	0,0008	0,0007	20,7	28,1
5	0,5	45.750	0,0050	0,0057	0,1270	0,1448	0,0009	0,0010	0,0009	25,9	27,1
6	0,6	54.900	0,0063	0,0071	0,1600	0,1803	0,0011	0,0012	0,0012	31,1	26,0
7	0,7	64.050	0,0076	0,0086	0,1930	0,2184	0,0013	0,0015	0,0014	36,2	25,2
8	0,8	73.200	0,0093	0,0105	0,2362	0,2667	0,0016	0,0018	0,0017	41,4	23,6
Ruptura	-	95.000	-	-	-	-	-	-	-	53,8	-

Tabela C.26 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes
L10, L11 e L12

Leitura Inicial			0,0000	0,0000							
Passo	Fração	Carga (kg)	L.E. (in)	L.D. (in)	L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
1	0,1	9.150	0,0007	0,0008	0,0165	0,0191	0,0001	0,0001	0,0001	5,2	38,2
2	0,2	18.300	0,0016	0,0017	0,0394	0,0432	0,0003	0,0003	0,0003	10,4	34,6
3	0,3	27.450	0,0026	0,0028	0,0660	0,0711	0,0005	0,0005	0,0005	15,5	31,8
4	0,4	36.600	0,0036	0,0040	0,0914	0,1016	0,0006	0,0007	0,0007	20,7	30,4
5	0,5	45.750	0,0050	0,0052	0,1270	0,1321	0,0009	0,0009	0,0009	25,9	28,4
6	0,6	54.900	0,0064	0,0064	0,1626	0,1626	0,0011	0,0011	0,0011	31,1	27,3
7	0,7	64.050	0,0078	0,0079	0,1981	0,2007	0,0014	0,0014	0,0014	36,2	26,0
8	0,8	73.200	0,0095	0,0094	0,2413	0,2388	0,0017	0,0016	0,0017	41,4	24,7
Ruptura	-	97.500	-	-	-	-	-	-	-	55,2	-

Tabela C.27 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E3 das lajes
L10, L11 e L12

Leitura Inicial			0,0000	0,0000							
Passo	Fração	Carga (kg)	L.E. (in)	L.D. (in)	L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
1	0,1	9.150	0,0010	0,0008	0,0254	0,0203	0,0002	0,0001	0,0002	5,2	29,7
2	0,2	18.300	0,0022	0,0017	0,0559	0,0432	0,0004	0,0003	0,0003	10,4	28,9
3	0,3	27.450	0,0035	0,0027	0,0889	0,0686	0,0006	0,0005	0,0005	15,5	27,7
4	0,4	36.600	0,0048	0,0036	0,1219	0,0914	0,0008	0,0006	0,0007	20,7	27,5
5	0,5	45.750	0,0062	0,0046	0,1575	0,1168	0,0011	0,0008	0,0009	25,9	26,8
6	0,6	54.900	0,0076	0,0057	0,1930	0,1448	0,0013	0,0010	0,0012	31,1	26,2
7	0,7	64.050	0,0091	0,0069	0,2311	0,1753	0,0016	0,0012	0,0014	36,2	25,5
8	0,8	73.200	0,0108	0,0082	0,2743	0,2083	0,0019	0,0014	0,0017	41,4	24,6
Ruptura	-	98.500	-	-	-	-	-	-	-	55,7	-

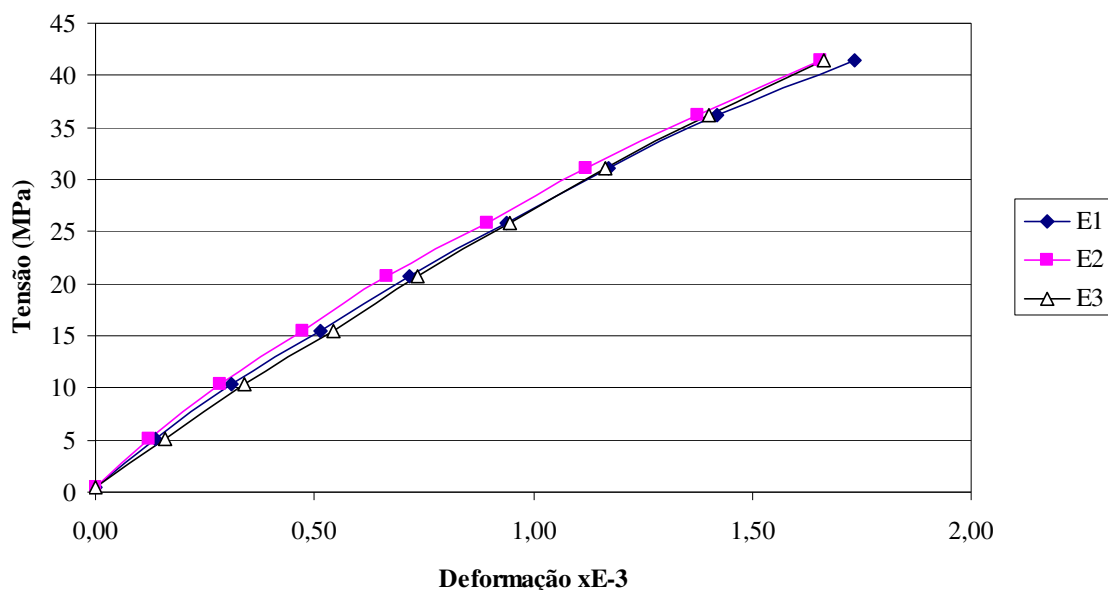


Figura C.6 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L10, L11 e L12

Tabela C.28 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E1 das lajes L13, L14 e L15

Passo	Fração	Carga (kg)	Leitura Inicial		L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
			0,0401	0,022							
1	0,1	9.617	0,0407	0,0228	0,0152	0,0203	0,0001	0,0001	0,0001	5,4	40,3
2	0,2	19.233	0,0415	0,0242	0,0356	0,0559	0,0002	0,0004	0,0003	10,9	32,9
3	0,3	28.850	0,0423	0,0258	0,0559	0,0965	0,0004	0,0007	0,0005	16,3	30,1
4	0,4	38.467	0,0432	0,0274	0,0787	0,1372	0,0005	0,0009	0,0007	21,8	28,6
5	0,5	48.083	0,0438	0,0293	0,0940	0,1854	0,0006	0,0013	0,0010	27,2	27,7
6	0,6	57.700	0,0445	0,0311	0,1118	0,2311	0,0008	0,0016	0,0012	32,7	27,2
7	0,7	67.317	0,0453	0,0334	0,1321	0,2896	0,0009	0,0020	0,0015	38,1	25,9
8	0,8	76.933	0,0461	0,0351	0,1524	0,3327	0,0011	0,0023	0,0017	43,5	25,7
Ruptura	-	100.000	-	-	-	-	-	-	-	56,6	-

Tabela C.29 Resultado do ensaio de módulo de elasticidade do corpo-de-prova E2 das lajes L13, L14 e L15

Passo	Fração	Carga (kg)	Leitura Inicial		L.E. (mm)	L.D. (mm)	L.E. / L	L.D. / L	ϵ média	σ (MPa)	E_{CS} (GPa)
			0,0000	0,0000							
1	0,1	9.617	0,0007	0,0006	0,0178	0,0152	0,0001	0,0001	0,0001	5,4	41,9
2	0,2	19.233	0,0017	0,0016	0,0432	0,0406	0,0003	0,0003	0,0003	10,7	37,1
3	0,3	28.850	0,0028	0,0027	0,0711	0,0686	0,0005	0,0005	0,0005	16,1	33,5
4	0,4	38.467	0,0040	0,0040	0,1016	0,1016	0,0007	0,0007	0,0007	21,5	30,6
5	0,5	48.083	0,0053	0,0055	0,1346	0,1397	0,0009	0,0010	0,0009	26,9	28,0
6	0,6	57.700	0,0067	0,0071	0,1702	0,1803	0,0012	0,0012	0,0012	32,2	25,5
7	0,7	67.317	0,0083	0,0094	0,2108	0,2388	0,0015	0,0016	0,0016	37,6	23,2
8	0,8	76.933	0,0103	0,0123	0,2616	0,3124	0,0018	0,0022	0,0020	43,0	20,9
Ruptura	-	101.700	-	-	-	-	-	-	-	56,8	-

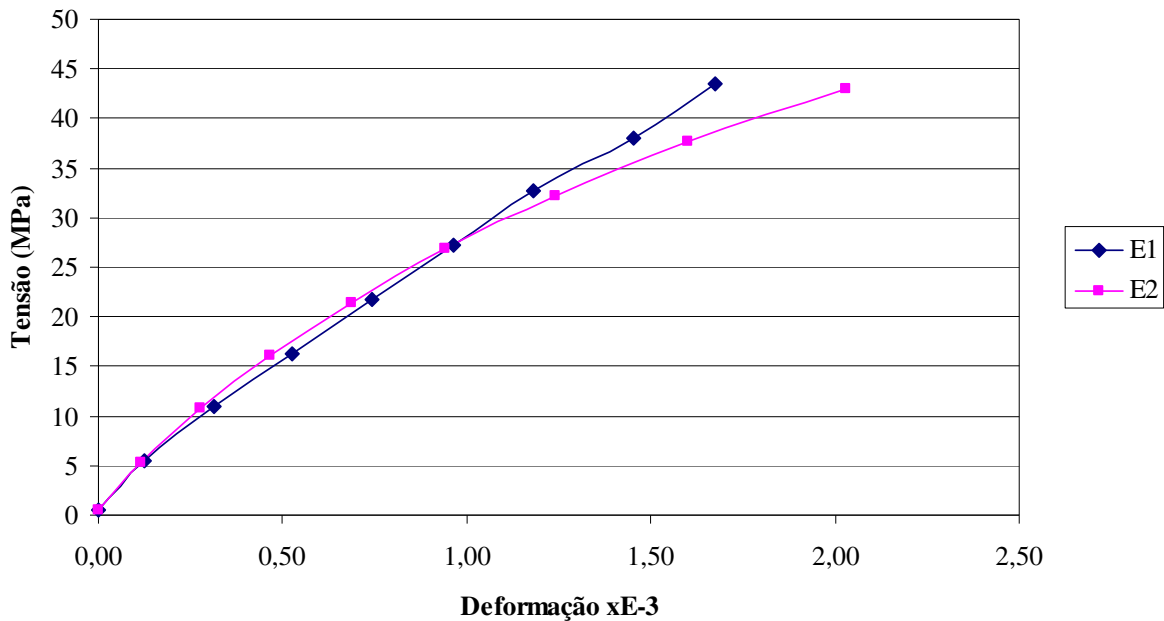


Figura C.7 Gráfico tensão-deformação para o concreto das lajes L13, L14 e L15

C.2- RESULTADOS DOS ENSAIOS DAS ARMADURAS PASSIVAS

Os ensaios de tração das barras de armadura passiva foram feitos para 3 corpos-de-prova por bitola no Laboratório de Materiais do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília.

O aço com diâmetro nominal de 6,3 mm usado na armadura da malha inferior das lajes não apresentou patamar de escoamento. Para este caso, a tensão de escoamento foi obtida pela interseção do trecho curvo com uma reta paralela ao trecho linear do gráfico, traçada a partir da deformação específica residual de 0,2%, especificada pela NBR 7480 (1996).

As tabelas e figuras a seguir mostram os resultados dos três corpos-de-prova ensaiados para cada bitola.

Tabela C.30 Resultado do ensaio de tração do CP-1, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm

CP N°. 01	Data: 14/11/04	Tipo de aço: CA 50	$\varnothing_{\text{NOMINAL}}: 6,3$ mm
L (mm)	M (kg)	A (mm ²)	d (mm)
644	0,161	33,2	6,5
Valores lidos		Valores calculados	
Carga (kN)	Ext. (mm)	σ (N/mm ²)	ϵ (‰)
0	4,480	0,0	0,00
2	4,450	60,2	0,30
4	4,420	120,5	0,60
6	4,400	180,7	0,80
9	4,350	271,1	1,30
10	4,325	301,2	1,55
12	4,300	361,4	1,80
14	4,250	421,7	2,30
15	4,225	451,8	2,55
16	4,180	481,9	3,00
17	4,150	512,0	3,30
18	4,125	542,2	3,55
20	3,900	602,4	5,80
20	3,650	602,4	8,30
21	3,480	632,5	10,00
fy (MPa)	577,0	Ruptura (kN)	26
fu (MPa)	783,1	ϵ_y (‰)	4,9

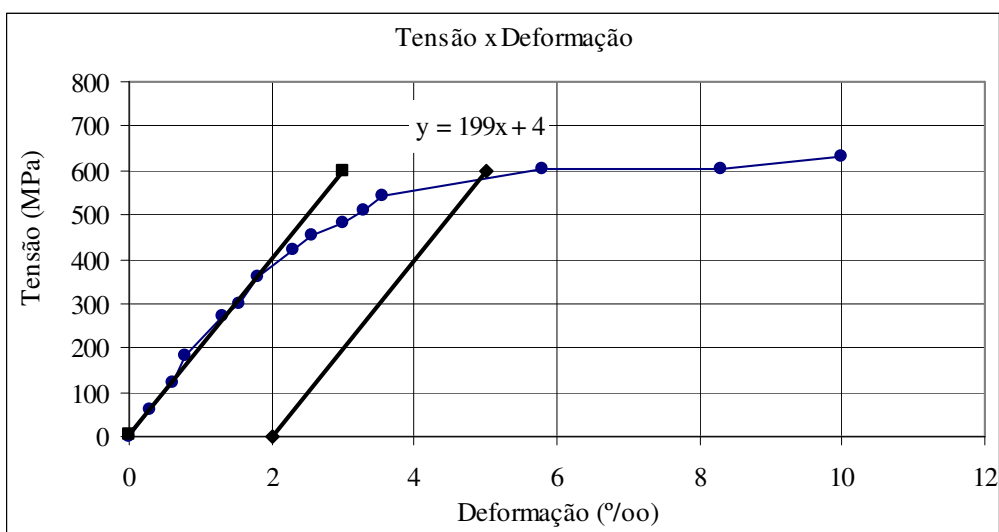


Figura C.8 Gráfico tensão-deformação para o CP-1, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm

Tabela C.31 Resultado do ensaio de tração do CP-2, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm

CP N°. 02	Data: 14/11/04	Tipo de aço: CA 50	$\varnothing_{\text{NOMINAL}}$: 6,3 mm
L (mm)	M (kg)	A (mm ²)	d (mm)
645	0,161	31,2	6,3
Valores lidos		Valores calculados	
Carga (kN)	Ext. (mm)	σ (N/mm ²)	ϵ (‰)
0	5,235	0,0	0,00
2	5,220	64,1	0,15
6	5,170	192,3	0,65
8	5,150	256,4	0,85
10	5,120	320,5	1,15
13	5,075	416,7	1,60
14	5,060	448,7	1,75
15	5,050	480,8	1,85
16	5,030	512,8	2,05
17	4,980	544,9	2,55
18	4,960	576,9	2,75
19	4,850	609,0	3,85
20	4,530	641,0	7,05
21	4,280	673,1	9,55
fy (MPa)	617,0	Ruptura (kN)	25
fu (MPa)	801,3	ϵ_y (‰)	5

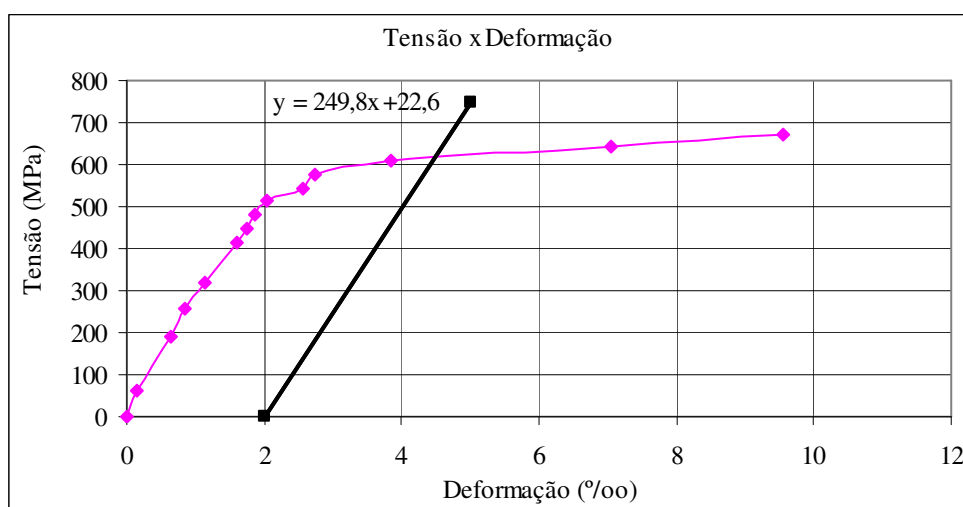


Figura C.9 Gráfico tensão-deformação para o CP-2, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm

Tabela C.32 Resultado do ensaio de tração do CP-3, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm

CP N°. 03	Data: 14/11/04	Tipo de aço: CA 50	$\varnothing_{\text{NOMINAL}}$: 6,3 mm
L (mm)	M (kg)	A (mm ²)	d (mm)
645	0,161	33,2	6,5
Valores lidos		Valores calculados	
Carga (kN)	Ext. (mm)	σ (N/mm ²)	ϵ (‰)
0	5,170	0,0	0,00
2	5,150	60,2	0,20
4	5,110	120,5	0,60
6	5,080	180,7	0,90
9	5,035	271,1	1,35
10	5,020	301,2	1,50
12	4,990	361,4	1,80
14	4,930	421,7	2,40
17	4,870	512,0	3,00
18	4,800	542,2	3,70
19	4,600	572,3	5,70
19,8	4,430	596,4	7,40
20	4,070	602,4	11,00
21	3,200	632,5	19,70
fy (MPa)	558,0	Ruptura (kN)	24,8
fu (MPa)	747,0	ϵ_y (‰)	4,85

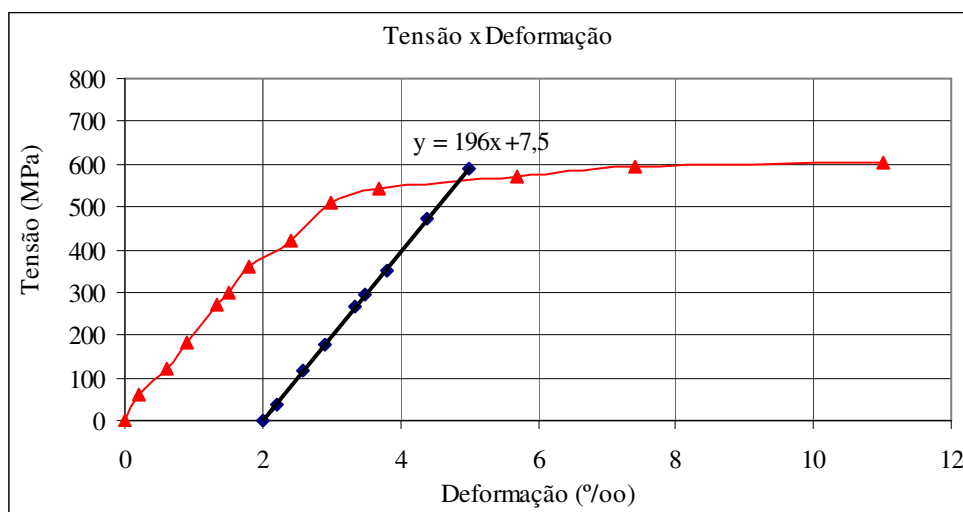


Figura C.10 Gráfico tensão-deformação para o CP-3, armadura de $\varnothing = 6,3$ mm

Tabela C.33 Resultado do ensaio de tração do CP-1, armadura de $\varnothing = 8,0$ mm

CP N° 01	Data: 14/11/04	Tipo de aço: CA 50	$\varnothing_{\text{NOMINAL}}$: 8,0 mm
L (mm)	M (kg)	A (mm²)	d (mm)
652	0,259	51,5	8,1
Valores lidos		Valores calculados	
Carga (kN)	Ext. (mm)	σ (N/mm²)	ϵ (‰)
0	4,260	0,0	0,00
2	4,245	38,8	0,15
4	4,225	77,7	0,35
6	4,200	116,5	0,60
8	4,190	155,3	0,70
10	4,170	194,2	0,90
12	4,150	233,0	1,10
14	4,130	271,8	1,30
16	4,110	310,7	1,50
18	4,090	349,5	1,70
20	4,070	388,3	1,90
22	4,050	427,2	2,10
24	4,030	466,0	2,30
26	4,010	504,9	2,50
28	3,990	543,7	2,70
30	3,975	582,5	2,85
31	3,970	601,9	2,90
31,5	2,200	611,7	20,60
fy (MPa)	601,9	Ruptura (kN)	37
fu (MPa)	718,4	ey (‰)	2,9

Tabela C.34 Resultado do ensaio de tração do CP-2, armadura de $\varnothing = 8,0$ mm

CP N° 02	Data: 14/11/04	Tipo de aço: CA 50	$\varnothing_{\text{NOMINAL}}$: 8,0 mm
L (mm)	M (kg)	A (mm²)	d (mm)
645	0,259	51,5	8,1
Valores lidos		Valores calculados	
Carga (kN)	Ext. (mm)	σ (N/mm²)	ϵ (‰)
0	5,200	0,0	0,00
2	5,185	38,8	0,15
4	5,165	77,7	0,35
6	5,150	116,5	0,50
8	5,130	155,3	0,70
10	5,110	194,2	0,90
12	5,095	233,0	1,05
14	5,075	271,8	1,25
16	5,060	310,7	1,40
18	5,040	349,5	1,60
20	5,020	388,3	1,80
22	5,000	427,2	2,00
24	4,980	466,0	2,20
26	4,960	504,9	2,40
28	4,940	543,7	2,60
30	4,925	582,5	2,75
30,8	2,850	598,1	23,50
31	2,700	601,9	25,00
32	2,250	621,4	29,50
fy (MPa)	582,5	Ruptura (kN)	36,2
fu (MPa)	702,9	ey (‰)	2,75

Tabela C.35 Resultado do ensaio de tração do CP-3, armadura de $\varnothing = 8,0$ mm

CP N° 03	Data: 14/11/04	Tipo de aço: CA 50	$\varnothing_{\text{NOMINAL}}$: 8,0 mm
L (mm)	M (kg)	A (mm²)	d (mm)
645	0,258	56,7	8,5
Valores lidos		Valores calculados	
Carga (kN)	Ext. (mm)	σ (N/mm²)	ϵ (‰)
0	4,340	0,0	0,00
2	4,320	35,3	0,20
4	4,300	70,5	0,40
6	4,280	105,8	0,60
8	4,265	141,1	0,75
10	4,250	176,4	0,90
12	4,230	211,6	1,10
14	4,210	246,9	1,30
16	4,185	282,2	1,55
18	4,160	317,5	1,80
20	4,140	352,7	2,00
22	4,120	388,0	2,20
24	4,100	423,3	2,40
26	4,080	458,6	2,60
28	4,060	493,8	2,80
30	4,040	529,1	3,00
31	2,700	546,7	16,40
32	1,600	564,4	27,40
fy (MPa)	529,1	Ruptura (kN)	35,5
fu (MPa)	626,1	ey (‰)	3,0

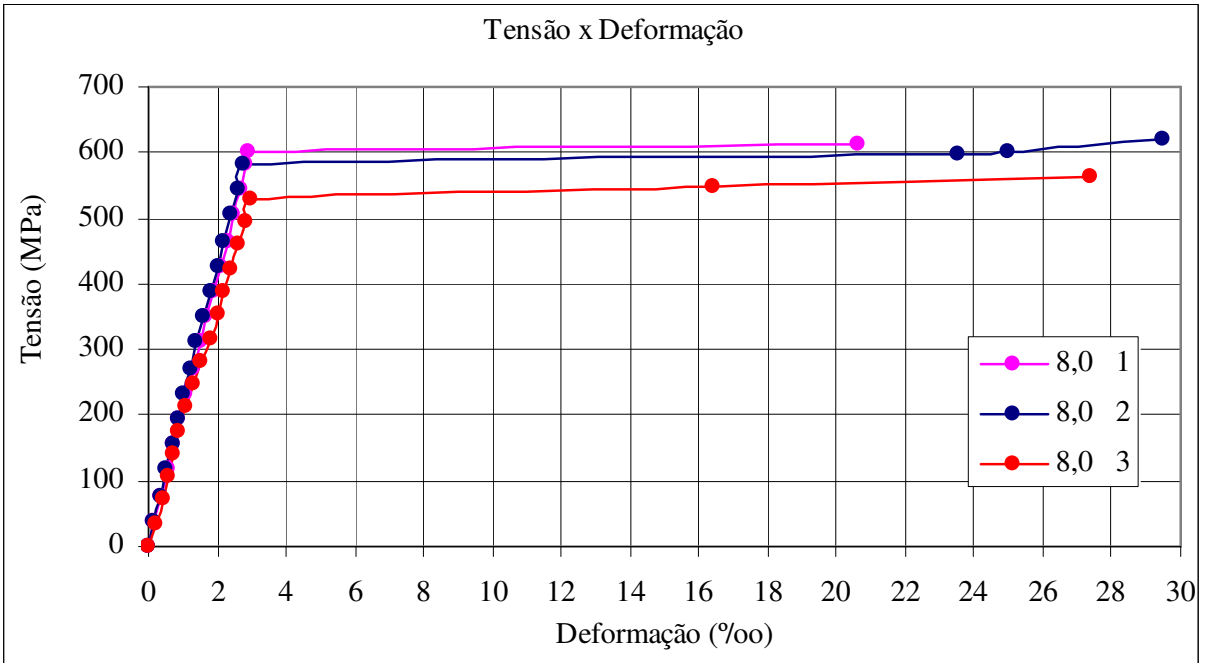


Figura C.11 Gráfico tensão-deformação para a armadura de $\varnothing = 8,0$ mm

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)