

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGEC

MODELAGEM DE PISOS DE EDIFÍCIOS

**Dissertação submetida à Universidade Federal
de Santa Catarina para a obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil.**

ANDRÉ DA SILVA

Florianópolis, dezembro de 2002.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	iv
RESUMO.....	viii
ABSTRACT.....	ix
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 OBJETIVOS.....	1
1.2 JUSTIFICATIVA	1
2 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS.....	3
2.1 ANÁLISE MATRICIAL.....	3
2.2 ANALOGIA DE GRELHA	14
2.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF).....	18
3 PRINCÍPIOS BÁSICOS DAS AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	21
3.1 ESTADOS LIMITES	21
3.1.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU):	21
3.1.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS):	22
3.2 AÇÕES	23
3.2.1 VALORES DAS AÇÕES.....	24
3.2.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	25
3.3 RESISTÊNCIAS.....	26
3.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	27
4 MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	28
4.1 PRINCÍPIOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL	28
4.1.1 HIPÓTESES BÁSICAS.....	29
4.1.2 TIPOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	29
4.1.2.1 Análise linear	31
4.1.2.2 Análise linear com redistribuição	32

4.1.2.3	Análise plástica	33
4.1.2.4	Análise não linear	35
4.1.2.5	Análise através de modelos físicos	35
4.1.3	INSTABILIDADE DAS ESTRUTURAS E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	36
4.2	MODELOS UTILIZADOS	40
4.2.1	MODELO DE "VIGA SOBRE VIGA"	40
4.2.2	MODELO DE "GRELHA DE VIGAS"	43
4.3	DESCRIÇÃO DOS PROGRAMAS UTILIZADOS	44
4.3.1	ALTOQI EBERICK	44
4.3.2	PROLAJE	47
4.3.3	PROVIGA	48
5	EXEMPLOS DE MODELAGEM.....	49
5.1	MODELAGEM DO PAVIMENTO TIPO 1.....	49
5.1.1	MODELOS DE "VIGA SOBRE VIGA"	52
5.1.1.1	Modelo do Pavimento Tipo 1 – Nº 1	52
5.1.1.2	Modelo do Pavimento Tipo 1 - Nº 2	55
5.1.1.3	Modelo do Pavimento Tipo 1 – Nº 3	57
5.1.1.4	Modelo do Pavimento Tipo 1 – Nº 4	58
5.1.1.5	Modelo do Pavimento Tipo 1 – Nº 5	61
5.1.2	MODELOS DE "GRELHA DE VIGAS"	64
5.1.2.1	Modelo do Pavimento Tipo 1 – Nº 6	64
5.1.2.2	Modelo do Pavimento Tipo 1 – Nº 7	66
5.1.2.3	Modelo do Pavimento Tipo 1 – Nº 8	67
5.1.2.4	Modelo do Pavimento Tipo 1 – Nº 9	70
5.1.2.5	Modelo do Pavimento Tipo 1 – Nº 10	73
5.2	MODELAGEM DO PAVIMENTO TIPO 2.....	79
5.2.1	MODELOS DE "VIGA SOBRE VIGA"	80
5.2.1.1	Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 1	80
5.2.1.2	Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 2	85
5.2.1.3	Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 3	87
5.2.1.4	Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 4	88
5.2.1.5	Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 5	90
5.2.1.6	Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 6	91
5.2.2	MODELOS DE "GRELHA DE VIGAS"	96
5.2.2.1	Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 7	96
5.2.2.2	Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 8	99
5.2.2.3	Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 9	102
5.2.2.4	Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 10	104
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	110
6.1	ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS MODELOS DO PAVIMENTO TIPO 1	108
6.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS MODELOS DO PAVIMENTO TIPO 2	129
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	142
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	152

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Pórtico plano.....	3
Figura 2.2 - Coeficientes de rigidez referentes ao deslocamento unitário no primeiro grau de liberdade.....	4
Figura 2.3 - Esforços na estrutura referentes a δ_1 e δ_2	5
Figura 2.4 - Eixos e graus de liberdade no sistema local de barras.....	6
Figura 2.5 - Esforços nas extremidades no sistema local.....	6
Figura 2.6 - Deslocamentos nas extremidades da barra no sistema local.....	6
Figura 2.7 - Coeficientes de rigidez da barra no sistema local referentes ao deslocamento unitário no segundo grau de liberdade.....	7
Figura 2.8 - Sistema global e graus de liberdade da barra.....	8
Figura 2.9 - Esforços, deslocamentos e coeficientes de rigidez ($d'1 = 1$) da barra no sistema global.....	8
Figura 2.10 - Incidência e numeração dos graus de liberdade.....	10
Figura 2.11 - Montagem da matriz de rigidez global da estrutura.....	11
Figura 2.12 - Graus de liberdade de uma barra de grelha no sistema local.....	12
Figura 2.13 - Graus de liberdade de uma barra de grelha no sistema global.....	13
Figura 2.14 - Chapa engastada.....	20
Figura 4.1 - Capacidade de rotação de rótulas plásticas.....	34
Figura 4.2 - Imperfeições geométricas globais.....	37
Figura 4.3 - Imperfeições geométricas locais.....	37
Figura 4.4 - Efeitos de segunda ordem localizados.....	38
Figura 5.1 - Forma do Pavimento Tipo 1.....	51
Figura 5.2 - Reações das Lajes - Área de Abrangência - (Pavimento Tipo 1).....	52
Figura 5.3 - Momentos Fletores nas Lajes - Marcus - (Pavimento Tipo 1).....	53
Figura 5.5 - Reações das Lajes (g)+(q) - (Pavimento Tipo 1).....	59
Figura 5.5 - Nó que define o pilar P13 (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 6).....	65
Figura 5.6 - Pórtico Esquemático do Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 7.....	66
Figura 5.7 - Momentos Fletores Viga V12ABCD (Modelo do Pavto. Tipo 1 - N° 7).....	66

Figura 5.8 - Nó que define o pilar P1 (Modelo do Pavimento Tipo 1 - Nº 8).....	68
Figura 5.9 - Momentos Fletores da Viga V3 (Modelo do Pavto. Tipo 1 - Nº 8).....	68
Figura 5.10 - Momentos Fletores da Viga V4 (Modelo do Pavto. Tipo 1 - Nº 8).....	68
Figura 5.11 - Momentos de Torção da Viga V10ABCD (Mod. Pavto. Tipo 1 - Nº 8)...	69
Figura 5.12 - Nó que define o pilar P5 (Modelo do Pavimento Tipo 1 - Nº 9).....	70
Figura 5.13 - Reações das Lajes - Grelha Isolada - (Pavimento Tipo 1).....	71
Figura 5.14 - Momentos Fletores nas Lajes - Grelha Isolada - (Pavimento Tipo 1).....	72
Figura 5.15 - Carregamentos na Viga V1ABC (Modelo do Pavto. Tipo 1 - Nº 10).....	74
Figura 5.16 - Deslocamentos nas Lajes do Pavimento Tipo 1.....	75
Figura 5.17 - Deslocamentos em Três Dimensões nas Lajes do Pavimento Tipo 1.....	75
Figura 5.18 - Momentos Fletores nas Lajes do Pavimento Tipo 1.....	76
Figura 5.19 - Momentos Volventes nas Lajes do Pavimento Tipo 1.....	76
Figura 5.20 - Esforços Cortantes nas Lajes do Pavimento Tipo 1.....	77
Figura 5.21 - Flechas nas Lajes - Analogia de Grelha -(Pavimento Tipo 1).....	77
Figura 5.22 - Momentos Fletores nas Lajes - Analogia de Grelha - (Pavto. Tipo 1).....	78
Figura 5.23 - Forma do Pavimento Tipo 2.....	79
Figura 5.24 - Reações das Lajes - Área de Abrangência - (Pavimento Tipo 2).....	82
Figura 5.25 - Momentos Fletores nas Lajes - Marcus - (Pavimento Tipo 2).....	83
Figura 5.26 - Vãos de cálculo das vigas segundo o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001).....	87
Figura 5.27 – Reações das Lajes (g)+(q) - (Pavimento Tipo 2).....	92
Figura 5.28 - Nó que define o pilar P101 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 7).....	97
Figura 5.29 - Nó que define o pilar P102 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 7).....	97
Figura 5.30 - Pórtico Esquemático do Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 7.....	98
Figura 5.31 - Nó que define o pilar P101 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 8).....	99
Figura 5.32 - Nó que define o pilar P102 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 8).....	100
Figura 5.33 - Momentos Fletores da V109C (Mod. do Pavto. Tipo 2 – Nº 8).....	100
Figura 5.34 - Pórtico Esquemático do Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 8.....	101
Figura 5.35 - Flechas nas Lajes - Grelha Isolada - (Pavimento Tipo 2).....	102
Figura 5.36 - Momentos Fletores nas Lajes - Grelha Isolada - (Pavimento Tipo 2)....	103
Figura 5.37 - Carregamentos na Viga V101 (Mod. do Pavto. Tipo 2 – Nº 10).....	105
Figura 5.38 - Deslocamentos nas Lajes do Pavimento Tipo 2.....	106

Figura 5.39 - Deslocamentos em Três Dimensões nas Lajes do Pavimento Tipo 2.....	106
Figura 5.40 - Momentos Fletores nas Lajes do Pavimento Tipo 2.....	107
Figura 5.41 - Momentos Volventes nas Lajes do Pavimento Tipo 2.....	107
Figura 5.42 - Esforços Cortantes nas Lajes do Pavimento Tipo 2.....	108
Figura 5.43 - Flechas nas Lajes - Analogia de Grelha - (Pavimento Tipo 2).....	108
Figura 5.44 - Momentos Fletores nas Lajes - Analogia de Grelha - (Pavto. Tipo 2)...	109
Figura 6.1 - Momentos Fletores da V112ABC.....	138
Figura 6.2 - Momentos Fletores da V110.....	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1 - Características dos Modelos do Pavimento Tipo 1.....	50
Tabela 5.2 - Flechas nas Lajes - Método de Marcus (Pavimento Tipo 1).....	54
Tabela 5.3 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 1).....	55
Tabela 5.4 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 1).....	55
Tabela 5.5 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 2).....	56
Tabela 5.6 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 2).....	56
Tabela 5.7 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 3).....	57
Tabela 5.8 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 3).....	58
Tabela 5.9 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 4).....	60
Tabela 5.10 - Momentos de Solidariedade: V1 (Modelo do Pavto. Tipo 1 - N° 5).....	61
Tabela 5.11 - Momentos de Solidariedade: V7 (Modelo do Pavto. Tipo 1 - N° 5).....	61
Tabela 5.12 - Momentos de Solidariedade: V9 (Modelo do Pavto. Tipo 1 - N° 5).....	62
Tabela 5.13 - Momentos de Solidariedade: V10 (Modelo do Pavto. Tipo 1 - N° 5).....	62
Tabela 5.14 - Momentos de Solidariedade: V11 (Modelo do Pavto. Tipo 1 - N° 5).....	62
Tabela 5.15 - Momento de Solidariedade: V12 (Modelo Pavimento Tipo 1 - N° 5).....	63
Tabela 5.16 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 5).....	63
Tabela 5.17 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 6).....	65
Tabela 5.18 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 7).....	67
Tabela 5.19 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 8).....	69
Tabela 5.20 - Flechas nas Lajes - Grelha Isolada - (Pavimento Tipo 1).....	71
Tabela 5.21 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 9).....	73
Tabela 5.22 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 10).....	78
Tabela 5.23 - Características dos Modelos do Pavimento Tipo 2.....	81
Tabela 5.24 - Flechas nas Lajes - Método de Marcus (Pavimento Tipo 2).....	84
Tabela 5.25 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 1).....	84
Tabela 5.26 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 1).....	85
Tabela 5.27 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 2).....	86
Tabela 5.28 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 2).....	86

Tabela 5.29 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 3).....	87
Tabela 5.30 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 3).....	88
Tabela 5.31 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 4).....	89
Tabela 5.32 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 4).....	89
Tabela 5.33 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 5).....	90
Tabela 5.34 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 5).....	91
Tabela 5.35 - Momentos de Solidariedade: Vigas de único tramo (Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 6).....	93
Tabela 5.36 - Momentos de Solidariedade: V104 (Modelo do Pavto. Tipo 2 – Nº 6)....	93
Tabela 5.37 - Momentos de Solidariedade: V105 (Modelo do Pavto. Tipo 2 – Nº 6)....	94
Tabela 5.38 - Momentos de Solidariedade: V109 (Modelo do Pavto. Tipo 2 – Nº 6)....	94
Tabela 5.39 - Momentos de Solidariedade: V112 (Modelo do Pavto. Tipo 2 – Nº 6)....	94
Tabela 5.40 - Momentos de Solidariedade: V113 (Modelo do Pavto. Tipo 2 – Nº 6)....	94
Tabela 5.41 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 6).....	95
Tabela 5.42 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 7).....	98
Tabela 5.43 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 8).....	101
Tabela 5.44 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 9).....	104
Tabela 5.45 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 10).....	105
Tabela 6.1 - Pavimento Tipo 1 - Participação dos elementos estruturais no consumo de materiais.....	110
Tabela 6.2 - Pavimento Tipo 1 - Comparação dos momentos positivos nas lajes.....	112
Tabela 6.3 - Pavimento Tipo 1 - Influência da modelagem das lajes no carregamento dos pilares.....	113
Tabela 6.4 - Comparativo de cargas nos pilares do Modelo Nº 2 e Nº3 do Pavto. Tipo1.....	114
Tabela 6.5 - Comparativo de cargas nos pilares do Modelo Nº 4 e Nº 5 do Pavto. Tipo 1.....	115
Tabela 6.6 - Comparativo de cargas nos pilares do Modelo Nº 6 e Nº 7 do Pavto. Tipo 1.....	115
Tabela 6.7 - Quadro geral de cargas nos pilares do Pavimento Tipo 1.....	117
Tabela 6.8 - Redução das cargas acidentais.....	118
Tabela 6.9 - Avaliação da redução das cargas acidentais no Pavto. Tipo 1.....	119

Tabela 6.10 - Comparativo de cargas nos pilares do Mod. N° 2 e N° 10 do Pavto. Tipo 1.....	119
Tabela 6.11 - Comparativo dos esforços da V1ABC do Modelo N° 2 e N° 3 do Pavto. Tipo 1.....	120
Tabela 6.12 - Comparativo dos esforços da V1ABC do Modelo N° 2 e N° 5 (esforços máximos) do Pavto. Tipo 1.....	121
Tabela 6.13 - Comparativo dos esforços da V1ABC do Modelo N° 2 e N° 5 (esforços mínimos) do Pavto. Tipo 1.....	121
Tabela 6.14 - Comparativo dos esforços da V1ABC do Modelo N° 2 e N° 10 do Pavto. Tipo 1.....	122
Tabela 6.15 - Comparativo dos esforços da V1ABC do Modelo N° 6 e N° 7 do Pavto. Tipo 1.....	122
Tabela 6.16 - Comparativo dos esforços da V11ABCD do Modelo N° 2 e N° 3 do Pavto. Tipo 1.....	123
Tabela 6.17 - Comparativo dos esforços da V11ABCD do Modelo N° 2 e N° 5 (esforços máximos) do Pavto. Tipo 1.....	123
Tabela 6.18 - Comparativo dos esforços da V11ABCD do Modelo N° 2 e N° 5 (esforços mínimos) do Pavto. Tipo 1.....	124
Tabela 6.19 - Comparativo dos esforços da V11ABCD do Modelo N° 2 e N° 10 do Pavto. Tipo 1.....	124
Tabela 6.20 - Comparativo dos esforços da V11ABCD do Modelo N° 6 e N° 7 do Pavto. Tipo 1.....	125
Tabela 6.21 - Comparativo das armaduras contra o cisalhamento na V11D do Pavto. Tipo 1.....	126
Tabela 6.22 - Comparativo dos esforços da V2ABC do Modelo N° 3 e N° 8 do Pavto. Tipo 1.....	127
Tabela 6.23-Comparativo dos esforços da V6AB do Modelo N°3 e N°8 do Pavto. Tipo 1.....	127
Tabela 6.24 - Pavimento Tipo 2 - Participação dos elementos estruturais no consumo de materiais.....	129
Tabela 6.25 - Comparação das deformações nas lajes do Pavimento Tipo 2 - Analogia de Grelha	130

Tabela 6.26 - Comparação das deformações nas lajes do Pavimento Tipo 2 - Grelha Isolada	131
Tabela 6.27 - Pavimento Tipo 2 - Comparação dos momentos positivos nas lajes.....	132
Tabela 6.28 - Pavimento Tipo 2 - Influência da modelagem das lajes no carregamento dos pilares.....	133
Tabela 6.29 - Comparação de cargas nos pilares do Modelo N° 2 e N° 4 do Pavimento Tipo 2.....	134
Tabela 6.30 - Comparação de cargas nos pilares do Modelo N° 3 e N° 5 do Pavimento Tipo 2.....	134
Tabela 6.31 - Comparação de cargas nos pilares do Modelo N° 3 e N° 6 do Pavimento Tipo 2.....	135
Tabela 6.32 - Quadro geral de cargas nos pilares do Pavimento Tipo 2.....	136
Tabela 6.33 - Comparação de cargas nos pilares do Modelo N° 5 e N° 10 do Pavimento Tipo 2.....	137

RESUMO

Este trabalho pretende apresentar um estudo comparativo de diferentes modelos estruturais para sistemas de pisos de edifícios em concreto armado, que são utilizados em projetos de edificações para uso residencial e comercial. Procura-se mostrar a importância e os perigos potenciais do uso de programas computacionais para a resolução de estruturas em virtude da quantidade de diferentes modelos que podem ser utilizados para o projeto de um mesmo sistema de piso de edifícios.

São estudados dois sistemas de pisos, com a elaboração de dez modelos elásticos lineares de cada sistema. São efetuados modelos, desde os mais simples como o de "Viga Sobre Viga", até modelos que contemplam a continuidade entre vigas e pilares, que consideram a compatibilidade de deformações entre os elementos estruturais e que procuram analisar o efeito da alternância do carregamento variável sobre os pavimentos de edifícios. São apresentados resultados em termos de deslocamentos, esforços solicitantes e consumos de materiais. Esses resultados são analisados de modo a fornecer subsídios para o modelamento de pisos com a utilização de programas para a análise e projetos de edifícios.

Por fim, mostra-se a necessidade de dedicar maior tempo ao trabalho de análise estrutural, ficando visível que na maioria das vezes um só modelo não é suficiente para tal, tornando-se indispensável várias modelagens com o intuito de estudar diferentes efeitos nas estruturas.

ABSTRACT

This work is intended as a comparative between the different structure models for floor systems in reinforced concrete buildings designed for residential and commercial purposes. It is sought here to illustrate the dangers of using software resources for structure projects considering the quantity of different models available for designing building floors.

Two floor systems are studied through the elaboration of ten linear elastic models for each system. Models ranging from the simplest such as “Girder over Girder”, to models contemplating the continuity between girders and columns, that consider the compatibility of deformations between the structural elements and that seek to analyze the effect of alternance on variable loading on building floors. In this work are presented the results in terms of displacement, demanding actions and materials consumption. These results are analyzed so as to subsidize the modeling of floors using software for the analysis of projects and buildings.

Finally, it is illustrated the need to dedicate more time to the structural analysis work, evidencing that in the majority of cases one single model isn't enough, becoming indispensable the use of several models in order to study the different effects on structures.

1 INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVOS

O presente trabalho pretende apresentar um estudo comparativo de diferentes modelos estruturais para sistemas de pisos em concreto armado, que são utilizados em projetos de edificações para uso residencial e comercial.

Procura-se mostrar a importância e os perigos potenciais do uso de programas computacionais para a resolução de estruturas em virtude da quantidade de soluções que podem ser apresentadas para um mesmo sistema de piso de edifícios.

São analisados vários modelos elásticos lineares, desde o mais convencional, de vigas que se apóiam simplesmente em vigas, denominado neste trabalho de “Viga sobre Viga”, passando por modelos que levam em conta a continuidade entre as vigas e os pilares, o efeito de grelha, assim como a discretização das lajes pelo Método da Analogia de Grelha.

Com os resultados obtidos nos diferentes modelos efetuados, apresentam-se comparativos dos esforços obtidos e secundariamente, comparativos dos consumos de materiais para as lajes, vigas e pilares, como forma de balizamento econômico, tão importante quanto a boa técnica nos trabalhos de Engenharia.

1.2 JUSTIFICATIVA

Em qualquer atividade humana o desempenho profissional está intimamente ligado ao tempo dedicado ao trabalho e pode-se também dizer que depende também da afinidade existente entre o trabalho a ser efetuado e a pessoa que o realizará.

Na Engenharia Civil e principalmente na área de Estruturas, o Engenheiro Civil precisa de um longo período de estudos durante o curso de graduação para ingressar na vida profissional, sendo comum que o profissional recém formado imagine que seu trabalho seja de qualidade irrepreensível.

O desenvolvimento da informática tem se dado de maneira muito rápida. Em tempos anteriores os modelos estruturais propostos eram bem simples, adotando várias

hipóteses simplificadoras. Hoje se pode ter uma visão global da estrutura, podendo-se abandonar a avaliação de seus elementos de forma isolada. No entanto, ainda hoje a experiência do projetista de estruturas é o principal elemento que contribui para que a estrutura seja modelada de forma a representar com maior exatidão a realidade, sendo indispensável obter informações claras e precisas dos programas de cálculo estrutural utilizados para o desenvolvimento do trabalho, com o intuito de evitar problemas na interpretação dos resultados obtidos.

Em suma, cada vez mais Engenheiros recém formados tendem a utilizar programas computacionais com recursos cada vez mais avançados e modelos preestabelecidos, não estando plenamente preparados para uma avaliação correta dos resultados fornecidos por diferentes modelagens possíveis de uma mesma estrutura. Dependendo do programa computacional, diferem os modelos de cálculo e não há consenso de qual a melhor maneira de se modelar a estrutura. Poucos têm a oportunidade de trabalhar com profissionais experientes e, uma quantidade menor ainda, fará uma avaliação dos diferentes modelos visando concluir qual deles representa com maior fidelidade possível o comportamento estrutural.

Daí a importância dos estudos sobre os diversos modelos estruturais possíveis de serem utilizados, avaliando-se criteriosamente os resultados encontrados de modo a fornecer subsídios para os projetos de estruturas.

2 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS

2.1 ANÁLISE MATRICIAL

Segundo GERE e WEAVER (1987) através da Análise Matricial de estruturas é possível a resolução de estruturas reticuladas como vigas, treliças planas e espaciais, grelhas, pórticos planos e espaciais.

O Método dos Deslocamentos ou da Rigidez com formulação matricial é o método mais utilizado para a resolução de estruturas pelos programas computacionais existentes.

Seguindo a metodologia, apresentada por LORIGGIO (1999), com o simples estudo de um pórtico plano, torna-se simples a adaptação do método para a resolução de outros tipos de estruturas.

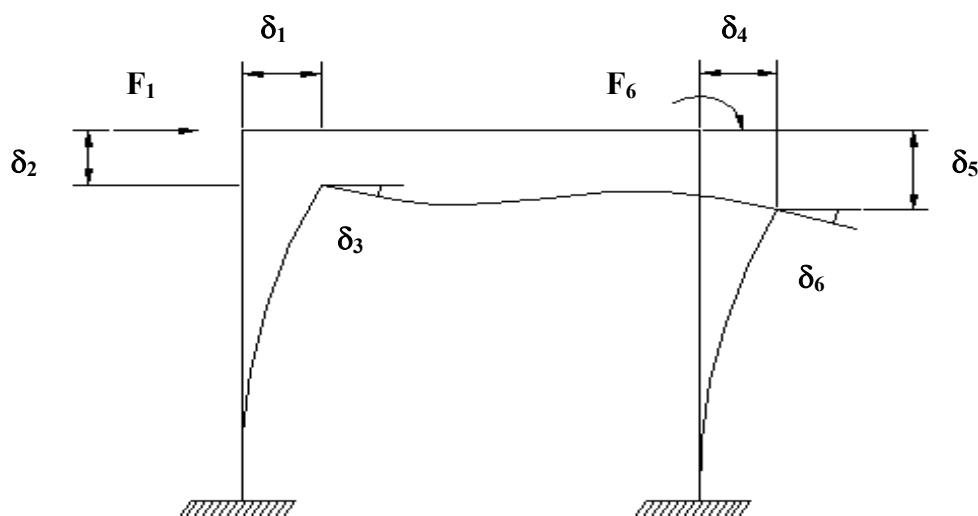


Figura 2.1 – Pórtico Plano

Os pontos de encontro de duas ou mais barras são denominados de nós, que se admite serem rígidos, não se deformando com a aplicação dos carregamentos.

No caso de pórticos planos, existem seis deslocamentos, δ_1 a δ_6 , dos nós livres, os quais são chamados de graus de liberdade; da mesma forma os esforços externos aplicados aos nós são F_1 a F_6 .

Determinando-se os esforços que aparecem nos nós da estrutura quando há um deslocamento unitário em um grau de liberdade, enquanto os outros permanecem nulos pode-se obter os coeficientes de rigidez.

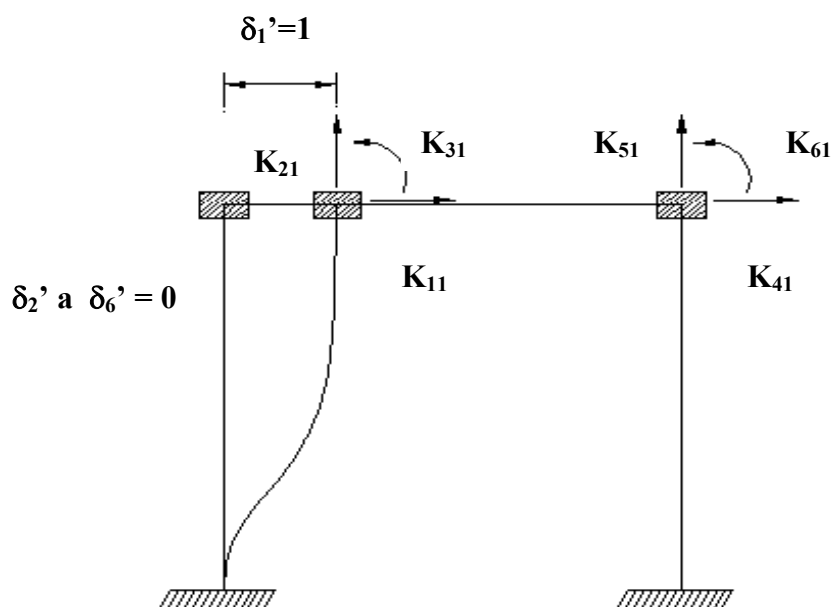


Figura 2.2 – Coeficientes de rigidez referentes ao deslocamento unitário no primeiro grau de liberdade.

Na Figura 2.2 os coeficientes de rigidez K_{ij} são os esforços na direção i devido a um deslocamento unitário na direção j , sendo que todos os outros deslocamentos são nulos. Quanto maiores os coeficientes de rigidez de uma estrutura, mais rígida ela será.

Aplicando-se deslocamentos sucessivos na estrutura, como por exemplo, δ_1 e δ_2 , sendo mantidos os deslocamentos δ_3 a δ_6 nulos, há a superposição de efeitos e os esforços, no grau de liberdade 1 podem ser vistos na Figura 2.3. Analogamente, se todos os deslocamentos restantes fossem aplicados, o esforço resultante na estrutura no grau de liberdade 1, seria:

$$\sum K = K_{11}\delta_1 + K_{12}\delta_2 + K_{13}\delta_3 + K_{14}\delta_4 + K_{15}\delta_5 + K_{16}\delta_6 \quad \text{eq. (2.1)}$$

Igualando a soma destes esforços que aparecem no grau de liberdade 1 ao esforço externo aplicado nesta direção tem-se a Equação 2.2:

$$F_1 = K_{11}\delta_1 + K_{12}\delta_2 + K_{13}\delta_3 + K_{14}\delta_4 + K_{15}\delta_5 + K_{16}\delta_6 \quad \text{eq. (2.2)}$$

É necessário que esta equação seja escrita para todos os graus de liberdade da estrutura:

$$F_2 = K_{21}\delta_1 + K_{22}\delta_2 + K_{23}\delta_3 + K_{24}\delta_4 + K_{25}\delta_5 + K_{26}\delta_6 \quad \text{eq. (2.3)}$$

$$F_3 = K_{31}\delta_1 + K_{32}\delta_2 + K_{33}\delta_3 + K_{34}\delta_4 + K_{35}\delta_5 + K_{36}\delta_6 \quad \text{eq. (2.4)}$$

$$F_4 = K_{41}\delta_1 + K_{42}\delta_2 + K_{43}\delta_3 + K_{44}\delta_4 + K_{45}\delta_5 + K_{46}\delta_6 \quad \text{eq. (2.5)}$$

$$F_5 = K_{51}\delta_1 + K_{52}\delta_2 + K_{53}\delta_3 + K_{54}\delta_4 + K_{55}\delta_5 + K_{56}\delta_6 \quad \text{eq. (2.6)}$$

$$F_6 = K_{61}\delta_1 + K_{62}\delta_2 + K_{63}\delta_3 + K_{64}\delta_4 + K_{65}\delta_5 + K_{66}\delta_6 \quad \text{eq. (2.7)}$$

Finalmente as equações acima podem ser escritas na forma matricial:

$$[K] * \{\delta\} = \{F\} \quad \text{eq. (2.8)}$$

Onde:

$[K]$ = matriz de rigidez da estrutura

$\{\delta\}$ = deslocamentos (incógnitas)

$\{F\}$ = esforços externos aplicados aos nós

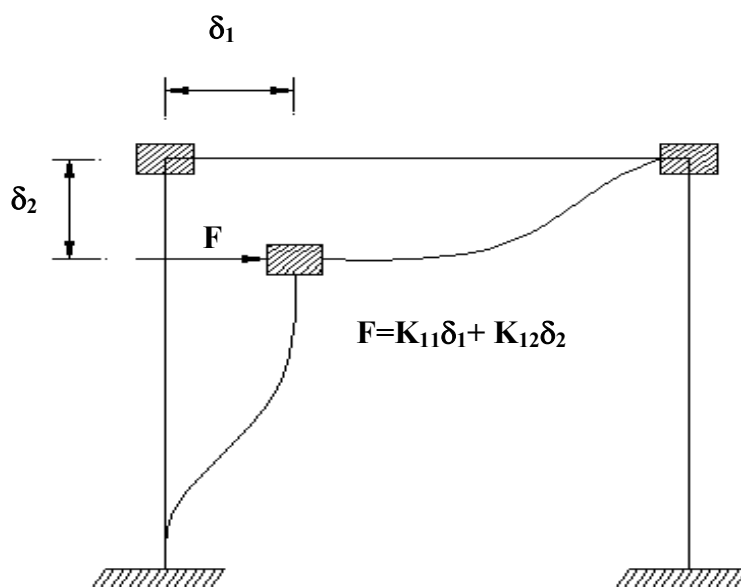


Figura 2.3 – Esforços na estrutura referentes a δ_1 e δ_2 .

No caso de pórticos planos, a partir dos coeficientes de rigidez de cada barra isolada pode-se determinar a matriz de rigidez da estrutura, sendo necessário adotar-se um sistema de eixos local à barra como se pode ver nas Figuras 2.4, 2.5 e 2.6.

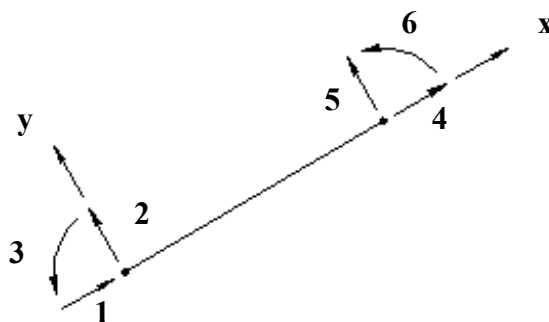


Figura 2.4 – Eixos e graus de liberdade no sistema local de barras

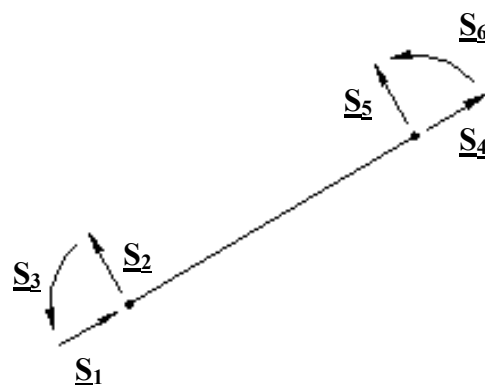


Figura 2.5 – Esforços nas extremidades no sistema local

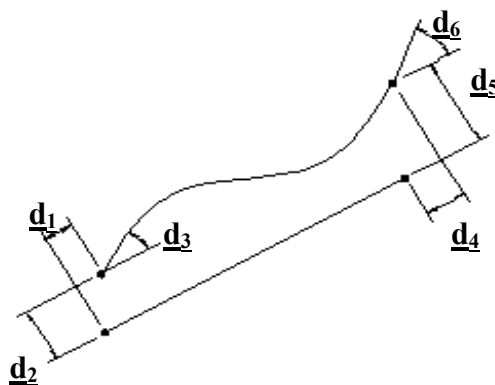


Figura 2.6 – Deslocamentos nas extremidades da barra no sistema local

Determinando-se os esforços nas extremidades da barra quando há um deslocamento unitário em um grau de liberdade, enquanto os outros permanecem nulos, obtém-se os coeficientes de rigidez.

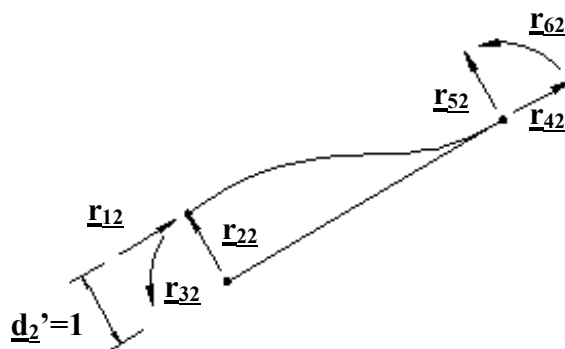


Figura 2.7 – Coeficientes de rigidez da barra no sistema local referentes ao deslocamento unitário no segundo grau de liberdade.

As equações de equilíbrio são escritas matricialmente como na Equação 2.9, onde o sublinhado refere-se ao sistema local:

$$\underline{[r]} * \underline{\{d\}} = \underline{\{S\}} \quad \text{eq.(2.9)}$$

A matriz simétrica completa da barra apresenta-se na forma da Equação 2.10:

$$\underline{[r]} = \begin{pmatrix} EA/L & 0 & 0 & -EA/L & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 4EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L \\ -EA/L & 0 & 0 & EA/L & 0 & 0 \\ 0 & -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 2EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 4EI/L \end{pmatrix} \quad \text{eq.(2.10)}$$

Onde:

E = módulo de elasticidade do material

I = momento de inércia da seção transversal

A = área da seção transversal

L = comprimento da barra

Para a análise da estrutura completa, é necessário a utilização de um sistema de referência global como nas Figuras 2.8 e 2.9:

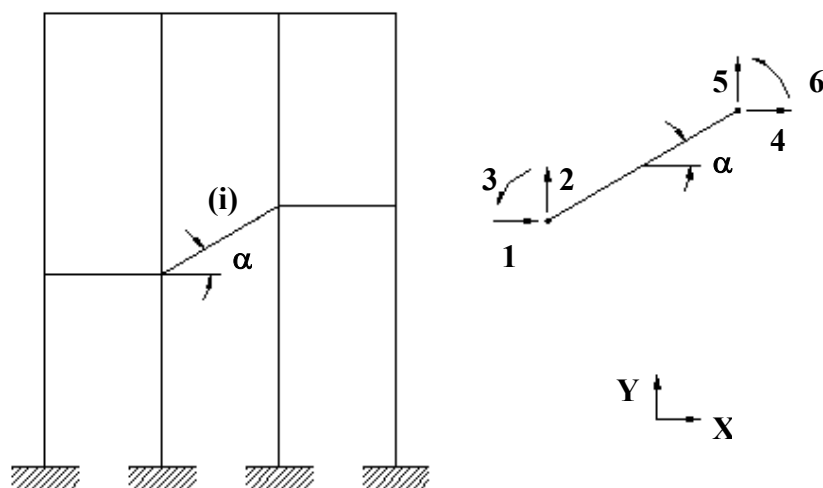


Figura 2.8 – Sistema global e graus de liberdade da barra

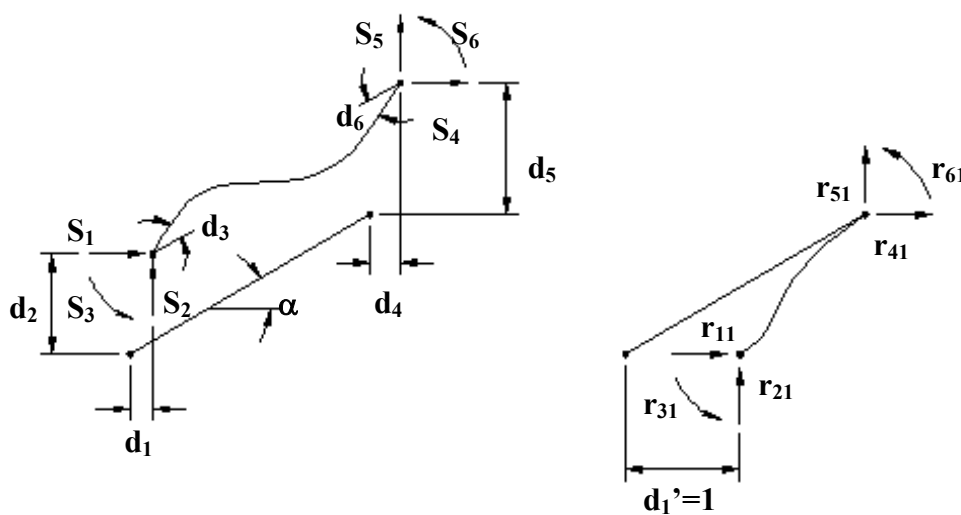


Figura 2.9 – Esforços, deslocamentos e coeficientes de rigidez ($d_1' = 1$) da barra no sistema global.

As equações de equilíbrio da barra podem ser escritas como na Equação 2.11:

$$[r]^* \{d\} = \{S\} \quad eq.(2.11)$$

Faz-se necessário que exista uma forma de relacionar o sistema global e local, portanto tem-se que:

$$\{\underline{d}\} = [T]^* \{d\} \quad eq.(2.12)$$

$$\{\underline{S}\} = [T]^* \{S\} \quad eq.(2.13)$$

Onde $[T]$ é a matriz de transformação que depende do ângulo α existente entre os dois sistemas.

$$[T] = \begin{vmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha & \cos \alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \quad eq.(2.14)$$

A matriz $[T]$ é uma matriz ortogonal, então:

$$[T]^{-1} = [T]^t \quad eq.(2.15)$$

Sendo que $[T]^t$ é a matriz transposta da matriz de transformação $[T]$, o que significa dizer que cada elemento a_{ij} de $[T]^t$ é igual ao elemento a_{ji} de $[T]$, e a relação entre $[r]$ e $[r]$ se dá da seguinte maneira:

$$[r] = [T]^t * [r] * [T] \quad eq.(2.16)$$

Como o pórtico plano é composto por várias barras, deve existir um sistema de numeração dos nós da estrutura, assim como um sistema de conectar as barras isoladas,

chamado de incidência; onde os graus de liberdade da barra e da estrutura estão correlacionados através da numeração dos nós das extremidades das barras.

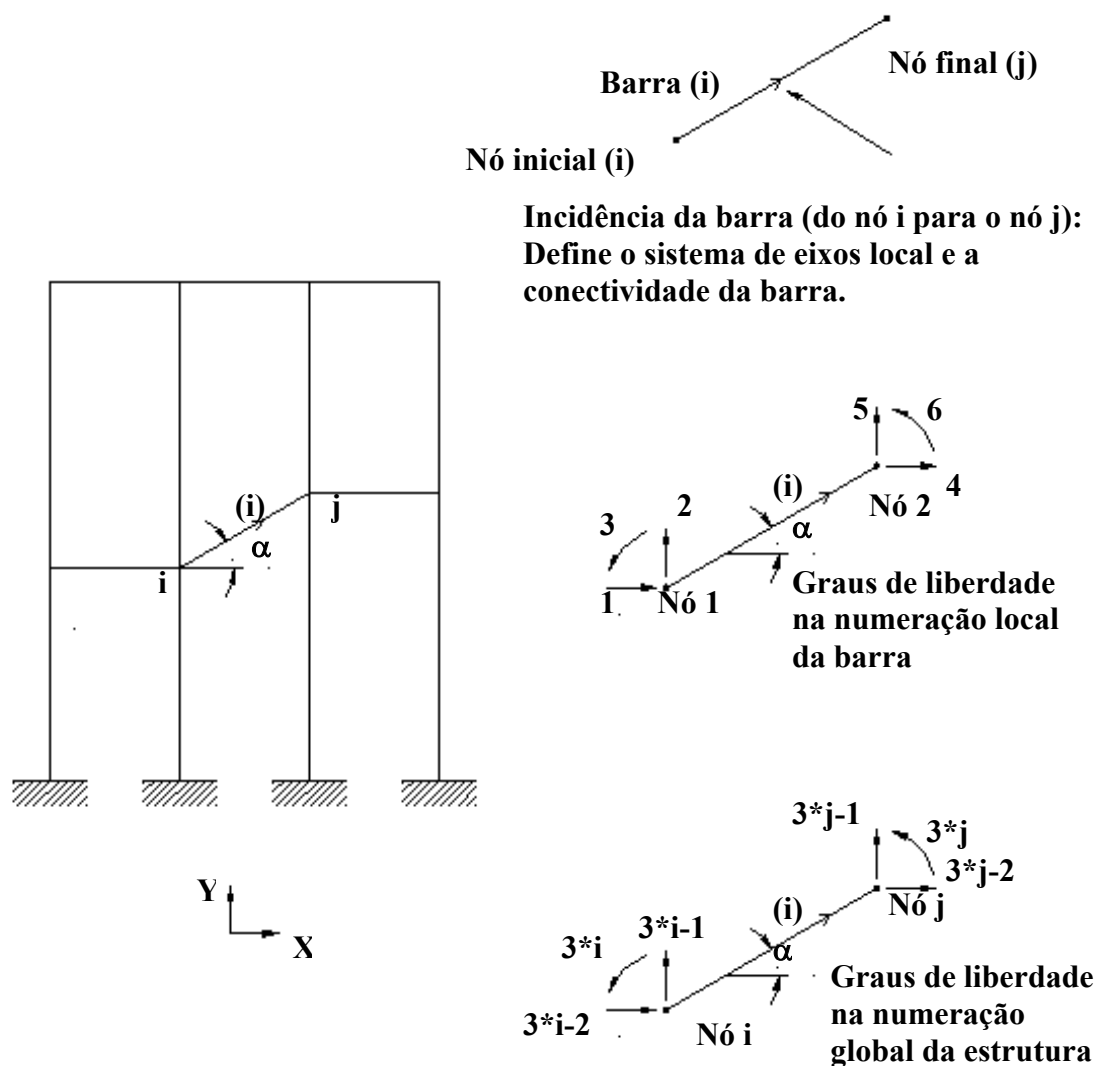


Figura 2.10 – Incidência e numeração dos graus de liberdade.

Pode-se então proceder à montagem da matriz de rigidez da estrutura através da soma dos diversos coeficientes de rigidez das barras componentes, como demonstrado na Figura 2.11.

Em uma estrutura existe sempre a parte livre (L) e uma parte vinculada (V). Nos trechos livres conhece-se o carregamento aplicado e deseja-se conhecer os deslocamentos e na parte vinculada os deslocamentos são conhecidos e deseja-se

conhecer as reações de apoio. Assim, a partir da Equação 2.8, pode-se escrever a Equação 2.17.

$$\begin{bmatrix} [K_{LL}] & [K_{LV}] \\ [K_{VL}] & [K_{VV}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\delta_L\} \\ \{\delta_V\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_L\} \\ \{F_V\} \end{Bmatrix} \quad \text{eq.(2.17)}$$

Onde:

$\{F_L\}$ = Esforços externos aplicados aos nós

$\{F_V\}$ = Reações de apoio

$\{\delta_L\}$ = Deslocamentos da parte livre da estrutura

$\{\delta_V\}$ = Deslocamentos conhecidos devidos à vinculação

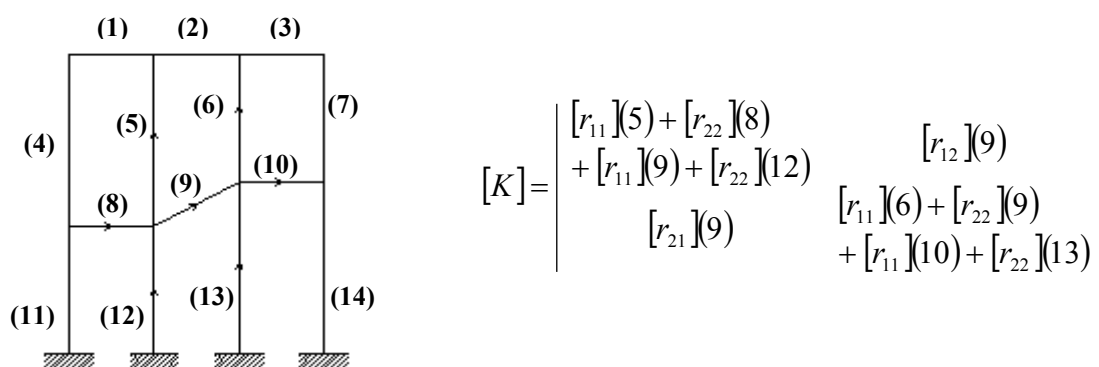


Figura 2.11 - Montagem da Matriz de Rigidez Global da Estrutura

Para encontrar os deslocamentos e as reações de apoio, basta particionar a matriz de rigidez completa da estrutura em seus termos $[K_{LL}]$, $[K_{LV}]$, $[K_{VL}]$, $[K_{VV}]$.

Para a determinação dos esforços nas barras, sendo conhecidos os valores $\{\delta_L\}$, deve-se separar os deslocamentos nas extremidades de cada barra $\{d\}$:

$$\{S\} = [r] * \{d\} \quad \text{eq.(2.18)}$$

E podem ser transformados para o sistema local com a equação 2.19:

$$\{\underline{S}\} = [T] * \{S\} \quad \text{eq.(2.19)}$$

Quanto às grelhas, segundo GERE e WEAVER (1987), estas são estruturas planas formadas por membros contínuos que se cruzam. Nos pórticos planos, todas as

forças aplicadas existem no plano da estrutura, ao passo que nas grelhas todas as forças são normais ao plano da estrutura e todos os binários têm seus vetores atuando neste plano. Assim, esta orientação do carregamento pode fornecer como resultado torção e flexão nos membros da grelha.

Os graus de liberdade de cada nó da estrutura são a rotação em torno do eixo X, a rotação em torno do eixo Y, e o deslocamento ou translação vertical no sentido do eixo Z. Assim, uma barra de grelha possui os graus de liberdade mostrados na Figura 2.12 em seu sistema local de coordenadas.

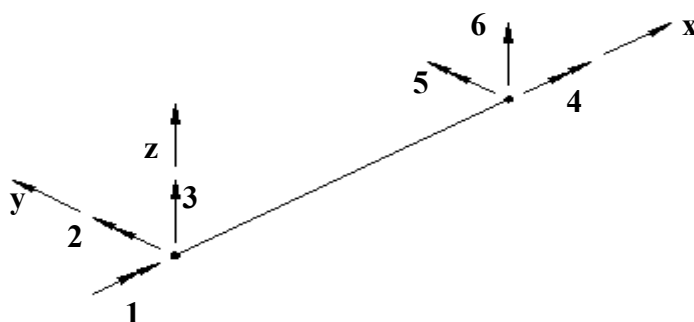


Figura 2.12 - Graus de liberdade de uma barra de grelha no sistema local

Os graus de liberdade 1 e 4 relacionam-se ao momento de torção atuante na barra; os graus de liberdade 2 e 5 relacionam-se ao momento fletor e os graus de liberdade 3 e 6 ao esforço cortante.

Pode-se escrever a matriz de rigidez de uma barra de grelha em relação ao sistema local através da Equação 2.20:

$$[r] = \begin{bmatrix} \frac{G.J_p}{L} & 0 & 0 & -\frac{G.J_p}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4E.I}{L} & -\frac{6E.I}{L^2} & 0 & \frac{2E.I}{L} & \frac{6E.I}{L^2} \\ 0 & -\frac{6E.I}{L^2} & \frac{12E.I}{L^3} & 0 & -\frac{6E.I}{L^2} & -\frac{12E.I}{L^3} \\ -\frac{G.J_p}{L} & 0 & 0 & \frac{G.J_p}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2E.I}{L} & -\frac{6E.I}{L^2} & 0 & \frac{4E.I}{L} & \frac{6E.I}{L^2} \\ 0 & \frac{6E.I}{L^2} & -\frac{12E.I}{L^3} & 0 & \frac{6E.I}{L^2} & \frac{12E.I}{L^3} \end{bmatrix} \quad \text{eq.(2.20)}$$

Onde J_p é o momento de inércia polar e G é o módulo de elasticidade transversal ou módulo de cisalhamento, que através da lei de Hooke generalizada para materiais isotrópicos e homogêneos define a Equação 2.21, que depende do Coeficiente de Poisson (ν).

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{eq.(2.21)}$$

Para que toda a grelha possa ser analisada, é necessário a utilização de um sistema de referência global como na figura 2.21.

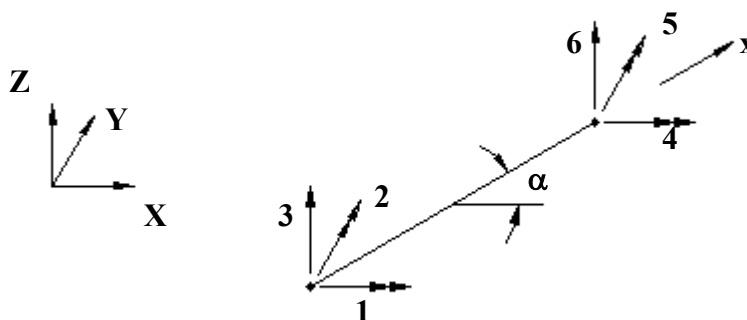


Figura 2.13 - Graus de liberdade de uma barra de grelha no sistema global

As equações de equilíbrio, relações entre o sistema local e global, a matriz de transformação e todo o resto do processo é idêntico àquele ao já descrito para os pórticos planos.

2.2 ANALOGIA DE GRELHA

A substituição de uma laje por uma série ortogonal de vigas que se cruzam é, provavelmente, uma das mais antigas propostas para a resolução de lajes. Este procedimento, na verdade, pode ser entendido como uma solução pelo método do limite inferior. Neste caso a distribuição de momentos para toda a placa é encontrada de maneira que:

- As condições de equilíbrio sejam satisfeitas em todos os pontos da placa;
- O critério de plastificação que define a resistência do elemento de placa não seja excedido em nenhum ponto;
- As condições de contorno sejam satisfeitas.

Assim, a carga última encontrada é sempre menor ou igual a carga correta, sendo portanto uma solução sempre a favor da segurança.

O método da análise do limite inferior foi chamado de “teoria do equilíbrio” por Hillerborg em 1956, e é sugerido por ele como um método de projeto para as lajes de concreto armado.

Hillerborg tinha o objetivo de apresentar um método de projeto que fosse, ao mesmo tempo simples de ser aplicado e que apresentasse sempre resultados a favor da segurança. De certa maneira, o seu intuito foi alcançado, pois, seu método além de simples acaba resultando em dimensionamentos a favor da segurança.

Para uma determinada placa, existe um número infinito de soluções pelo método do estado limite inferior, e a solução elástica, é apenas uma das soluções possíveis, por satisfazer as condições de equilíbrio e contorno, sendo que, a equação de equilíbrio das placas (Equação 2.22) pode ser aplicada tanto no regime elástico, quanto no regime plástico, pois ela é deduzida em função do equilíbrio estático. Torna-se necessário então que as seções das lajes de concreto armado sejam dotadas de ductilidade suficiente, para que a distribuição de momentos escolhida possa ser atingida após uma redistribuição de esforços, devendo as seções da laje serem armadas para resistir aos esforços internos em cada ponto.

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial m_{yx}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -q \quad \text{eq.(2.22)}$$

Hillerborg, no seu método das faixas eliminou a necessidade de se considerar os momentos de torção no cálculo da distribuição de momentos, pois se nenhuma parcela de carga é equilibrada por estes, o dimensionamento pode ser feito como se a laje fosse composta de faixas independentes, em geral em duas direções, tornando-se necessário apenas calcular os momentos das faixas por critérios da estática, garantindo o equilíbrio.

COELHO (2000), estudou diversas placas com vários formatos, relações de lados, diferentes vinculações e tamanhos da malha por Analogia de Grelha, buscando parâmetros que pudessem levar a uma solução próxima da teoria elástica, fazendo comparações com resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos e pela literatura clássica.

Nas grelhas planas, os esforços são proporcionais às rigidezes das barras, que são a rigidez à torção GJ_p e a rigidez à flexão EI ; onde G é o módulo de elasticidade transversal e J_p é momento de inércia polar. Utilizou-se como valor do módulo de elasticidade transversal o valor de $0,4E_c$ e para a determinação do momento de inércia polar as equações 2.23 e 2.24, onde b é sempre a menor dimensão da barra.

$$J_p = \beta hb^3 \quad \text{eq.(2.23)}$$

$$\beta = \frac{1}{3} - \left(0,21 \frac{b}{h}\right) \left(1 - \frac{b^4}{12h^4}\right) \quad \text{eq.(2.24)}$$

Para estudar a influência da malha, elaborou-se modelos com diversas malhas (80x80, 57x57, 44x44, 36x36, 26x26, 19x19, 10x10 e 5x5 centímetros) em lajes isoladas. Percebeu-se que existe uma influência significativa da malha, mas não só isso; para os deslocamentos e momentos fletores, os maiores valores acontecem com as malhas menos espaçadas e aí também se tem os menores valores dos momentos de torção, mantendo o equilíbrio. Percebeu-se que a rigidez à torção total da laje diminui significativamente para malhas pouco espaçadas. Isso ocorre já que a rigidez à torção é proporcional ao cubo da dimensão b , que é sempre a menor dimensão das barras da grelha. A rigidez à flexão total da laje permanece constante, mesmo com malhas diferentes.

“Isso demonstra que não é possível utilizar a rigidez à torção calculada com o momento de inércia polar J_p da Equação 2.24, que é muito dependente da espessura das faixas.

Uma das alternativas possíveis para contornar esse problema é adotar um momento de inércia polar diretamente proporcional ao momento de inércia à flexão.

É importante salientar que essa sugestão foi apresentada por MONTROYA (1973), o qual sugeriu que: “Para modelar a placa como uma grelha pode-se substituí-la por uma malha de vigas nas duas direções. A cada viga se atribui a inércia à flexão da faixa correspondente, e uma inércia à torção equivalente ao dobro de sua inércia à flexão.””

Foram então analisados diversos casos de lajes isoladas com o momento de inércia à torção proporcional ao momento de inércia à flexão, para as mesmas malhas anteriormente estudadas. Percebeu-se que os momentos fletores e volventes, assim como os deslocamentos mantêm-se praticamente constantes para qualquer espaçamento de malha. Comparando-se os resultados da Analogia de Grelha, com os fornecidos pela teoria clássica (Navier) e Método dos Elementos Finitos, para um coeficiente de Poisson igual a 0,2 (concreto armado), chega-se a conclusão de que o valor da rigidez J_p/I deve estar compreendido entre 2 e 3.

A Analogia de Grelha também pode ser empregada na resolução de lajes contínuas. O método permite analisar as lajes em conjunto com os apoios que na sua maioria são flexíveis, assim como considerar os carregamentos decorrentes de paredes como cargas distribuídas linearmente sobre as lajes. Deve-se lembrar que a flexibilidade dos apoios pode influenciar substancialmente os valores dos esforços internos, deslocamentos e reações de apoio. No entanto, torna-se complicado discretizar as lajes isoladas e obter uma única malha com a continuidade perfeita entre as barras de lajes contíguas. COELHO (2000), utilizou um artifício, através do qual a continuidade é garantida pela rigidez à torção das vigas de apoio; assim as barras da grelha de cada laje isolada ficam engastadas na viga de apoio, a qual toma-se como capaz de resistir à torção, simulando então a continuidade entre as lajes.

Comparando-se os resultados obtidos pela Analogia de Grelha com a modelagem por Elementos Finitos chega-se a conclusão que a Analogia de Grelha fornece também neste caso resultados próximos aos da Teoria Elástica.

Finalizando, COELHO (2000) em suas conclusões e recomendações escreve:

“No caso de lajes quadradas e retangulares simplesmente apoiadas, com cargas uniformemente distribuídas ou cargas lineares, com a malha de grelha paralela aos lados, os resultados obtidos com um módulo de elasticidade transversal $G=0,4E_c$ e um momento de inércia polar de duas a duas vezes e meia o momento de inércia à flexão, a Analogia de Grelha apresentou resultados para os esforços e deslocamentos, que diferem muito pouco da Teoria da Elasticidade. Além disso, para essas lajes, os resultados praticamente independem da malha utilizada.”

“No caso de lajes quadradas e retangulares engastadas ou componentes de um painel de lajes contínuas, os momentos fletores no vão e os deslocamentos também se mostraram pouco dependentes da malha com o momento de inércia polar proporcional ao momento de inércia à flexão. No entanto, os momentos nos engastes, no caso de lajes isoladas, e os momentos nos apoios, no caso de lajes de painéis contínuos, apresentam uma variação com tendência aos valores da Teoria da Elasticidade para malhas mais finas.”

“Alterando-se a rigidez à torção, obtém-se outros valores para os esforços e deslocamentos, que mesmo diferentes da teoria da elasticidade, são resultados válidos sob o ponto de vista da análise estrutural pelo método da análise limite, pelo fato de obedecerem ao Teorema Estático da Análise Limite.”

2.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

O Método dos Elementos Finitos surgiu como uma nova possibilidade para resolver problemas da Teoria da Elasticidade, superando as dificuldades e problemas inerentes aos métodos de Rayleigh-Ritz, Galerkin, Diferenças Finitas, Resíduos Ponderados e outros.

Portanto, na Engenharia, o MEF é um método numérico aproximado aplicado em geral a problemas em que não é possível obter soluções satisfatórias por métodos analíticos.

Conforme LA ROVERE (2001) o MEF pode ser definido sob três diferentes enfoques:

- Enfoque matemático – pode-se interpretar o MEF como um método aproximado para solução de equações diferenciais parciais ou Problemas de Valor de Contorno, assim como o Método das Diferenças Finitas.
- Enfoque físico - O Método dos Elementos Finitos pode ser caracterizado como um método de discretização, ou seja, transforma um sistema contínuo, com uma infinidade de pontos, em um sistema discreto com um número finito de pontos.
- Enfoque variacional - O método é uma modificação do Método Variacional de Rayleigh-Ritz, em que o domínio de integração do funcional é subdividido em regiões.

O Método dos Elementos Finitos consiste em dividir o domínio de integração do problema em um número discreto de regiões pequenas de dimensões finitas denominadas elementos finitos. A esta divisão dá-se o nome de malha de elementos finitos que pode ser aumentada ou diminuída variando o tamanho dos elementos. Os elementos finitos podem ter as mais diversas formas geométricas, de maneira a permitir uma melhor representação do problema: elementos unidimensionais com barras de eixo reto ou curvo, elementos bidimensionais planos (triangulares, retangulares, quadriláteros com lados retos ou curvos), elementos tridimensionais sólidos (tetraédricos, hexaédricos, com lados retos ou curvos), elementos laminares de placa (superfície plana) e casca (superfície curva) e elementos axi-simétricos.

Os elementos são ligados entre si por pontos nodais denominados de nós, sendo que cada elemento tem um número determinado de nós, que podem ser externos, os que materializam a ligação com os demais elementos, ou internos.

Ao invés de procurar-se soluções aproximadas tratando-se o problema globalmente, como é feito por métodos aproximados tais como o Método de Rayleigh-Ritz e o de Galerkin, considera-se cada região ou elemento isoladamente, o que possibilita a escolha de funções mais simples para representar o comportamento aproximado local nesta região.

As incógnitas do problema são expressas em função de valores nodais que são relacionadas através de funções de interpolação polinomiais válidas para cada região ou elemento. Os polinômios empregados podem ser do 1º grau ou de ordem superior, o que acaba por fornecer uma maior flexibilidade ao método. Assim, segundo ASSAN (1999), ao invés de se buscar uma função admissível que satisfaça as condições de contorno para todo o domínio, busca-se funções admissíveis ao domínio de cada elemento finito. Para cada elemento é então montado um funcional, que somado ao dos demais elementos, formam o funcional que representa todo o domínio. Para cada elemento forma-se uma função aproximadora gerada por variáveis referidas aos parâmetros nodais e por funções denominadas de funções de forma. Como no método de Rayleigh-Ritz a condição de estacionariedade gera um sistema de equações algébricas lineares, no qual a solução deste sistema fornece os valores dos parâmetros nodais, que podem ser deslocamentos, forças internas, ou ambos, dependendo da formulação do MEF que se utilize.

Se o campo de deslocamentos for descrito por funções aproximadoras e o princípio da mínima energia potencial for empregado, as incógnitas são as componentes dos deslocamentos nodais. Esta forma corresponde ao Método dos Deslocamentos ou da Rigidez.

No entanto, se o campo de tensões ou esforços internos for representado por funções aproximadoras, as incógnitas são tensões ou esforços internos nodais; e esta forma corresponde ao Método da Flexibilidade ou das Forças.

Utilizando-se então a forma correspondente ao método dos Deslocamentos, LA ROVERE (2001) mostra um exemplo de uma chapa engastada em um bordo com um furo (Figura 2.14); que é um problema de Estado Plano de Tensões, em que as incógnitas são o campo de deslocamentos no plano da chapa, $u(x,y)$ e $v(x,y)$. Devido à complexidade da geometria da chapa, não seria possível para este problema obter-se uma solução exata, analítica.

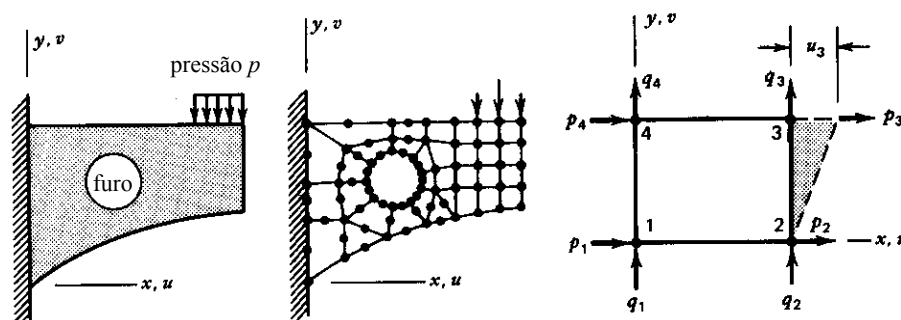


Figura 2.14 – Chapa engastada (LA ROVERE (2001))

Aplicando-se o Método dos Elementos Finitos ao problema, a chapa é discretizada em ne elementos com um total de N nós; obtendo-se assim um total de $2N$ incógnitas, uma vez que cada nó tem 2 graus de liberdade (nó i : deslocamentos u_i e v_i). Transforma-se assim o sistema de equações diferenciais que rege o problema em um sistema de equações algébricas $2N \times 2N$, no qual as incógnitas são os deslocamentos nodais. Pode-se escrever o sistema de equações de maneira matricial:

$$[K] * \{U\} = \{F\} \tag{eq.(2.25)}$$

Onde: $[K]$ é a matriz de rigidez da estrutura;

$\{U\}$ é o vetor de deslocamentos nodais e

$\{F\}$ é o vetor de forças nodais.

Resolvendo-se este sistema de equações obtém-se as incógnitas, que são os deslocamentos nodais $\{U\}$. Obtidos estes últimos, tem-se, em qualquer ponto dentro de cada elemento, os deslocamentos $u(x, y)$ e $v(x, y)$, utilizando-se as funções de interpolação do elemento. A partir destes deslocamentos obtém-se as deformações específicas e as tensões em qualquer ponto dentro do elemento finito.

Deve-se ressaltar que a solução obtida para o problema é uma solução aproximada. Atendidas certas condições, refinando-se a malha, ou seja, aumentando-se o número de elementos, a solução aproximada tende para a solução exata, ou seja, o método é dito convergente.

3 PRINCÍPIOS BÁSICOS DAS AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

3.1 ESTADOS LIMITES

FUSCO (1977), comenta que os estados limites últimos e de serviço, são os estados limites que podem ser atingidos por uma estrutura, ou em parte dela, como decorrência das ações atuantes; onde se entende que ações são representadas por qualquer influência ou conjunto de influências que podem produzir tensões na estrutura. Pode-se dizer que existem dois tipos de ações: as forças que são ações diretas e as deformações impostas que são ações indiretas.

Segundo SÜSSEKIND (1979), “As obras, no seu conjunto ou parte, devem poder resistir, com uma conveniente margem de segurança, a todas as solicitações oriundas de carregamentos aplicados ou deformações impostas durante o período de construção e futuro uso, além de não deverem apresentar deformações excessivas que possam comprometer o conforto de sua utilização, ou indesejável grau de fissuração que, por facilitar a corrosão, venha a diminuir sua durabilidade.”

Conforme definições da NBR 8681 (1984) – Ações e Segurança nas Estruturas, os estados limites de uma estrutura são os estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção, podendo ser estados limites últimos ou estados limites de utilização (de serviço).

3.1.1 Estados Limites Últimos (ELU)

São estados limites últimos aqueles que se relacionam ao colapso, ou qualquer outra forma de ruína, que possa levar a suspensão do uso de uma estrutura.

O do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) orienta que: A segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- Estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais;

- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- Outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais ou em construções especiais.

3.1.2 Estados Limites de Serviço (ELS)

São estados limites de utilização ou de serviço aqueles que estão relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional da mesma, em relação aos usuários, equipamentos e máquinas utilizadas.

A segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns dos seguintes estados limites de serviço:

- Estado limite de formação de fissuras, onde se tem início a formação de fissuras. Usual nas verificações de concreto protendido;
- Estado limite de abertura das fissuras, onde as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados pela normalização para a estrutura em questão;
- Estado limite de deformações excessivas, onde as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção;
- Estado limite de descompressão, situação no qual em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. Usual nas verificações de concreto protendido;
- Estado limite de descompressão parcial, no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas em concreto protendido;
- Estado limite de compressão excessiva, onde as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Verificação usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão;
- Estado limite de vibrações excessivas, onde as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

Vale lembrar que em construções especiais pode ser necessário verificar a segurança em relação a outros estados limites de serviço que possam ocorrer.

Conforme FUSCO (1977), para que uma construção seja considerada como segura, além dos estados limites últimos, os estados limites de serviço também devem ser avaliados.

Sob as cargas de serviço, as estruturas não devem apresentar deformações excessivas, sob pena de se obter danos nos revestimentos, alvenarias e esquadrias; além do que o efeito psicológico leva os usuários a interpretarem os deslocamentos excessivos como indício de colapso. Quando as deformações causarem problemas somente de natureza geométrica, pode-se partir do artifício de adotar contraflechas construtivas.

Quanto a fissuração, devido à pequena resistência à tração do concreto, com o agravante dos efeitos de retração, pode-se ter em princípio, uma diminuição da proteção das armaduras, expondo-as ao ataque de agentes agressivos do meio ambiente. Portanto torna-se necessário o controle da abertura das fissuras nas peças de concreto armado, pois mesmo fissurado o concreto pode fornecer uma proteção adequada às armaduras.

3.2 AÇÕES

O Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) estabelece que: “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.” Além do que estabelece alterações nos itens 5.1.4.1.a e 5.1.4.1.b e tabelas 1, 2, 3, 4 e 5 da NBR 8681 (1984) - Ações e Segurança nas Estruturas.

Conforme a NBR 8681 (1984) e o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), as ações são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais com o propósito de estabelecer regras para as devidas combinações de esforços.

As ações permanentes são aquelas que ocorrem durante praticamente toda a vida da construção com valores constantes ou com pequena variação em torno da média. Estas podem ainda ser subdivididas em diretas: o peso próprio dos elementos estruturais e elementos construtivos permanentes como os revestimentos por exemplo, o peso dos

equipamentos fixos, os empuxos de terra ou de outros materiais desde que não removíveis; e as indiretas como a protensão, recalques ou deslocamentos de apoio, retração e fluência do concreto.

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante o período de vida da construção. As cargas acidentais de uso e de construção das estruturas, a ação do vento e das águas da chuva são ditas ações variáveis diretas; enquanto que as variações térmicas e ações dinâmicas são chamadas de ações variáveis indiretas.

Ações excepcionais são aquelas decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e abalos sísmicos.

3.2.1 Valores das Ações

Designa-se por F_k os valores característicos das ações em função da variabilidade de suas intensidades nas distribuições respectivas de probabilidade. Assim também designa-se por F_{gk} e F_{qk} , os valores característicos das ações permanentes e variáveis.

As ações também podem ser expressas por seus valores representativos que podem ser: os valores característicos; os valores convencionais excepcionais; e os valores reduzidos em função da combinação de ações. Neste último caso, pode-se ter, para as verificações de estados limites últimos, a ação considerada se combinando com a ação principal, com os valores reduzidos sendo determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0 F_k$, que considera muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes; e para as verificações de estados limites de serviço os valores reduzidos são determinados a partir dos valores característicos pelas expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, que estimam valores freqüentes e quase permanentes, respectivamente, de uma ação que acompanha a ação principal.

Os valores representativos das ações, majorados pelo coeficiente de ponderação γ_f , definem o que se denomina de valores de cálculo F_d . Onde o coeficiente de ponderação γ_f é dado pela equação 3.1:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad \text{eq. 3.1}$$

em que:

γ_{f1} é um fator que considera a variabilidade das ações e é tabelado;

γ_{f2} é um fator que considera a simultaneidade de atuação das ações, dependendo dos coeficientes ψ_0 , ψ_1 ou ψ_2 , que também são tabelados;

γ_{f3} é um fator que considera os desvios gerados nas construções, não explicitamente considerados, e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações, sendo também tabelado.

3.2.2 Combinações de Ações

Conforme o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001): “Um carregamento é definido pela combinação das ações que tem probabilidade não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.”

“A combinação de ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura e a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.”

Assim sendo, existem três formas possíveis para as combinações últimas:

- Combinações últimas normais, onde deve-se levar em conta as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas como secundárias, com seus valores reduzidos.
- Combinações últimas especiais ou de construção, onde deve-se levar em conta as ações permanentes e a ação variável especial, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação.
- Combinações últimas excepcionais, onde deve-se levar em conta as ações permanentes e a ação variável excepcional, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação.

As combinações de serviço também são em número de três e dependem, da sua permanência na estrutura:

- Combinações quase permanentes, são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas. Nestas combinações, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$.
- Combinações freqüentes, são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações. Nas combinações freqüentes, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor freqüente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$.
- Combinações raras, são aquelas que ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras, usual nas verificações de concreto protendido. Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores freqüentes $\psi_1 F_{qk}$.

3.3 RESISTÊNCIAS

Define-se a resistência de cálculo f_d pela equação 3.2:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad \text{eq.(3.2)}$$

Onde f_k é o valor característico da resistência do aço ou concreto e γ_m é o coeficiente de minoração da resistência dado pela equação 3.3, que leva em conta a variabilidade da resistência dos materiais (γ_{m1}), a diferença entre a resistência do material nos corpos de

prova e na estrutura (γ_{m2}) e os desvios gerados na construção e as aproximações efetuadas em projeto do ponto de vista das resistências (γ_{m3}).

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \qquad \text{eq. 3.3}$$

Os valores dos coeficientes γ_m estão tabelados no Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), para as verificações dos estados limites últimos e de serviço.

3.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Segundo o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), devem ser atendidas as condições construtivas e as condições analíticas de segurança na verificação da segurança das estruturas.

Quanto às condições construtivas de segurança deve-se atender as especificações normativas referentes aos critérios de detalhamento, controle dos materiais, e controle de execução da obra.

Quanto às condições analíticas de segurança, as resistências de cálculo não devem ser menores que as solicitações de cálculo e devem ser verificadas em relação a todos os estados limites e todos os carregamentos e combinações de ações especificados para o tipo de construção considerada.

4 MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Neste capítulo serão apresentados conceitos fundamentais da Análise Estrutural, assim como a descrição dos modelos estruturais e programas computacionais utilizados na elaboração deste trabalho.

4.1 PRINCÍPIOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL

Toda construção deve possuir um conjunto de elementos resistentes, ou seja, uma estrutura que tenha condições de propiciar a existência de segurança aos estados limites últimos e de serviço.

A primeira etapa do projeto estrutural de uma construção consiste na idealização de um arranjo estrutural. Deve-se lembrar sempre, que são inúmeras as possibilidades de arranjo estrutural para uma mesma construção, devendo-se sempre na medida do possível seguir o delineamento arquitetônico e buscar soluções economicamente viáveis.

Com o delineamento do arranjo estrutural, ou modelo teórico da estrutura, define-se o sistema estrutural resistente, o comportamento de cada elemento, as vinculações, as características geométricas, as propriedades dos materiais; devendo este modelo ser o mais realista possível permitindo representar todos os caminhos das ações até as fundações, além de representar o comportamento não linear dos materiais.

Conforme LORIGGIO (2000), a escolha do sistema estrutural pode depender do tipo de função específica que o modelo esteja executando. Muitas vezes para um determinado tipo de carregamento utiliza-se um modelo e para um carregamento diferente é necessário trocá-lo; assim, para o estudo do carregamento vertical, é comum considerar as vigas como simplesmente apoiadas nos pilares intermediários e para a verificação do efeito do vento é necessário considerar a estrutura como um pórtico, ou como um conjunto de pórticos ou paredes estruturais associados.

Uma estrutura pode ser idealizada por um conjunto de elementos resistentes normalmente definidos pela sua geometria e função estrutural. Os elementos estruturais podem ser classificados em elementos lineares ou barras: vigas, pilares, tirantes, arcos; e elementos de superfície: placas, chapas, cascas, pilares-parede.

4.1.1 Hipóteses Básicas

O Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) fixa as hipóteses básicas para a análise estrutural:

- As condições de equilíbrio devem ser necessariamente respeitadas, e podem ser estabelecidas com base na geometria indeformada da estrutura obtida por teoria de primeira ordem, com exceção nos casos em que os deslocamentos alterem de maneira significativa os esforços internos, como no caso de pilares e peças predominantemente comprimidas avaliando-se os efeitos de instabilidade e de segunda ordem.
- Quando as condições de compatibilidade não forem verificadas no estado limite considerado, devem ser adotadas medidas que garantam a ductilidade adequada da estrutura no estado limite último, resguardado um desempenho adequado nos estados limites de serviço.
- É admitido carregamento monotônico até o estado limite considerado, nas estruturas usuais, desde que a resposta a ciclos de carga e descarga, em serviço, não solicite o concreto a tensões de compressão acima de $0,5 f_{ck}$.

4.1.2 Tipos de Análise Estrutural

Segundo FUSCO (1977), os materiais estruturais, possuem comportamentos básicos que são definidos pelas relações entre tensões e deformações:

- A elasticidade é a propriedade da matéria não guardar deformações residuais;
- A elasticidade linear é aquela caracterizada por uma relação linear entre as componentes do estado de tensão e as componentes do estado de deformação correspondente, valendo a lei de Hooke generalizada;
- A viscoelasticidade é a elasticidade linear cujos parâmetros variam com o tempo, como o concreto que apresenta o fenômeno da deformação lenta;
- A plasticidade é a propriedade da matéria de guardar deformações residuais;
- Materiais de comportamento elasto-plástico perfeito são aqueles que para níveis de sollicitação abaixo de um certo limite apresentam comportamento elástico linear, e

acima desse nível apresentam um comportamento elasto-plástico, caracterizado pela existência de um patamar de escoamento no diagrama tensão deformação e que no descarregamento, o andamento do diagrama seja paralelo à reta que corresponde à fase elástica.

- Material de comportamento rígido-plástico, é o material elasto-plástico perfeito em que a parcela de deformação elástica é desprezível em face da parcela de deformação plástica.

Conforme VILLAÇA e GARCIA (1999), quando se pode enquadrar um problema no âmbito do comportamento linear, tem-se assegurada a validade do princípio da superposição de efeitos, que é uma ferramenta de grande utilidade na análise estrutural, e por conseguinte, se a hipótese de comportamento linear torna-se inadequada e o comportamento estrutural passa a ser dito não linear, deixando de ser válido o referido princípio.

Segundo FUSCO (1977), para efeito do projeto estrutural, o comportamento real dos materiais é idealizado conforme os modelos básicos acima citados. Porém, os materiais reais não tem o mesmo comportamento para todos os níveis de solicitação. Apresentam um comportamento elástico, usualmente assimilável a um comportamento elástico linear para solicitações suficientemente baixas e para níveis maiores de solicitações os materiais apresentam um comportamento elasto-plástico.

Também, o comportamento das estruturas é definido pelas relações existentes entre as ações e os efeitos estruturais correspondentes, tendo-se como comportamentos básicos das estruturas, o comportamento linear e o comportamento não linear.

Para que uma estrutura possua comportamento linear, é necessário que o material também possua comportamento linear, além de uma geometria adequada da estrutura. Quando uma dessas condições não é satisfeita, a estrutura possui um comportamento não linear, podendo existir uma não linearidade física ou uma não linearidade geométrica.

Conforme FUSCO (1977), nas peças de concreto estrutural, são definidos ainda dois comportamentos particulares do material, chamados de estágio I e estágio II. No estágio I é admitida a linearidade dos materiais, permanecendo íntegro o concreto tracionado, portanto não fissurado. No estágio II, é admitida a linearidade física do aço e do concreto comprimido, considerando-se que o concreto tracionado está totalmente

fissurado. Teoricamente o fim do estágio I e início do estágio II é atingido, quando, no ponto mais solicitado, a tensão de tração no concreto é igual a sua resistência à tração, mas na verdade essa passagem é gradual, pois não ocorre a fissuração do concreto tracionado simultaneamente em todos os pontos da peça. Além dos estágios I e II, também é usual a consideração do estágio III que representa o esgotamento da capacidade resistente da peça. Segundo FUSCO (1986) o estágio III pode ocorrer tanto pela ruptura do concreto comprimido, quanto pela deformação plástica excessiva da armadura tracionada.

Conforme o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), para a situação de projeto, a análise estrutural pode ser efetuada por um dos métodos abaixo apresentados, que se diferenciam pelo comportamento admitido para os materiais constituintes da estrutura, não se perdendo de vista em cada caso as correspondentes limitações.

4.1.2.1 Análise linear

A análise linear tem como premissa básica, o comportamento elástico linear apresentado pelos materiais.

Na análise global as características geométricas da estrutura podem ser determinadas pela seção bruta de concreto dos elementos estruturais, sendo que, nas análises locais para cálculo dos deslocamentos, na eventualidade da fissuração, esta deve ser considerada, assim como os efeitos da deformação lenta.

Os valores para o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson devem ser adotados de acordo com o item 8.2.8 e 8.2.9 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) respectivamente, devendo-se, em princípio, considerar o módulo de elasticidade secante, tanto para a determinação dos esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço.

Os resultados dessa análise linear são usualmente empregados para a verificação de estados limites de serviço, sendo possível estender os resultados encontrados para as verificações de estado limite último, mesmo com tensões elevadas, desde que seja garantida a ductilidade dos elementos estruturais.

Nas lajes para verificação do estado limite de deformação excessiva tanto para a análise linear com e sem redistribuição podem ser utilizados valores de rigidez do

estádio I, considerando o módulo de elasticidade secante do concreto, desde que os momentos fletores sejam menores que os de fissuração.

4.1.2.2 Análise linear com redistribuição

Segundo o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), na análise linear com redistribuição, os efeitos das ações, determinados em uma análise linear, são redistribuídos na estrutura, para as combinações de carregamento nas verificações do estado limite último.

Neste caso as condições de equilíbrio e de ductilidade devem ser obrigatoriamente satisfeitas. Todos os esforços internos devem ser recalculados de modo a garantir o equilíbrio de cada um dos elementos estruturais e da estrutura como um todo. Os efeitos de redistribuição devem ser considerados em todos os aspectos do projeto estrutural, inclusive as condições de ancoragem e corte de armaduras e os esforços a ancorar.

As redistribuições de momentos fletores e torsões em pilares, elementos lineares com preponderância de compressão e consolos só podem ser adotadas quando forem decorrentes de redistribuições de momentos de vigas que a eles se liguem, e quando forem utilizados procedimentos aproximados, apenas uma pequena redistribuição é permitida em estruturas de nós móveis.

É sabido que a capacidade de rotação dos elementos estruturais lineares como as vigas é função da posição da linha neutra no estado limite último, sendo que quanto menor é a relação x/d , maior é essa capacidade de rotação, portanto, maior a ductilidade. Assim, para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões dos apoios das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não forem feitas redistribuições de esforços solicitantes, a posição da linha neutra no estágio III deve obedecer aos seguintes limites:

- $x/d \leq 0,50$ para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa
- $x/d \leq 0,40$ para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.

Limites estes que podem ser alterados se forem utilizados detalhes especiais de armaduras, como por exemplo estribos que produzem confinamento nessas regiões.

Quando for efetuada uma redistribuição, reduzindo-se um momento fletor de M para δM , em uma determinada seção transversal, a relação entre o coeficiente de redistribuição δ e a posição relativa da linha neutra nessa seção x/d , para o momento reduzido δM , deve ser dada por:

- $\delta \geq 0,44 + 1,25 x/d$ para concretos com $f_{ck} \leq 35$ MPa
- $\delta \geq 0,56 + 1,25 x/d$ para concretos com $f_{ck} > 35$ MPa.

E o coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer aos seguintes limites:

- $\delta \geq 0,90$ para estruturas de nós móveis;
- $\delta \geq 0,75$ em qualquer outro caso e para as lajes.

No entanto, podem ser adotadas redistribuições maiores, desde que a estrutura seja calculada mediante o emprego de análise não linear ou de análise plástica, com verificação explícita da capacidade de rotação das rótulas plásticas.

Cuidados especiais devem ser tomados com relação a carregamentos de grande variabilidade.

As verificações de combinações de carregamento para os estados limites de serviço ou de fadiga podem ser baseadas na análise linear sem redistribuição, sendo desejável de uma maneira geral que não ocorra redistribuição de esforços em serviço.

4.1.2.3 Análise plástica

Conforme o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), a análise estrutural é denominada plástica quando as não linearidades puderem ser consideradas admitindo-se materiais de comportamento rígido-plástico perfeito ou elasto-plástico perfeito.

Em estruturas reticuladas, a análise plástica não pode ser adotada quando se consideram os efeitos de segunda ordem globais e quando não houver ductilidade suficiente para que as configurações adotadas sejam atingidas.

A sua aplicação nas verificações de estados limites últimos pode ser efetuada com a simulação de rótulas plásticas localizadas nas seções críticas; sendo obrigatória a verificação das rotações destas rótulas, correspondentes aos mecanismos adotados, que não podem superar a capacidade de rotação plástica das seções transversais correspondentes.

Essa capacidade, que é função da profundidade da linha neutra na seção para o momento considerado na rótula, pode ser determinado através da Figura 4.1, para uma razão a/d igual a 6, onde a é a distância entre pontos de momento nulo da região que contém a seção plastificada, e para outras relações a/d , deve-se multiplicar os valores extraídos da figura por $\sqrt{(a/d)/6}$. Para cada uma das combinações de carregamento consideradas, deve-se efetuar a verificação da capacidade de rotação de rótulas plásticas.

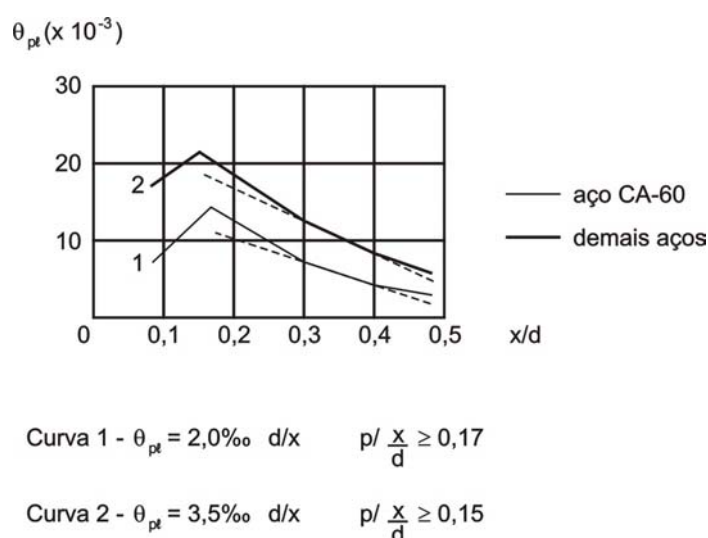


Figura 4.1 - Capacidade de rotação de rótulas plásticas - (Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001))

Nas lajes, para a consideração do estado limite ultimo, a análise de esforços pode ser realizada através da teoria das charneiras plásticas. Para que se garanta as condições apropriadas de ductilidade, dispensando a verificação explícita da capacidade de rotação plástica, acima descrita, deve-se ter a posição da linha neutra limitada em $x/d \leq 0,30$.

Na falta de melhores dados experimentais deve ser adotada para lajes retangulares a razão mínima de 1,5:1 entre momentos negativos nos bordos indesejáveis com continuidade e momentos positivos no vão. Cuidados especiais devem ser tomados em relação à fissuração e verificação dos deslocamentos nos estados limites de serviço, principalmente quando se adota a relação entre momentos, muito diferente da que resulta de uma análise elástica.

No caso de carregamento cíclico, com possibilidade de fadiga, deve-se evitar o cálculo plástico, preferindo-se a análise linear.

4.1.2.4 Análise não linear

Na análise não linear é considerado o comportamento não linear dos materiais, podendo ser empregada tanto para verificações de estados limites últimos como para verificações de estados limites de serviço.

Toda a geometria da estrutura, bem como todas as suas armaduras, precisam ser conhecidas para que a análise não linear possa ser efetuada, pois a resposta da estrutura depende das armações empregadas, sendo que as condições de equilíbrio, de compatibilidade e de ductilidade devem ser necessariamente satisfeitas.

4.1.2.5 Análise através de modelos físicos

Conforme o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), nas análises através de modelos físicos, o comportamento da estrutura deve ser determinado a partir de ensaios realizados com estes, considerando os critérios de semelhança mecânica.

A metodologia empregada nos experimentos deve assegurar a possibilidade de obter a correta interpretação dos resultados, que deve ser justificada por modelo teórico do equilíbrio nas seções críticas e análise estatística dos resultados.

Se for possível uma avaliação adequada da variabilidade dos resultados, pode-se adotar as margens de segurança prescritas na NBR 6118 para os critérios de ações e segurança aos estados limites. Caso contrário, quando só for possível avaliar o valor médio dos resultados, deve ser ampliada a margem de segurança referida na NBR 6118, cobrindo a favor da segurança as variabilidades avaliadas por outros meios.

Obrigatoriamente devem ser obtidos resultados para todos os estados limites últimos e de serviço a serem empregados na análise da estrutura; sendo que todas as ações, condições e possíveis influências que possam ocorrer durante a vida da estrutura devem ser convenientemente reproduzidas nos ensaios.

4.1.3 Instabilidade das Estruturas e Efeitos de Segunda Ordem

Conforme o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), em estruturas de concreto armado o estado limite último de instabilidade é atingido sempre que, ao crescer a intensidade do carregamento e logicamente das deformações, existirem elementos submetidos a flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente seja inferior ao aumento da sollicitação devida ao carregamento, existindo três tipos de instabilidade: nas estruturas sem imperfeições geométricas iniciais, pode haver para casos especiais de carregamento perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio; pode haver perda de estabilidade sem bifurcação do equilíbrio por passagem brusca de uma configuração para outra reversa da anterior; e em estruturas de material de comportamento não linear, com imperfeições geométricas iniciais, não há perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio, podendo, no entanto, haver perda de estabilidade quando, ao crescer a intensidade do carregamento, o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor do que o aumento da sollicitação. O primeiro e segundo casos acima citados, podem ocorrer tanto para estruturas de material de comportamento linear ou não linear.

Designam-se como efeitos de segunda ordem aqueles que se somam aos obtidos numa análise de primeira ordem, onde o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial, e então passa-se a analisar o equilíbrio considerando a configuração deformada. Esses efeitos, em cuja determinação deve ser considerado o comportamento não linear dos materiais, podem ser desprezados sempre que não representem acréscimo superior a 10% nas reações e nas sollicitações relevantes da estrutura.

A análise estrutural com efeitos de segunda ordem deve assegurar que para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo não ocorra perda de estabilidade, nem esgotamento da capacidade resistente de cálculo, levando-se em conta obrigatoriamente a não linearidade física presente nas estruturas de concreto armado, o que pode ser feito através da construção de relações momento-curvatura para cada seção com armadura suposta conhecida e para o valor da força normal atuante; e as imperfeições geométricas globais e locais do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada.

Para tanto, na análise global das estruturas reticuladas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais θ_a conforme mostra a Figura 4.2. No entanto, o desaprumo mínimo θ_{lmin} não deve necessariamente ser superposto ao carregamento de vento, podendo ser considerado apenas o mais desfavorável, ou seja, aquele que provoca o maior momento total na base de construção.

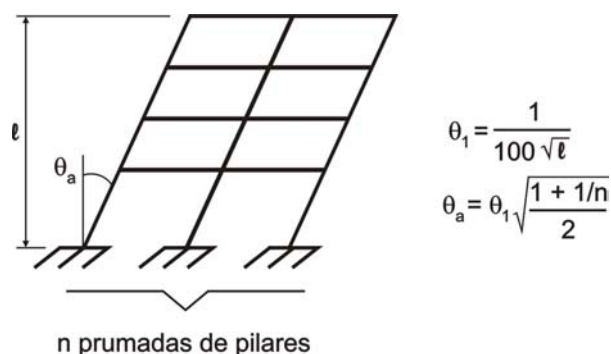


Figura 4.2 - Imperfeições geométricas globais (Proj. de Revisão da NBR 6118 (2001))

Sendo que:

$\theta_{lmin} = 1/400$ para estruturas de nós fixos;

$\theta_{lmin} = 1/300$ para estruturas de nós móveis e imperfeições locais;

$\theta_{lmax} \leq 1/200$.

No caso de elementos que ligam pilares contraventados a pilares de contraventamento, deve ser considerada a tração decorrente do desaprumo do pilar contraventado como apresentado na Figura 4.3.a.

No caso da verificação de um lance de pilar, deve ser considerado o efeito do desaprumo ou da falta de retilinidade do eixo do pilar, como pode ser observado respectivamente na Figura 4.3.b e 4.3.c.; admitindo-se que nos casos usuais, a consideração apenas da falta de retilinidade ao longo do lance de pilar seja suficiente.

Deve-se admitir nas estruturas reticuladas usuais, para que o efeito das imperfeições locais seja verificado, um momento mínimo, chamado de momento total $M_{1d,min}$ de primeira ordem, ou seja, o momento de primeira ordem acrescido dos efeitos das imperfeições locais, que deve respeitar o valor mínimo dado por $N_d \cdot (0,015 + 0,03h)$, onde h é a altura total da seção transversal na direção considerada, em metros.

Entende-se que, no caso de pilares submetidos à flexão oblíqua composta, esse mínimo deve ser respeitado em cada uma das direções principais, separadamente.

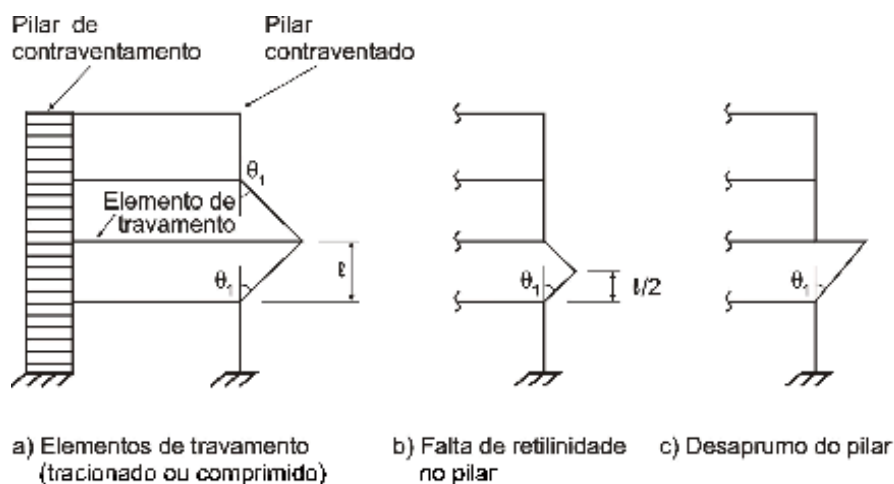


Figura 4.3 - Imperfeições geométricas locais (Proj. de Revisão da NBR 6118 (2001))

Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente, surgindo na estrutura esforços denominados de segunda ordem globais, decorrentes desses deslocamentos. Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas. Nos pilares parede pode-se ter uma região que apresenta não retilindade maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de segunda ordem maiores, chamados de efeito de segunda ordem localizados que podem ser vistos na Figura 4.4. Efeitos estes que além de aumentar nesta região a flexão longitudinal, aumentam também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar os estribos nestas regiões.

Para a análise estrutural, as estruturas podem ser divididas em dois grupos, em função dos deslocamentos horizontais:

As estruturas podem ser consideradas de nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, assim como, os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis, sendo inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem; bastando, considerar os efeitos locais e localizados de segunda ordem.

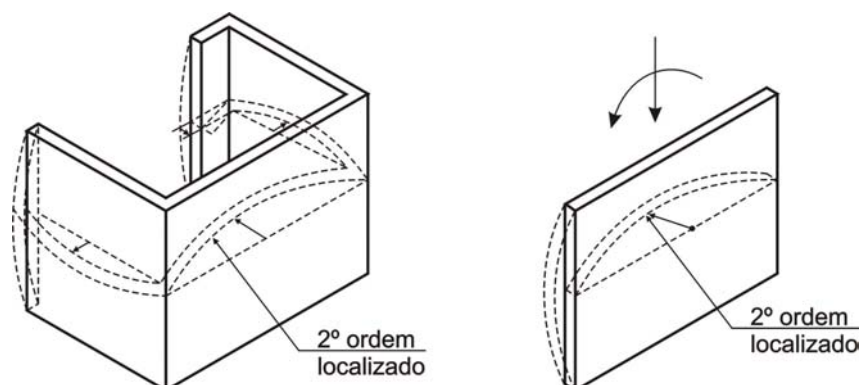


Figura 4.4 – Efeitos de segunda ordem localizados (Proj. de Revisão da NBR 6118 (2001))

As estruturas podem ser consideradas de nós móveis quando os deslocamentos horizontais não são pequenos e, por conseguinte, os efeitos globais de segunda ordem são importantes, sendo superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem; devendo-se considerar os esforços de segunda ordem globais, assim como os locais e localizados. Dessa maneira, segundo FUSCO (1986), a estabilidade das construções passa a depender em grande parte da rigidez das vigas, que passam a absorver partes dos esforços acima mencionados.

Assim, para facilidade das análises, pode-se identificar dentro de uma estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez às ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento, que também podem ser de nós fixos ou de nós móveis. O restante da estrutura pode ser chamado de estrutura contraventada, formada por elementos contraventados.

A consideração dos esforços globais de segunda ordem pode ser dispensada com a utilização dos processos aproximados do Parâmetro de Instabilidade α e Coeficiente γ_z . Assim, se forem respeitados os limites normalizados, a estrutura pode ser dita de nós fixos, sem necessidade de cálculos rigorosos.

Caso se tenha excedido a limitação dos processos aproximados acima citados, e seja então a estrutura em questão de nós móveis, fica obrigatório a consideração da não linearidade física e geométrica, o que pode ser conseguido com a utilização do processo P- Δ .

4.2 MODELOS UTILIZADOS

4.2.1 Modelo de “Viga sobre Viga”

Este modelo de cálculo denominado neste trabalho de “Viga sobre Viga”, pode ser considerado elementar e talvez ainda seja o esquema estrutural mais utilizado nos pequenos escritórios de cálculo estrutural.

Nele, as lajes são analisadas individualmente, ignorando a deformabilidade das vigas de contorno. As reações das lajes são obtidas por área de abrangência e são distribuídas linearmente sobre as vigas de apoio, como indicação do item 3.3.2.9 na NBR 6118 (1978) e o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) em seu item 14.7.6.1: Nas lajes maciças retangulares com carga uniforme podem ser feitas as seguintes aproximações para a determinação das reações de apoio:

- As reações em cada apoio são as correspondentes às cargas atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas correspondentes à análise plástica efetivada, sendo que essas reações podem ser, de maneira aproximada, consideradas uniformemente distribuídas sobre os elementos estruturais que lhes servem de apoio;
- Quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices com os seguintes ângulos: 45° entre dois apoios do mesmo tipo; 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado e 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Os esforços de flexão nas lajes são obtidos por meio de tabelas como as de Marcus (utilizadas neste trabalho), Czerny, Bares, etc., ou ainda por métodos plásticos como a Teoria das Charneiras Plásticas. Como momento de continuidade será adotado de maneira simplificada, conforme permissão do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) em seu item 14.7.6.2, o maior momento negativo sobre uma borda comum entre duas lajes contíguas calculadas isoladamente.

As vigas são consideradas simplesmente apoiadas sobre apoios indeformáveis, considerando que, no encontro de duas vigas a de menor rigidez apoia-se sobre a de rigidez maior. As reações das vigas de menor rigidez são transferidas para as vigas de

suporte para que se possa prosseguir com a marcha de cálculo. Para esse tipo de modelagem será empregado o programa Provinga.

O Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) ainda permite a utilização do clássico modelo de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares para o estudo das cargas verticais, sendo que devem ser observados alguns pontos:

- Não devem ser considerados momentos positivos menores que os que seriam obtidos se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- Quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não deve ser considerado momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- Quando não se realizar o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga deve ser considerado, nos apoios externos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos na Equação 4.1 para as vigas, 4.2 para o pilar superior e 4.3 para o pilar inferior em função das rigidezes (r) dos elementos. Para levar em conta de maneira aproximada os efeitos da continuidade entre as vigas e pilares deve-se admitir que os pilares sejam apoiados a meia altura dos pavimentos superiores e inferiores. Neste caso assume-se que a meia altura os deslocamentos e os momentos fletores de primeira ordem nos pilares são nulos, simulando daí as condições de apoio.

$$\frac{r_{pilar\ inf} + r_{pilar\ sup}}{r_{viga} + r_{pilar\ inf} + r_{pilar\ sup}} \quad eq.(4.1)$$

$$\frac{r_{pilar\ sup}}{r_{viga} + r_{pilar\ inf} + r_{pilar\ sup}} \quad eq.(4.2)$$

$$\frac{r_{pilar\ inf}}{r_{viga} + r_{pilar\ inf} + r_{pilar\ sup}} \quad eq.(4.3)$$

O modelo de viga contínua pode ser ainda melhorado, considerando-se a solidariedade com os pilares, mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares extremos e intermediários.

- Nas estruturas de edifícios em que a carga variável represente uma parcela menor ou igual a 20% de todo o carregamento, pode-se realizar a análise estrutural sem considerar a alternância de cargas.

A NBR 6118 (1978) em seu item 3.2.2.3.B permite nas vigas contínuas de edifícios:

- Supor que a posição das cargas acidentais uniformemente distribuídas com a qual se obtém a combinação mais desfavorável para a seção considerada, seja calculado com cada tramo totalmente carregado ou totalmente descarregado;
- As reações das vigas para o cálculo dos pilares, no caso de vigas de dois ou mais tramos podem ser tomadas considerando cada tramo independente e livremente apoiado, desde que o menor índice de rigidez I/L não seja inferior a 80% do maior desses índices, o que pode ser um processo interessante para a obtenção das reações extremas de vigas contínuas onde apenas se calcula o momento de solidariedade sem no entanto avaliar o acréscimo de carga no pilar extremo, devido a esse momento.

No item 4.1.3 a NBR 6118 (1978) comenta que quando da existência de torção, deste que esta não seja essencial ao equilíbrio da estrutura, a sua consideração no estado limite último poderá ser dispensada a critério do projetista. Isso se deve ao fato, segundo PFEIL (1985), de que a inércia à torção sofre uma redução muito maior que a inércia à flexão com o fenômeno da fissuração do concreto, de maneira que os esforços obtidos com as teorias elásticas não representam os esforços solicitantes reais, que atuam nos elementos fissurados. Assim, nas modelagens de “Viga sobre Viga” é costumeiro desprezar totalmente a rigidez à torção nas peças submetidas à torção de compatibilidade, o que não será diferente nesse trabalho.

Quanto aos vãos de cálculo, a NBR 6118 (1978) define os vãos teóricos como sendo a distância entre os centros de apoio, não sendo necessário adotar valores superiores a $1,05 \cdot l_0$ (l_0 é o vão livre) para as vigas biapoiadas; o vão livre acrescido da semilargura do apoio interno e de $0,03 \cdot l_0$ para os vãos extremos de vigas contínuas e o vão livre acrescido de 3% para as vigas em balanço.

Também, segundo o Projeto de Revisão da NBR 6118, as vigas têm seu comprimento limitado pelo centro de apoios ou pelo cruzamento com o eixo de outro elemento estrutural, sendo que os trechos de vigas pertencentes à região comum ao

cruzamento de dois ou mais elementos podem ser considerados como rígidos. No caso de vigas que se apoiam em pilares, o trecho rígido tem sua dimensão determinada pela semilargura do pilar diminuída da semialtura da viga. No seu item 14.6.2.4 recomenda-se que o vão efetivo ou vão de cálculo seja determinado acrescentando ao vão livre a semilargura dos pilares internos e nos apoios externos o menor dos valores entre a semialtura da viga ou semilargura do pilar de extremidade.

4.2.2 Modelo de “Grelha de Vigas”

Este modelo é muito mais complexo e realista do que o anterior; sendo neste trabalho, efetuados vários submodelos, com seus pormenores descritos no Capítulo 5, com os exemplos de modelagem.

Utilizando-se o método dos deslocamentos pode-se levar em conta o efeito da deformabilidade dos apoios formados nos encontros das vigas, assim como os esforços de torção de compatibilidade entre os elementos. Conforme o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), pode-se de maneira aproximada nas grelhas de concreto armado reduzir a rigidez à torção das vigas por fissuração, utilizando-se 15% da rigidez elástica; diferentemente dos modelos de "Viga sobre Viga" onde foi desprezada toda a rigidez à torção.

Neste tipo de modelagem será utilizado o programa AltoQi Eberick com o processo de cálculo de pavimentos isolados, conforme descrito no item 4.3.1.

Para levar em conta os efeitos da continuidade entre vigas e pilares nas modelagens como grelha, no estudo das cargas verticais, pode-se considerar a rigidez à flexão dos pilares da mesma maneira que citado no item 4.2.1, estendendo-se o conceito para todos os pilares além dos de extremidade; incluindo-se então barras que os representem. Além disso, pode-se simular a seção transversal dos pilares do pavimento utilizando barras rígidas, que possuem grande rigidez à flexão e à torção; aplicando-se os critérios comentados no item 4.2.1 para os vãos de cálculo das vigas.

Quanto às lajes, serão empregadas a resolução pelo método de Marcus, aplicando-se sobre as vigas as reações obtidas conforme o item 3.3.2.9 na NBR 6118 (1978) e o item 14.7.6.1 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001); assim como a modelagem como grelhas isoladas realizada pelo AltoQi Eberick e ainda outra maneira,

que consiste em adotar o método da Analogia de Grelha para a análise das lajes e obtenção das reações sobre as vigas e, com estas calcular a grelha de vigas do pavimento. Neste caso, a continuidade dos painéis de laje é obtida pela rigidez à torção dos trechos de viga nos apoios, pois nem sempre é possível discretizar as barras de modo contínuo ao longo de todo o painel; artifício este utilizado pelo programa computacional que será utilizado. A rigidez das vigas torna-se de grande importância, já que a compatibilidade de deformações é considerada em todo o modelo; pois as lajes estão apoiadas em vigas que também se deformam, podendo alterar em alguns casos significativamente os resultados de esforços e reações de apoio em relação aos valores obtidos pelos processos simplificados.

4.3 DESCRIÇÃO DOS PROGRAMAS UTILIZADOS

Para o desenvolvimento deste trabalho foram empregados os seguintes programas computacionais, abaixo descritos:

4.3.1 AltoQi Eberick

O AltoQi Eberick é um sistema computacional para auxílio ao projeto de estruturas de edifícios de múltiplos pisos em concreto armado, sendo neste trabalho utilizada a versão designada AltoQi Eberick Professional.

A entrada de dados do programa é efetuada via gráfica, sendo que os vãos teóricos das vigas no pavimento são obtidos a partir dos nós que definem os apoios e as barras verticais (pilares), que não necessariamente precisam ser representados pelo centro de gravidade da seção.

A sistemática na qual se baseia o programa é a de modelar a estrutura através de um pórtico espacial composto pelas vigas e pilares da edificação. Nesse processo, os elementos são representados por barras ligadas umas às outras por nós. Cada pilar e cada trecho de viga são compostos por barras de pórtico, de onde são obtidos os esforços solicitantes para o dimensionamento. Os painéis de lajes são calculados de forma independente do pórtico.

O cálculo da estrutura é feito da seguinte maneira:

- Os painéis de lajes são montados e calculados por Analogia de Grelha, por Grelhas Isoladas ou pelo Método da Ruptura (Charneiras Plásticas).
- As reações das lajes são transmitidas às vigas onde estas se apoiam; reações estas que são uniformemente distribuídas em cada trecho de viga. Estes trechos são limitados por nós; assim cada tramo de uma viga pode ser subdividido em vários trechos, com a inserção de nós.
- É montado o pórtico espacial da estrutura, já com o carregamento recebido do cálculo das lajes.
- O pórtico é processado e os esforços solicitantes são utilizados para o detalhamento dos elementos estruturais.

A análise estrutural estática de primeira ordem é efetuada pelo Método da Rigidez com enfoque matricial, sendo que os resultados da análise são os deslocamentos nodais, os esforços internos e as reações nos apoios; admitindo-se que os materiais tenham comportamento físico elástico linear para todos os pontos da estrutura.

As deformações são calculadas com o momento de inércia bruto das seções de concreto, levando em conta a deformação lenta através de um coeficiente de minoração do módulo de elasticidade do concreto, que é um valor configurável.

O AltoQi Eberick não leva em conta as ações que variam com o tempo, nem as decorrentes de vibrações, terremotos, etc. É analisada apenas a hipótese de carregamento vertical pleno tanto para a obtenção dos esforços quanto das deformações, ficando portanto restrito aos casos em que a alternância de cargas variáveis pode ser considerada desprezível. Pode-se utilizar a versão Master, para avaliação dos esforços devidos ao vento e esforços de segunda ordem globais. Dessa maneira, na versão utilizada, não é computada a variação na estrutura devida às ações na determinação dos resultados dos deslocamentos e dos esforços, não sendo realizada, por tanto uma análise de segunda ordem. No entanto, a sensibilidade aos efeitos de segunda ordem é verificada por dois processos para a avaliação da estabilidade global. O programa fornece os parâmetros de instabilidade α e γ_z , como subsídios para o projetista.

Além da modelagem como pórtico espacial, há uma outra possibilidade de modelar a estrutura, onde os pavimentos podem ser calculados independentemente,

sendo mantidos os efeitos de grelha, assim como a continuidade das vigas com os pilares.

A análise se processa da seguinte maneira:

- Os painéis de lajes são montados e calculados por Analogia de Grelha, por Grelhas Isoladas ou pelo Método da Ruptura (Charneiras Plásticas).
- As reações das lajes são transmitidas às vigas que lhes servem de apoio.
- O programa monta o pórtico espacial da estrutura, somente com o intuito de verificar a consistência entre os dados informados;
- Monta-se um pequeno pórtico contendo apenas o pavimento superior, que é então processado, supondo seus pilares engastados na base.
- Monta-se então o pórtico contendo apenas o próximo pavimento, incluindo as barras e respectivas cargas dos pilares do pavimento superior. Da mesma maneira como já descrito, o pavimento é processado, considerando seus pilares engastados na base; e assim, prossegue-se sucessivamente, até que seja atingido o pavimento inferior.

Não são calculados os deslocamentos horizontais na estrutura, pois todas as cargas horizontais aplicadas são desprezadas. Também não são verificados os parâmetros de instabilidade α e γ_z .

Na ocorrência de pavimentos com transição de pilares, deve-se atentar que as deformações nos pavimentos inferiores deixam de influenciar o cálculo dos pavimentos superiores. Em um modelo de pórtico espacial, quando as vigas de transição não possuem rigidez infinita ocorre algo semelhante a um recalque de apoio nos pavimentos superiores, alterando a distribuição dos esforços; por sua vez, quando as vigas de transição possuem grande rigidez e apresentam pequenas deformações, a diferença entre os resultados dos dois modelos tende a ser pequena.

Na existência de tirantes, a modelagem de cálculo por pavimentos isolados não é válida, pois como descrito acima, a marcha de cálculo se dá do pavimento superior para o inferior.

Quanto à resolução das lajes, esta, é feita de forma independente do pórtico podendo ser realizado por três processos distintos.

- Analogia de Grelha: neste método as vigas são discretizadas em barras e as lajes em uma grelha com faixas ortogonais, cabendo ao usuário do programa definir o

espaçamento entre as faixas nas duas direções, assim como a direção da malha, e por conseguinte a direção das armações. A continuidade dos painéis de laje é obtida pela rigidez à torção dos trechos de viga, já que nem sempre é possível discretizar as barras de modo contínuo ao longo de todo o painel, como já mencionado no item 2.2, citando COELHO (2000). A compatibilidade de deformações é considerada em todo o modelo, assim as lajes estão apoiadas em vigas que também se deformam ao invés dos processos simplificados onde as vigas são tomadas como apoios ideais.

- Grelhas Isoladas: cuja denominação indicada indevidamente ao usuário pelo programa é Processo de Marcus. Neste método cada uma das lajes é discretizada em forma de grelha e calculada isoladamente, considerando-se as vigas como apoios indeformáveis. Os momentos negativos entre duas lajes adjacentes são convertidos em um único valor, tomado como a média dos valores obtidos para cada laje ou 80% do maior desses dois valores e em seguida os momentos positivos são proporcionalmente corrigidos.
- Método da Ruptura: neste processo, adota-se a teoria das charneiras plásticas. No AltoQi Eberick pode-se calcular lajes com formato retangular, com ou sem bordos livres. As lajes são calculadas isoladamente, consideradas vinculadas a apoios indeformáveis em todo o contorno. As reações de apoio são calculadas por área de contribuição conforme o item 3.3.2.9 da NBR 6118 (1978).

4.3.2 Prolaje

O Prolaje é um programa utilizado para o dimensionamento e detalhamento de lajes de concreto armado.

Pode-se calcular lajes retangulares maciças, nervuradas e pré-moldadas apoiadas ou engastadas pelos processos de Marcus ou da Ruptura. As lajes podem ser calculadas isoladamente ou em painéis contínuos, neste caso, com a compensação dos momentos fletores negativos; sendo adotado como momento de continuidade nos apoios a média dos valores obtidos para as lajes adjacentes ou 80% do maior desse dois valores.

As reações de apoio são calculadas pelo processo descrito no item 3.3.2.9 da NBR 6118 (1978).

O cálculo das deformações é efetuado de maneira simplificada, com a inércia bruta da seção transversal, sem levar em conta a fissuração e a fluência; embora se possa reduzir o módulo de elasticidade do concreto nas configurações do programa. Deve-se atentar ao fato de que o programa não faz distinção entre as ações permanentes e variáveis, utilizando o somatório total dos carregamentos para a obtenção dos esforços e deformações.

4.3.3 Provinga

O Provinga é um programa utilizado para o dimensionamento e detalhamento de vigas de concreto armado e tal qual o programa Prolaje, não faz distinção entre as ações permanentes e variáveis, utilizando o somatório total dos carregamentos para a obtenção dos esforços e deformações.

A obtenção dos esforços é feita utilizando o Método da Rigidez, através do cálculo matricial. A análise de vigas pelo Método da Rigidez nada mais é do que um caso particular de pórtico plano, considerando-se os deslocamentos devidos às deformações axiais desprezíveis, ou seja, um modelo com dois graus de liberdade por nó. Supõe-se que as forças atuem apenas no plano que contém um eixo de simetria da seção transversal da viga. Além disso, todos os binários exteriores que atuam sobre a viga têm seus vetores-momento normais a este plano, e a viga se deforma no mesmo plano de flexão, não sofrendo, portanto torção.

O Provinga calcula as vigas considerando os apoios como sendo ideais e indeslocáveis, o que pode ser verificado em cruzamento de vigas, onde uma das vigas servirá de apoio indeslocável para a outra.

O cálculo das deformações é simplificado sendo obtido através do momento de inércia bruto da seção transversal, não levando em conta a fissuração e o efeito da deformação lenta. Para a consideração da fluência, no entanto, pode-se reduzir o módulo de elasticidade do concreto nas configurações do programa.

Nos apoios extremos de vigas não são calculados automaticamente os momentos de solidariedade, permitindo-se no detalhamento a utilização de armadura negativa mínima nesses apoios.

5 EXEMPLOS DE MODELAGEM

Nos estudos aqui apresentados de modelagem elástica linear de estruturas de concreto armado, serão empregadas partes de dois pavimentos pertencentes a projetos já construídos de edificações para fins residenciais e comerciais com vigas altas e lajes maciças; considerados como pertencentes a estruturas contraventadas e de nós fixos. Pavimentos estes, que serão modelados de várias maneiras diferentes, considerando-se somente os carregamentos verticais, sem levar em conta os esforços horizontais.

O primeiro pavimento estudado denomina-se de Pavimento Tipo 1, o segundo de Pavimento Tipo 2, sendo que este já foi estudado preliminarmente por MARTINELLI (2000).

Abaixo, juntamente com a descrição dos modelos efetuados, são apresentados também alguns resultados parciais das análises com o intuito de facilitar o entendimento dos modelos. A análise dos resultados de maneira mais completa será apresentada no Capítulo 6.

5.1 MODELAGEM DO PAVIMENTO TIPO 1

A forma do Pavimento Tipo 1 pode ser vista na Figura 5.1, sendo os modelos apresentados elásticos lineares, considerando somente os carregamentos verticais. Na Tabela 5.1 pode-se observar as características inerentes a cada modelo efetuado.

Foi utilizado 20 MPa como resistência característica do concreto (f_{ck}); e um módulo de elasticidade secante de 10644 MPa (item 8.2.8 do Projeto de Revisão da NBR 6118), valor este minorado por um coeficiente igual a 2 para levar em conta de forma aproximada o efeito da deformação lenta; devendo-se atentar, como mencionado no item 4.3, ao fato de que com os programas empregados não é possível a utilização da combinação quase permanente de ações para a avaliação das deformações, pois não é efetuada uma distinção entre as ações permanentes e variáveis.

Os carregamentos empregados foram:

- Peso próprio das lajes: 2,0 kN/m²;
- Revestimento: 1,0 kN/m²;

- Carga acidental: 1,5 kN/m²;

Alvenaria de vedação sobre todas as vigas: 4,5 kN/m

Características dos Modelos do Pavimento Tipo 1									
Modelo	Resolução das lajes	Reações das lajes	Carregamento nas vigas	Vãos das vigas	Efeito de grelha	Rigidez à torção	Contín. pil. intermed.	Contín. pil. de extrem.	
		Área abrangência	Pleno	Critério l_0	Não	Desprezada	Não	Não	
Nº 1	Marcus	Área abrangência	Pleno	Critério l_0	Não	Desprezada	Não	Não	
Nº 2	Marcus	Área abrangência	Pleno	Centro dos apoios	Não	Desprezada	Não	Não	
Nº 3	Marcus	Área abrangência	Pleno	Centro dos apoios	Não	Desprezada	Não	Sim	
Nº 4	Marcus	Área abrangência	Alternância q	Centro dos apoios	Não	Desprezada	Não	Não	
Nº 5	Marcus	Área abrangência	Alternância q	Centro dos apoios	Não	Desprezada	Não	Sim	
Nº 6	Marcus	Área abrangência	Pleno	Cruzamento de vigas	Sim	Desprezada	Não	Não	
Nº 7	Marcus	Área abrangência	Pleno	Cruzamento de vigas	Sim	Desprezada	Sim	Sim	
Nº 8	Marcus	Área abrangência	Pleno	Barra rígidas	Sim	15% rigid. elást.	Sim	Sim	
Nº 9	Grelhas Isoladas	Grelhas Isoladas	Pleno	Barra rígidas	Sim	15% rigid. elást.	Sim	Sim	
Nº 10	Analogia de grelha	Analogia de grelha	Pleno	Barra rígidas	Sim	15% rigid. elást.	Sim	Sim	

Tabela 5.1 – Características dos Modelos do Pavimento Tipo 1

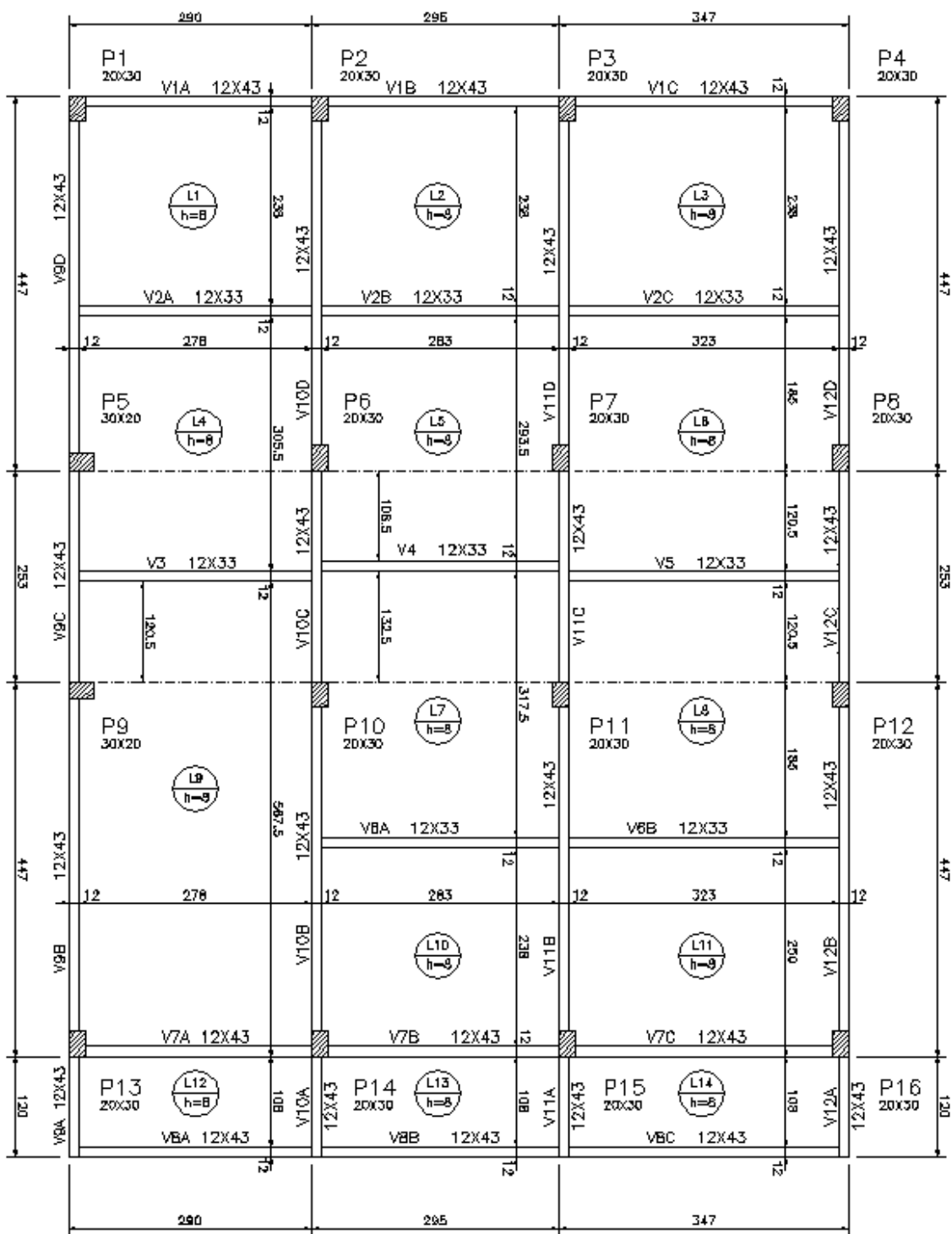


Figura 5.1 - Forma do Pavimento Tipo 1

5.1.1 Modelos de "Viga sobre Viga"

Em seguida, serão descritos cinco submodelos efetuados com o processo de "Viga sobre Viga".

5.1.1.1 Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 1

Neste modelo, as reações das lajes foram obtidas por área de abrangência, como indicações do item 3.3.2.9 na NBR 6118 (1978) e o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) em seu item 14.7.6.1, podendo ser vistas na Figura 5.2; com as reações expressas em kN/m, distribuídas uniformemente sobre as vigas.

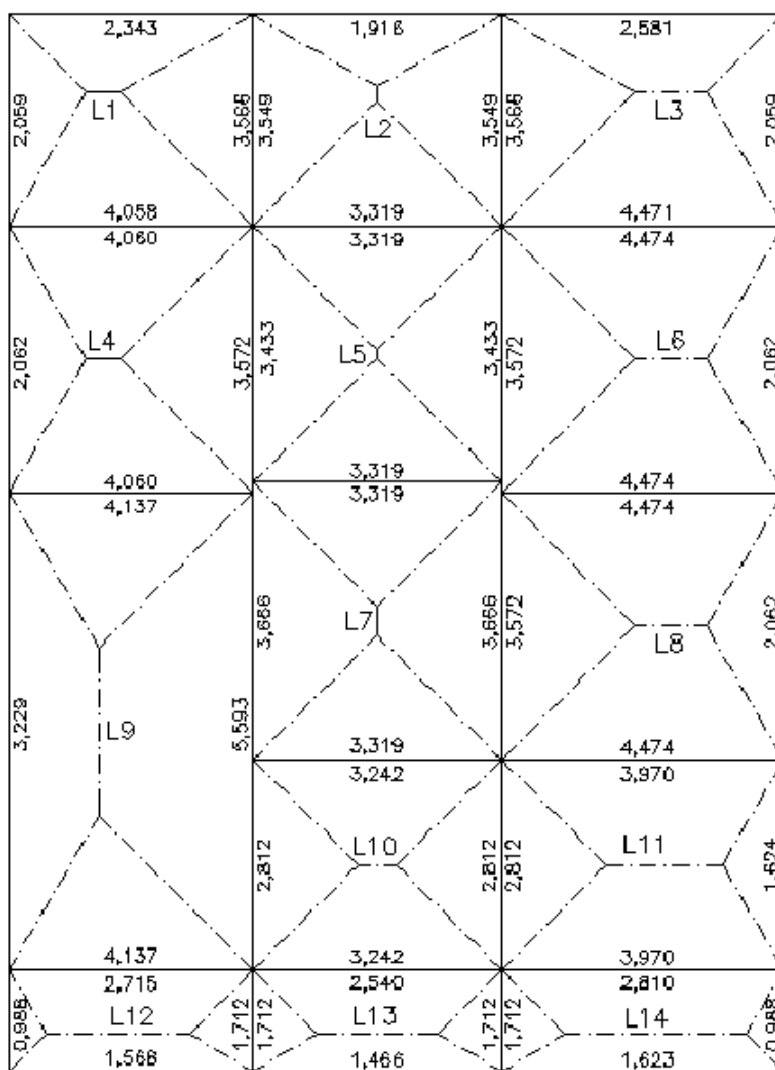


Figura 5.2 – Reações das Lajes – Área de Abrangência - (Pavimento Tipo 1)

Os momentos fletores foram calculados pelo processo de Marcus, de maneira isolada, com o programa Prolaje, utilizando-se como momento de continuidade o maior valor encontrado nos bordos das lajes contíguas. Em virtude da disparidade entre alguns momentos negativos, se fez um acréscimo dos momentos positivos das lajes L9, L10 e L11, simulando-se outras condições de apoio: a laje L9 foi considerada somente com continuidade com a laje L4; a laje L10 foi considerada com continuidade com as lajes L7 e L9 e a laje L11 foi considerada com continuidade com as lajes L8 e L10. Os momentos fletores das lajes são mostrados na Figura 5.3, com seus valores expressos em kNm/m. As flechas nas lajes são apresentadas na Tabela 5.2, para a atuação de todo o carregamento.

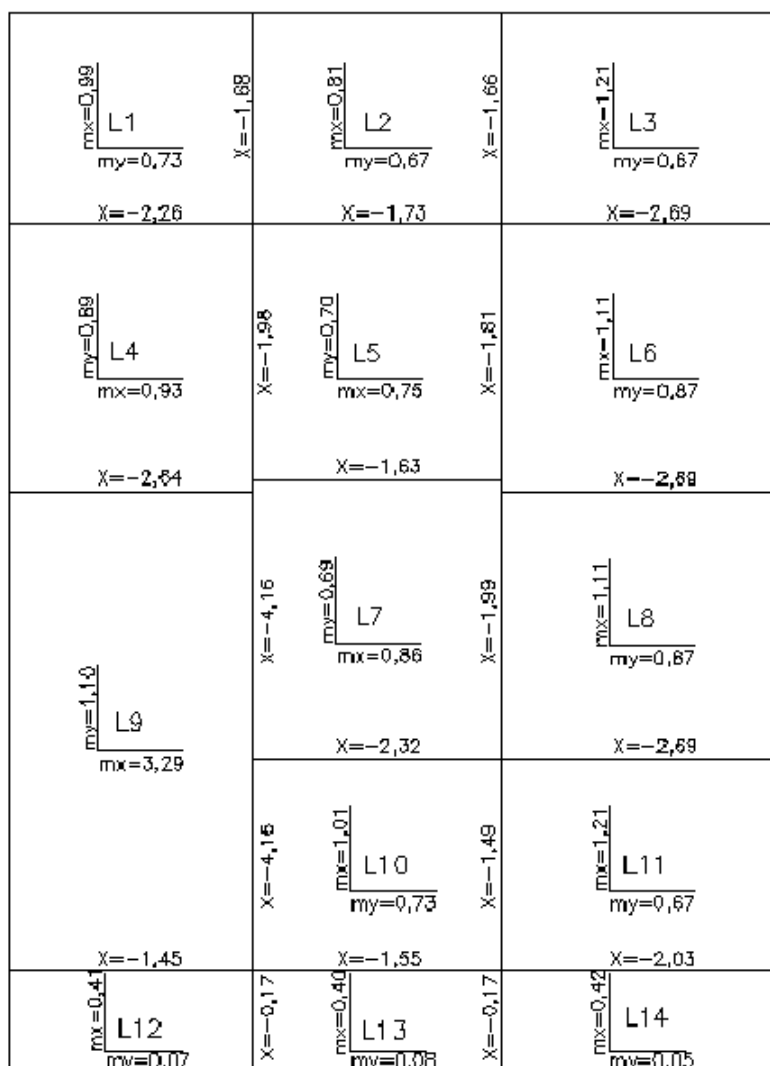


Figura 5.3 – Momentos Fletores nas Lajes – Marcus - (Pavimento Tipo 1)

As vigas foram calculadas com carregamento pleno em todos os tramos, sem consideração de continuidade alguma com os pilares, considerando os vãos de cálculo, propostos na NBR 6118 (1978), como sendo a distância entre os centros de apoio, não se tomando valores maiores que $1,05 \cdot l_0$ (l_0 é o vão livre) para as vigas biapoiadas; o vão livre acrescido da semilargura do apoio interno e de $0,03 \cdot l_0$ para os vãos extremos de vigas contínuas e o vão livre acrescido de 3% para as vigas em balanço.

Laje	Flecha (x 10^{-2} m)	Laje	Flecha (x 10^{-2} m)
L1	0,10	L8	0,15
L2	0,08	L9	0,63
L3	0,12	L10	0,10
L4	0,13	L11	0,12
L5	0,09	L12	0,01
L6	0,15	L13	0,01
L7	0,10	L14	0,01

Tabela 5.2 – Flechas nas Lajes - Método de Marcus (Pavimento Tipo 1)

O cálculo da solidariedade das vigas com os pilares nos apoios externos, foi realizado de maneira aproximada, considerando neste nó, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos na Equação 4.1 para as vigas, 4.2 para o pilar superior e 4.3 para o pilar inferior em função das rigidezes dos elementos envolvidos. Admitiu-se que os pilares sejam apoiados a meia altura dos pavimentos superiores e inferiores, que a altura total do lance ou do pavimento seja de 2,8m, e que a seção transversal seja idêntica em cada pavimento. Na Tabela 5.3 estão os momentos de solidariedade das vigas, onde a letra que segue o número da viga indica o tramo considerado.

Ressalta-se, que não se procedeu ao alívio do momento positivo do tramo externo das vigas, nem foi considerada, portanto, a influência da solidariedade na obtenção das reações das vigas sobre os pilares (Tabela 5.4); servindo somente para a determinação da armação negativa de continuidade com os apoios extremos.

Viga	Pilar	M. Eng. Perf. (kNm)	M.Solidariedade (kNm)
V1A	P1	5,63	2,86
V1C	P4	7,42	4,00
V7A	P13	8,74	4,45
V7C	P16	11,15	6,02
V9D	P1	18,69	14,43
V10D	P2	35,39	27,24
V11D	P3	39,00	30,02
V12D	P4	19,72	15,18

Tabela 5.3 – Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 1)

Pilar	Carga (kN)
P1	27,33
P2	57,01
P3	63,84
P4	29,81
P5	57,38
P6	108,12
P7	110,20
P8	59,43
P9	34,44
P10	63,26
P11	88,42
P12	47,07
P13	52,34
P14	110,76
P15	127,49
P16	58,70
Somatório	1095,60

Tabela 5.4 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 1)

5.1.1.2 Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 2

Neste modelo, as vigas também foram calculadas com todos os tramos totalmente carregados, porém, considerando os vãos de cálculo limitados pelo centro dos apoios e com as lajes resolvidas como descrito no modelo anterior.

Na Tabela 5.5 são apresentados os momentos de solidariedade nas vigas obtidos de maneira aproximada, como mencionado no item 5.1.1.1.

Tal qual no modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 1, as reações nos pilares (Tabela 5.6), também foram obtidas sem se proceder ao cômputo do efeito da continuidade existente entre as vigas e os pilares de extremidade.

Viga	Pilar	M. Eng. Perf. (kNm)	M.Solidariedade (kNm)
V1A	P1	5,70	2,91
V1C	P4	7,46	4,03
V7A	P13	8,86	4,52
V7C	P16	11,20	6,05
V9D	P1	18,86	14,59
V10D	P2	35,65	27,50
V11D	P3	39,26	30,28
V12D	P4	19,89	15,34

Tabela 5.5 – Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 2)

Pilar	Carga (kN)
P1	27,49
P2	57,29
P3	64,03
P4	29,95
P5	57,77
P6	108,83
P7	110,97
P8	59,84
P9	33,90
P10	62,19
P11	87,24
P12	46,48
P13	53,12
P14	112,01
P15	128,68
P16	59,45
Somatório	1099,24

Tabela 5.6 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 2)

5.1.1.3 Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 3

Neste modelo, foi considerada a solidariedade das vigas com os pilares de extremidade, através da introdução da sua rigidez à flexão.

As reações, esforços e deformações nas lajes foram obtidos com os procedimentos mencionados no item 5.1.1.1.

Assim como no modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 2, as vigas foram calculadas com todos os seus tramos carregados plenamente, com os vãos efetivos sendo limitados pelo centro dos apoios.

Como forma de melhorar o modelo de viga contínua, sugestão do item 14.6.7.1 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), considerou-se a solidariedade dos pilares de extremidade com as vigas, através da introdução da rigidez à flexão destes, como já mencionado acima. Para tanto, foi necessária a utilização de um modelo auxiliar onde foram acrescentadas barras com comprimento de 1,40m (metade do entrepiso que é de 2,80m), com a inércia correspondente aos pilares superiores e inferiores, para que se pudesse obter os momentos de solidariedade, que por sua vez, foram transportados ao modelo principal com a aplicação destes aos nós de extremidade. A Tabela 5.7 apresenta os momentos de solidariedade obtidos.

Viga	Pilar	M.Solidariedade (kNm)
V1ABC	P1	2,86
V1ABC	P4	4,05
V7ABC	P13	4,48
V7ABC	P16	6,09
V9ABCD	P1	15,49
V10ABCD	P2	29,58
V11ABCD	P3	34,17
V12ABCD	P4	16,70

Tabela 5.7 – Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 3)

Assim, foi considerado para a obtenção das reações das vigas sobre os pilares, o efeito da solidariedade com os pilares externos, que podem ser vistas na Tabela 5.8.

Pilar	Carga (kN)
P1	33,47
P2	65,60
P3	73,08
P4	36,73
P5	50,80
P6	95,64
P7	95,73
P8	52,39
P9	36,27
P10	66,54
P11	92,27
P12	48,93
P13	54,69
P14	109,99
P15	125,64
P16	61,50
Somatório	1099,27

Tabela 5.8 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 3)

5.1.1.4 Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 4

Neste modelo, foi considerada a alternância do carregamento variável sobre o vigaamento.

O Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), em seu item 14.6.7.3, permite que seja facultativa a análise estrutural sem a consideração da alternância de cargas nas estruturas de edifícios, em que a carga variável seja no máximo igual a 20% do carregamento total.

O Pavimento Tipo 1 conta com uma área total de 118,08 m², e carregamento completo da ordem de 1100 kN, o que resulta em um carregamento de aproximadamente 9,30 kN/m². A carga acidental do pavimento é de 1,5 kN/m², que representa um quantil de 16% da totalidade de cargas, o que seria suficiente para dispensar a consideração da alternância de cargas; porém este modelo tem o objetivo de estudar exatamente a alternância do carregamento acidental.

Neste modelo, as reações, esforços e deformações nas lajes foram obtidos como descrito no primeiro modelo apresentado (item 5.1.1.1), mas as reações das lajes foram divididas em parcelas referentes aos carregamentos permanentes (g) e ao carregamento variável (q), sendo apresentadas na Figura 5.5, com os valores em kN/m.

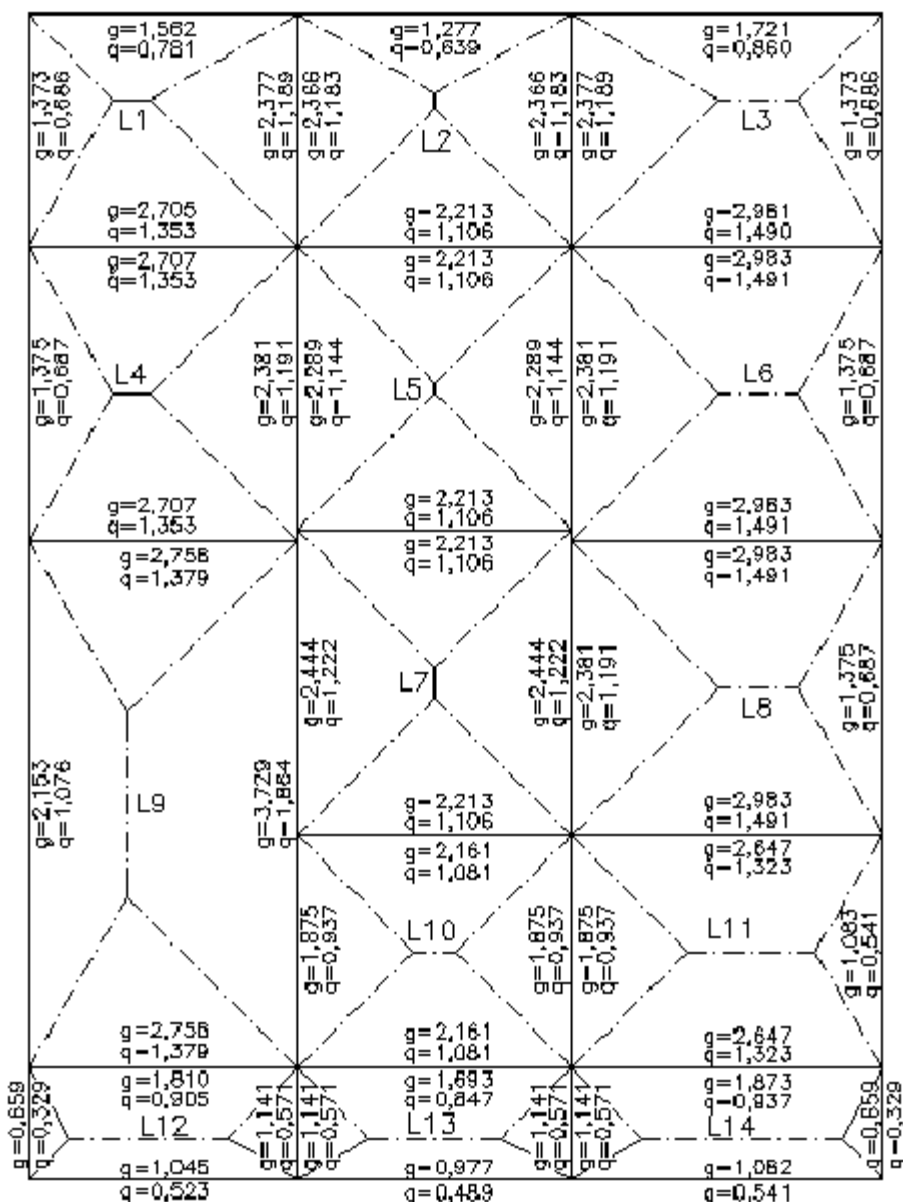


Figura 5.5 – Reações das Lajes (g)+(q) - (Pavimento Tipo 1)

As vigas foram calculadas seguindo a indicação do item 3.2.2.3.B da NBR 6118 (1978): permite-se, nas vigas contínuas em edifícios supor que a posição das cargas acidentais uniformemente distribuídas com a qual se obtém a combinação mais

Mestrando: André da Silva

Orientador: Daniel D. Loriggio

desfavorável para a seção considerada, se determina com cada tramo totalmente carregado ou totalmente descarregado. Desta maneira, cada viga foi modelada com as diversas possibilidades de variação do carregamento accidental.

Os vãos de cálculo das vigas foram considerados limitados pelo centro dos apoios.

A solidariedade com os pilares de extremidade não foi considerada neste modelo, o que será efetuado no modelo seguinte.

Abaixo, na Tabela 5.9, são apresentadas as reações máximas e mínimas nos pilares.

Pilar	Carga Máxima (kN)	Carga Mínima (kN)	Diferença (kN)
P1	27,93	24,05	3,88
P2	58,57	47,70	10,87
P3	65,07	51,70	13,37
P4	30,40	26,02	4,38
P5	58,83	48,91	9,92
P6	112,51	85,38	27,13
P7	115,34	85,98	29,36
P8	61,44	49,78	11,66
P9	35,81	26,91	8,90
P10	67,86	42,19	25,67
P11	92,73	63,44	29,29
P12	48,85	37,08	11,77
P13	53,75	46,54	7,21
P14	113,92	94,03	19,89
P15	130,06	109,28	20,78
P16	60,14	52,17	7,97
Somatório	1133,21	891,16	242,05

Tabela 5.9 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 4)

5.1.1.5 Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 5

Tal qual o Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 4 (item 5.1.1.4), este modelo tem o objetivo de estudar a alternância do carregamento variável, considerando a solidariedade com os pilares de extremidade, o que não foi considerada no modelo anterior; utilizando-se das reações e esforços nas lajes ali descritos.

A solidariedade das vigas com os pilares foi considerada como mencionado no item 5.1.1.3 utilizando-se um modelo auxiliar, onde foram acrescentadas barras com comprimento de 1,40m (metade do entrepiso que é de 2,80m), com a inércia correspondente aos pilares superiores e inferiores, para se obter os momentos de solidariedade, e transportá-los ao modelo principal. As Tabelas 5.10, 5.11, 5.12, 5.13, 5.14 e 5.15 apresentam os momentos de solidariedade obtidos no modelo auxiliar com a consideração da variação da carga acidental, onde as letras pospostas ao número das vigas indicam os tramos com carregamento pleno.

Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)
V1	P1	2,57	V1AC	P1	2,93
V1	P4	3,61	V1AC	P4	4,12
V1A	P1	2,90	V1B	P1	2,49
V1A	P4	3,64	V1B	P4	3,54
V1AB	P1	2,82	V1BC	P1	2,53
V1AB	P4	3,56	V1BC	P4	4,02
V1ABC	P1	2,86	V1C	P1	2,60
V1ABC	P4	4,05	V1C	P4	4,10

Tabela 5.10 – Momentos de Solidariedade: V1 (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 5)

Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)
V7	P1	3,65	V7AC	P1	4,71
V7	P4	4,98	V7AC	P4	6,32
V7A	P1	4,61	V7B	P1	3,42
V7A	P4	5,05	V7B	P4	4,75
V7AB	P1	4,38	V7BC	P1	3,51
V7AB	P4	4,82	V7BC	P4	6,02
V7ABC	P1	4,48	V7C	P1	3,74
V7ABC	P4	6,09	V7C	P4	6,25

Tabela 5.11 – Momentos de Solidariedade: V7 (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 5)

Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)
V9	P1	13,34	V9AD	P1	15,91
V9A	P1	13,30	V9B	P1	13,47
V9AB	P1	13,43	V9BC	P1	13,06
V9ABC	P1	13,03	V9BCD	P1	15,67
V9ABCD	P1	15,49	V9BD	P1	16,07
V9ABD	P1	16,04	V9C	P1	12,93
V9AC	P1	12,89	V9CD	P1	15,53
V9ACD	P1	15,50	V9D	P1	15,94

Tabela 5.12 – Momentos de Solidariedade: V9 (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 5)

Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)
V10	P2	23,42	V10AD	P2	30,55
V10A	P2	23,33	V10B	P2	23,93
V10AB	P2	23,84	V10BC	P2	22,97
V10ABC	P2	22,87	V10BCD	P2	30,20
V10ABCD	P2	29,58	V10BD	P2	31,15
V10ABD	P2	31,06	V10C	P2	22,46
V10AC	P2	22,36	V10CD	P2	29,69
V10ACD	P2	29,59	V10D	P2	30,65

Tabela 5.13 – Momentos de Solidariedade: V10 (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 5)

Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)
V11	P3	27,23	V11AD	P3	34,77
V11A	P3	27,12	V11B	P3	27,92
V11AB	P3	27,82	V11BC	P3	26,92
V11ABC	P3	26,81	V11BCD	P3	34,56
V11ABCD	P3	34,17	V11BD	P3	35,56
V11ABD	P3	35,46	V11C	P3	26,22
V11AC	P3	26,12	V11CD	P3	33,86
V11ACD	P3	33,76	V11D	P3	34,87

Tabela 5.14 – Momentos de Solidariedade: V11 (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 5)

Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solid. (kNm)
V12	P4	14,25	V12AD	P4	17,05
V12A	P4	14,21	V12B	P4	14,51
V12AB	P4	14,48	V12BC	P4	14,02
V12ABC	P4	13,98	V12BCD	P4	16,86
V12ABCD	P4	16,70	V12BD	P4	17,35
V12ABD	P4	17,32	V12C	P4	13,75
V12AC	P4	13,72	V12CD	P4	16,60
V12ACD	P4	16,56	V12D	P4	17,09

Tabela 5.15 – Momento de Solidariedade: V12 (Modelo Pavimento Tipo 1 – N° 5)

A Tabela 5.16 apresenta os valores das cargas máximas e mínimas nos pilares, com a consideração da solidariedade das vigas com os pilares de extremidade.

Pilar	Carga Máxima (kN)	Carga Mínima (kN)	Diferença (kN)
P1	34,12	29,07	5,05
P2	67,33	53,89	13,44
P3	74,52	60,23	14,29
P4	37,42	31,67	5,75
P5	51,86	42,84	9,02
P6	99,31	74,71	24,60
P7	100,28	73,53	26,75
P8	54,05	43,30	10,75
P9	37,81	29,35	8,46
P10	71,23	46,68	24,55
P11	96,68	68,55	28,13
P12	50,91	39,59	11,32
P13	55,41	47,72	7,69
P14	111,76	92,54	19,22
P15	126,91	106,90	20,01
P16	62,26	53,76	8,50
Somatório	1131,86	894,33	237,53

Tabela 5.16 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 5)

5.1.2 Modelos de "Grelha de Vigas"

Abaixo, são descritos cinco submodelos do processo de "Grelha de Vigas":

5.1.2.1 Modelo do Pavimento Tipo 1 – Nº 6

Apresenta-se aqui o primeiro modelo com a consideração da deformabilidade dos apoios indiretos, com a utilização do programa AltoQi Eberick, no cálculo do vigamento, pois as lajes ainda foram resolvidas pelo processo de Marcus, com a mesma metodologia descrita no item 5.1.1.1. Deve-se lembrar que as reações das lajes sobre as vigas foram obtidas por área de abrangência, como as indicações do item 3.3.2.9 da NBR 6118 (1978) e do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) em seu item 14.7.6.1, já mostradas na Figura 5.2.

Não foi considerada, neste primeiro modelo, continuidade alguma entre as vigas e os pilares, sejam eles intermediários ou de extremidade, assim como foi desprezada completamente a rigidez à torção das vigas.

As vigas foram calculadas com todos os tramos plenamente carregados e os vãos de cálculo foram determinados pelos nós que definem os apoios (pilares), que podem ser definidos fora do centro de gravidade do pilar, como orientação do Manual do Usuário do AltoQi Eberick (2000): "Deve-se lembrar que o pilar não será necessariamente inserido no seu centro geométrico. Isto ocorre porque o pilar deve ser colocado em uma posição compatível com o resto da estrutura." Este problema de lançamento, que altera as características geométricas da estrutura pode ser visualizado na Figura 5.5.

Com esse procedimento, o programa orienta que o centro dos apoios deve ser considerado nos cruzamentos de vigas e não no centro geométrico da seção transversal do pilar, o que na realidade é um equívoco, que pode alterar consideravelmente os vãos de cálculo das vigas e a validade de todos os resultados obtidos. No entanto, o referido manual alerta: "A diferença entre este ponto e o centro do pilar não deve ser muito grande para que esta hipótese seja válida. Caso contrário, pode-se utilizar barras rígidas para modelar o pilar." Este trabalho pretende avaliar a validade dessas orientações fornecidas aos usuários deste programa computacional.

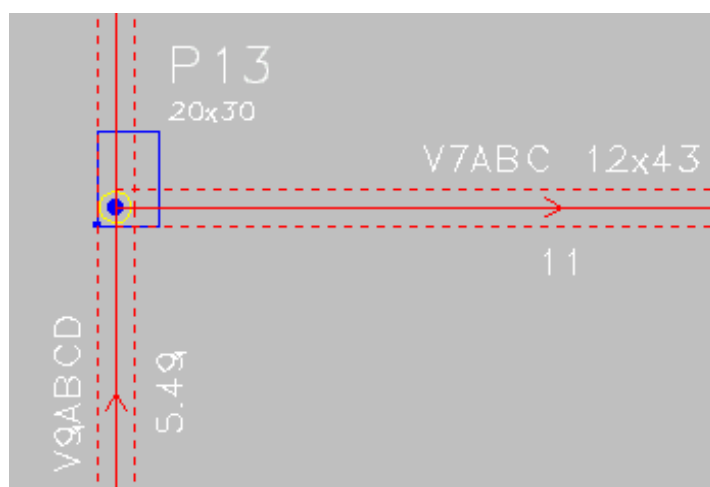


Figura 5.5 - Nó que define o pilar P13 (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 6)

A Tabela 5.17 abaixo mostra as reações nos pilares para este primeiro modelo com a consideração do efeito de grelha.

Pilar	Carga (kN)
P1	27,95
P2	57,57
P3	64,23
P4	30,81
P5	58,38
P6	108,58
P7	110,67
P8	60,50
P9	34,70
P10	66,93
P11	88,13
P12	48,74
P13	53,66
P14	107,83
P15	127,81
P16	59,15
Somatório	1105,64

Tabela 5.17 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 6)

5.1.2.2 Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 7

Diferentemente do Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 6, descrito anteriormente, neste, incluiu-se a continuidade das vigas com os pilares, tanto intermediários como os de extremidade.

Para considerar a rigidez à flexão dos pilares, foram incluídas barras com 1,4 m de comprimento acima e abaixo do pavimento, aplicando os conceitos descritos nos itens 4.2.2 e 4.2.1, como pode ser visto no esquema representado na Figura 5.6. Salienta-se que no tramo inferior dos pilares, em sua extremidade inferior, foi considerada a situação de apoio simples, como forma de simular no AltoQi Eberick a situação acima descrita.

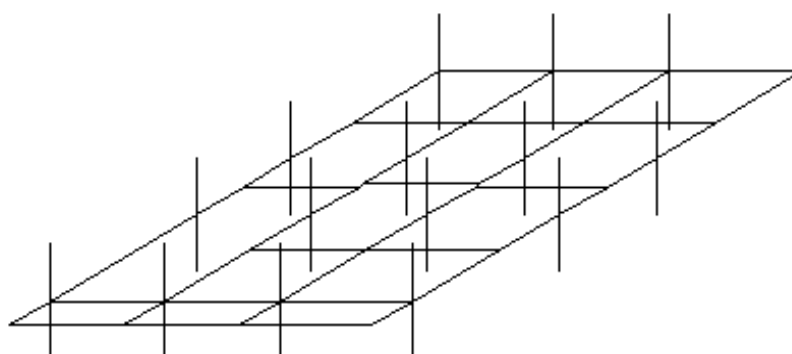


Figura 5.6 - Pórtico Esquemático do Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 7

Na Figura 5.7 apresenta-se o diagrama de momentos fletores da viga V12ABCD com a consideração da continuidade com os pilares, onde os momentos fletores estão expressos em kNm.

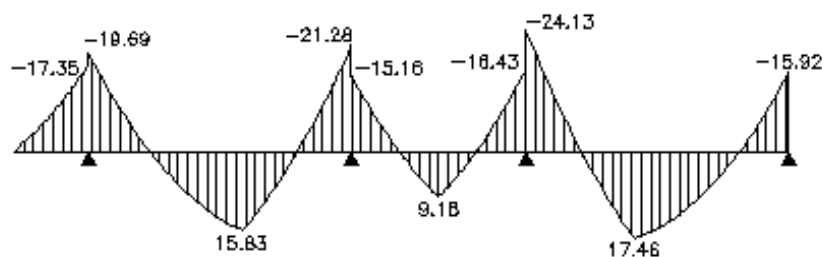


Figura 5.7 - Momentos Fletores da Viga V12ABCD (Modelo do Pavto. Tipo 1 – N° 7)

A Tabela 5.18, abaixo, apresenta as reações nos pilares:

Pilar	Carga (kN)
P1	33,13
P2	64,22
P3	70,22
P4	36,00
P5	50,87
P6	95,28
P7	99,52
P8	54,19
P9	38,71
P10	74,57
P11	94,48
P12	50,74
P13	53,88
P14	106,02
P15	122,51
P16	61,30
Somatório	1105,64

Tabela 5.18 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 7)

5.1.2.3 Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 8

Assim como no modelo anterior, foi considerada a continuidade com todos os pilares, porém, corrigindo o problema citado no item 5.1.2.1, sobre o ponto que define o nó dos pilares. Para isso se utilizou de barras rígidas, de modo a fazer com que as vigas tenham seus vãos limitados pelo centro dos apoios, além de considerar os momentos fletores decorrentes das excentricidades de apoio das vigas sobre os pilares. O emprego das barras rígidas pode ser observado na Figura 5.8.

Nenhuma viga simplesmente apoiada foi utilizada, no entanto, a rigidez à torção das vigas foi tomada como sendo 15% da rigidez elástica conforme o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) em seu item 14.6.7.2. O efeito da consideração da rigidez à torção, mesmo reduzida, tornou-se importante no caso das vigas V3, V4, e V5, assim como nas vigas V10ABCD e V11ABCD que lhes servem de apoio.

As Figuras 5.9 e 5.10 mostram os diagramas de momentos fletores das vigas V3 e V4 respectivamente e a Figura 5.11 apresenta o diagrama de momentos de torção da V10ABCD, com os valores em kNm.

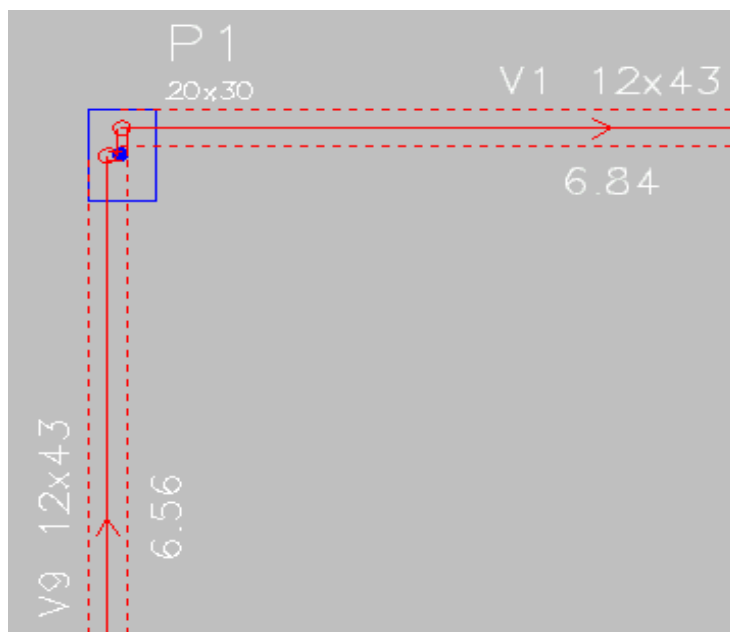


Figura 5.8 - Nó que define o pilar P1 (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 8)

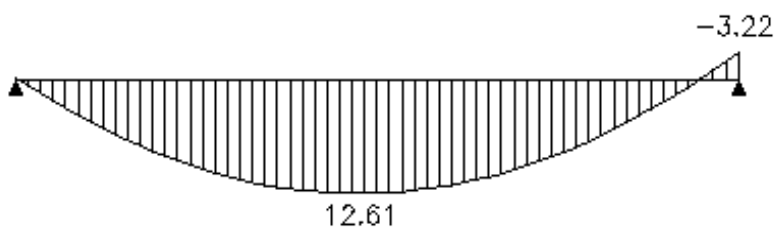


Figura 5.9 - Momentos Fletores da Viga V3 (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 8)

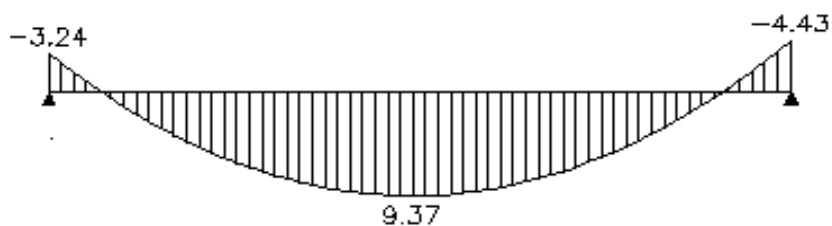


Figura 5.10 - Momentos Fletores da Viga V4 (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 8)

Vale lembrar que as lajes ainda foram resolvidas pelo processo de Marcus, conforme a metodologia já citada e as reações das lajes sobre as vigas foram obtidas pelo processo simplificado das áreas de abrangência.

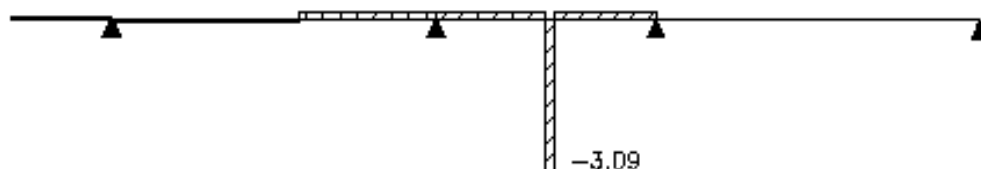


Figura 5.11 – Momentos de Torção da Viga V10ABCD (Mod. do Pavto. Tipo 1 – N° 8)

As reações nos pilares encontram-se na Tabela 5.19.

Pilar	Carga (kN)
P1	33,39
P2	64,51
P3	69,46
P4	35,60
P5	49,81
P6	94,32
P7	99,09
P8	53,01
P9	37,45
P10	73,51
P11	93,32
P12	49,20
P13	55,28
P14	107,20
P15	122,35
P16	61,85
Somatório	1099,35

Tabela 5.19 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 8)

5.1.2.4 Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 9

Este é o primeiro modelo, onde foi adotado outro método para a resolução das lajes que não o de Marcus. Foi utilizado o processo de grelhas isoladas do AltoQi Eberick, onde cada laje é discretizada em forma de grelha e calculada isoladamente, considerando as vigas como apoios indeformáveis.

Na discretização das lajes foi adotado 25cm, como espaçamento entre as barras da grelha. Também foi configurado o módulo de elasticidade transversal do concreto como sendo 40% do módulo de elasticidade secante do concreto e o cálculo do momento de inércia polar das barras da grelha multiplicando por um fator 2,5 o momento de inércia à flexão.

Tal qual o modelo anteriormente descrito, foram utilizadas barras rígidas para limitar os vãos das vigas, fazendo com que os pilares sejam representados pelo seu centro de gravidade. Porém com esse artifício o programa utilizado, não consegue definir o painel de laje como no caso dos pilares P5 a P12, P14 e P15, tendo sido necessário, criar um contorno auxiliar de modo fazer com que o nó que define o pilar fique fora do painel da laje. Na Figura 5.12 pode ser visualizado este artifício no pilar P5, que recebe a viga V9ABCD através de uma barra rígida e o contorno com barras sem rigidez (vermelho) que isola o pilar do painel de laje cujo contorno está representado pela linha tracejada em preto.

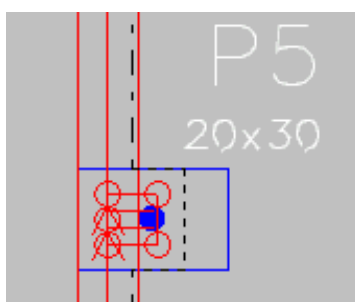


Figura 5.12 - Nó que define o pilar P5 (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 9)

Nas Figuras 5.13 e 5.14 podem ser visualizadas respectivamente as reações das lajes sobre as vigas (kN/m) e os momentos fletores (kNm/m) obtidos; assim como, na

Tabela 5.20 estão documentadas as flechas para o carregamento total, considerando cada elemento isolado.

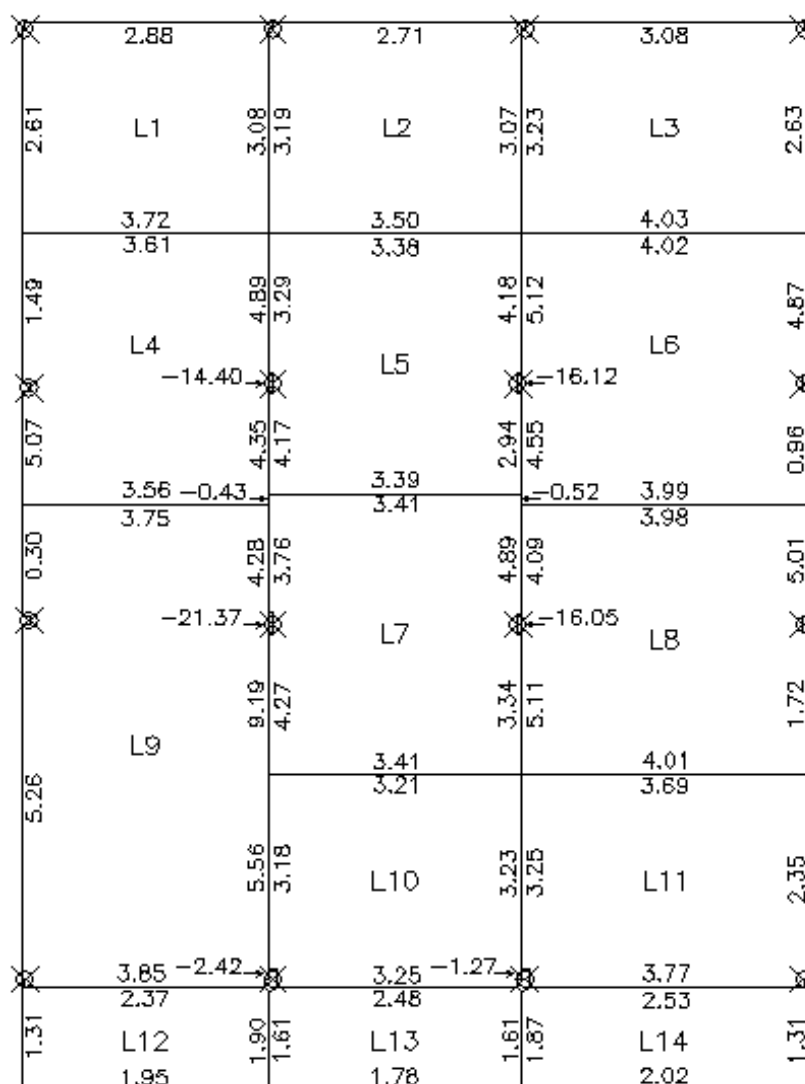


Figura 5.13 – Reações das Lajes - Grelha Isolada - (Pavimento Tipo 1)

Laje	Flecha (x 10 ⁻² m)	Laje	Flecha (x 10 ⁻² m)
L1	0,15	L8	0,24
L2	0,13	L9	0,42
L3	0,18	L10	0,10
L4	0,19	L11	0,13
L5	0,15	L12	0,02
L6	0,24	L13	0,02
L7	0,18	L14	0,02

Tabela 5.20 – Flechas nas Lajes - Grelha Isolada - (Pavimento Tipo 1)

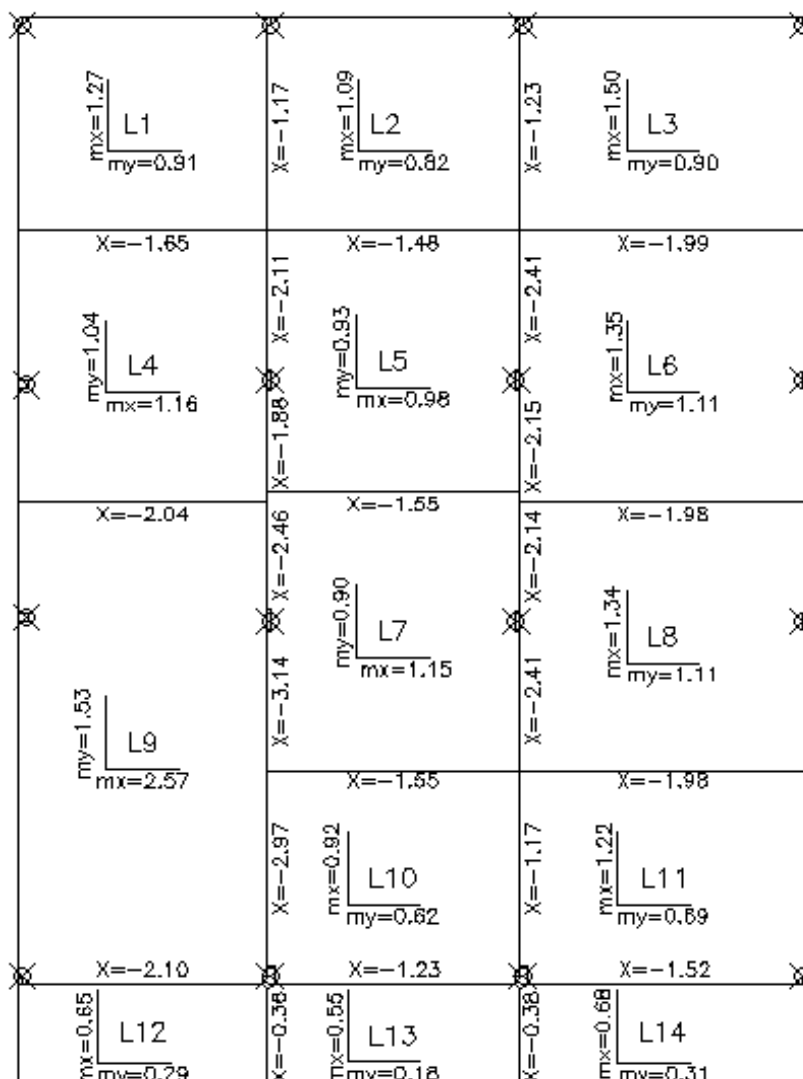


Figura 5.14 – Momentos Fletores nas Lajes – Grelha Isolada - (Pavimento Tipo 1)

Vale ressaltar que este é o primeiro modelo em que as vigas são calculadas recebendo reações das lajes que não são as obtidas pelo processo das áreas de abrangência.

Tal qual no item 5.1.2.3, foi considerada a continuidade das vigas com todos os pilares e nenhuma viga simplesmente apoiada foi modelada. A rigidez à torção das vigas foi tomada como sendo 15% da rigidez elástica. Repetidamente, o efeito da consideração da rigidez à torção, mesmo reduzida, tornou-se importante no caso das vigas V3, V4, e V5, assim como nas vigas V10ABCD e V11ABCD que lhes servem de

apoio e o comportamento é semelhante aos vistos nas Figuras 5.9, 5.10 e 5.11 do modelo anteriormente descrito.

Na Tabela 5.21 são apresentadas as reações nos pilares.

Pilar	Carga (kN)
P1	34,50
P2	65,17
P3	70,24
P4	37,62
P5	49,05
P6	90,85
P7	96,98
P8	55,12
P9	39,02
P10	72,97
P11	91,52
P12	49,39
P13	59,77
P14	106,73
P15	121,86
P16	62,99
Somatório	1103,78

Tabela 5.21 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 9)

5.1.2.5 Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 10

Neste modelo a resolução das lajes foi efetuada pelo método da Analogia de Grelha que considera a deformabilidade das vigas de apoio; tendo-se empregado a mesma estrutura de vigas e pilares descrita no modelo do Pavimento Tipo 1 - N° 9.

Na discretização das lajes foi adotado um espaçamento entre as barras de 25cm, o módulo de elasticidade transversal foi tomado como sendo 40% do módulo de elasticidade secante do concreto e o cálculo do momento de inércia polar das barras da grelha multiplicando por um fator 2,5 o momento de inércia à flexão.

Após o cálculo das lajes, considerando a compatibilidade de deformações em todo o pavimento, as reações obtidas são transmitidas automaticamente às vigas, para o

prosseguimento da marcha de cálculo, isto é, o cálculo da grelha de vigas. Para tanto, as barras das vigas foram divididas em vários trechos, como forma de capturar as variações das reações das lajes ao longo dos apoios, pois se sabe que essas reações não são constantes, tendendo a uma concentração maior no centro e podendo chegar a reações negativas nas extremidades dos referidos apoios. Esse efeito pode ser percebido na Figura 5.15 que apresenta o diagrama de carregamentos totais em kN/m da viga V1ABC.

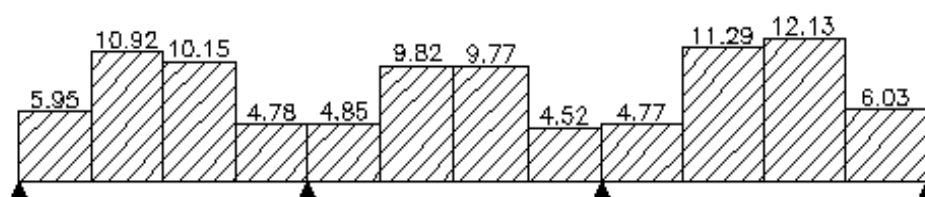


Figura 5.15 - Carregamentos na Viga V1ABC (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 10)

O programa AltoQi Eberick, disponibiliza a visualização das deformações, momentos fletores, momentos volventes e esforços cortantes nas lajes que podem ser visualizados nas Figuras 5.16, 5.18, 5.19 e 5.20 respectivamente, que permitem analisar o comportamento da estrutura e os resultados em cada barra da grelha. A deformada pode também ser vista em três dimensões na Figura 5.17, e esquematicamente com os pontos de deformações máximas ($\times 10^{-2}$ m) das lajes na Figura 5.21.

Ressalta-se que as deformações apresentadas nas Figuras 5.16 e 5.17, representam o dobro da deformação elástica para a aplicação do carregamento pleno, pois se utilizou a metade do módulo de elasticidade secante do concreto, para levar em conta desta forma, de maneira aproximada o efeito da deformação lenta. Na verdade, para a verificação das deformações neste pavimento, como já mencionado no Capítulo 3 deve-se utilizar as combinações quase permanentes, que são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura.

Na Figura 5.22 são apresentados os máximos momentos fletores positivos e negativos obtidos pelo processo da Analogia de Grelha em kNm/m.

A Tabela 5.22 apresenta as reações nos pilares.

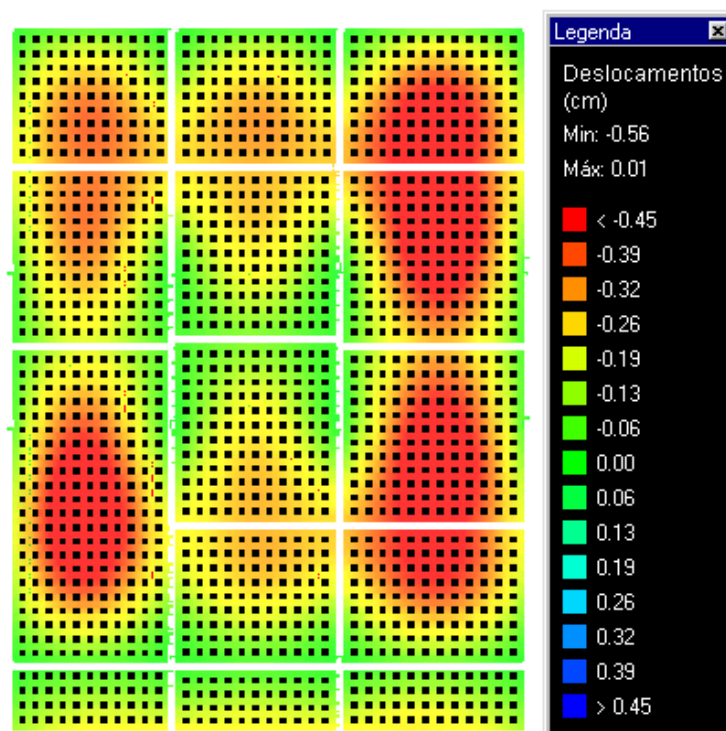


Figura 5.16 - Deslocamentos nas Lajes do Pavimento Tipo 1

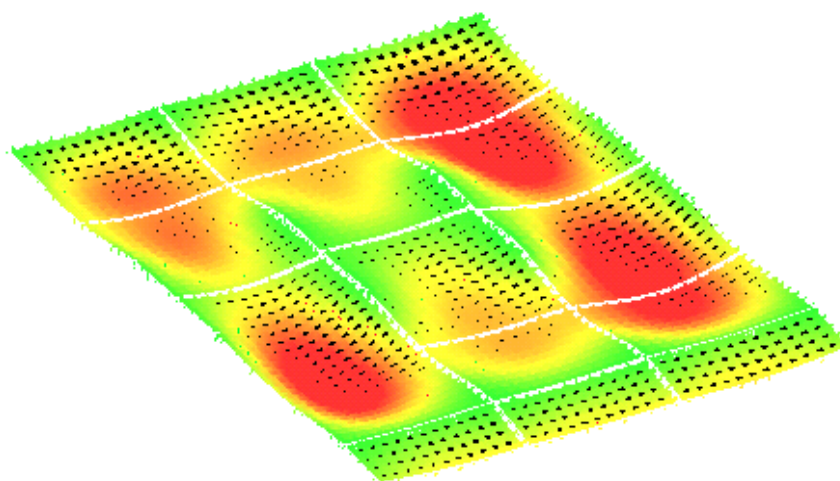


Figura 5.17 - Deslocamentos em Três Dimensões nas Lajes do Pavimento Tipo 1

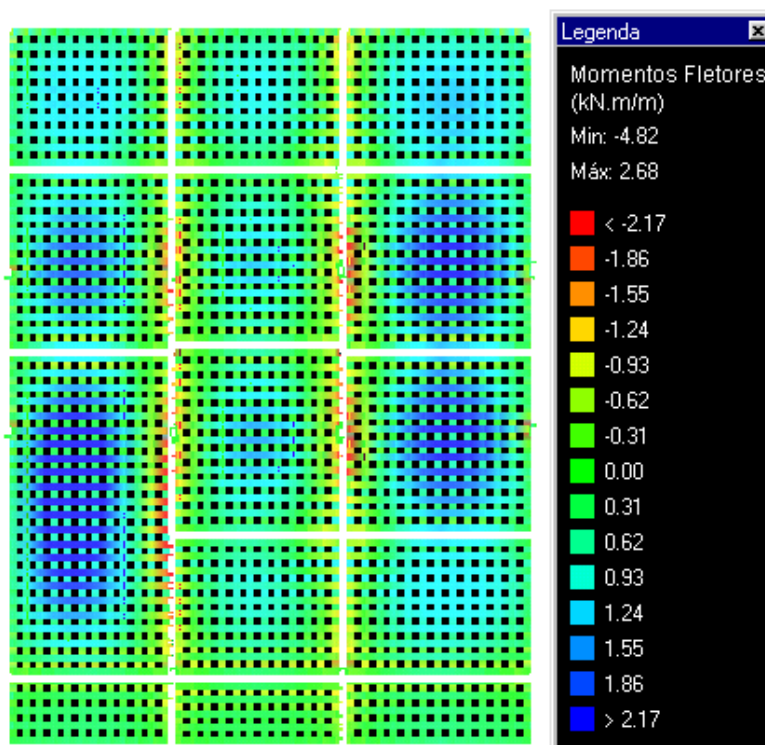


Figura 5.18 - Momentos Fletores nas Lajes do Pavimento Tipo 1

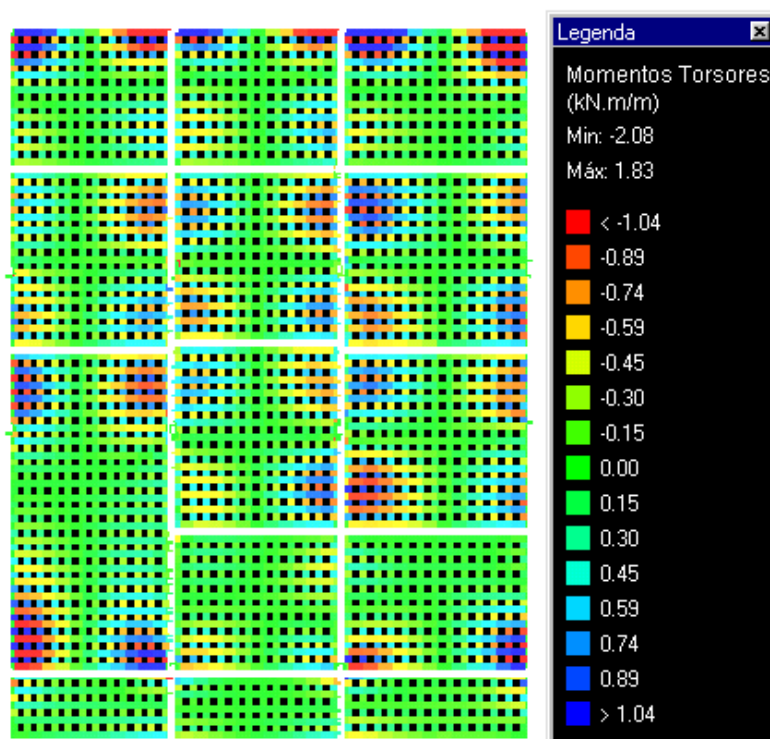


Figura 5.19 - Momentos Volventes nas Lajes do Pavimento Tipo 1

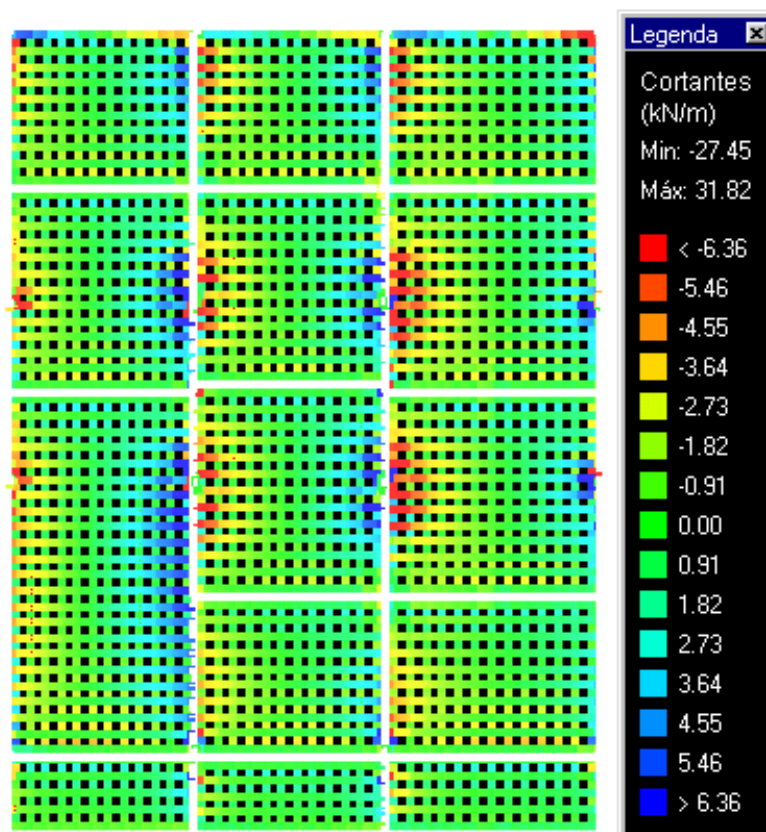


Figura 5.20 - Esforços Cortantes nas Lajes do Pavimento Tipo 1

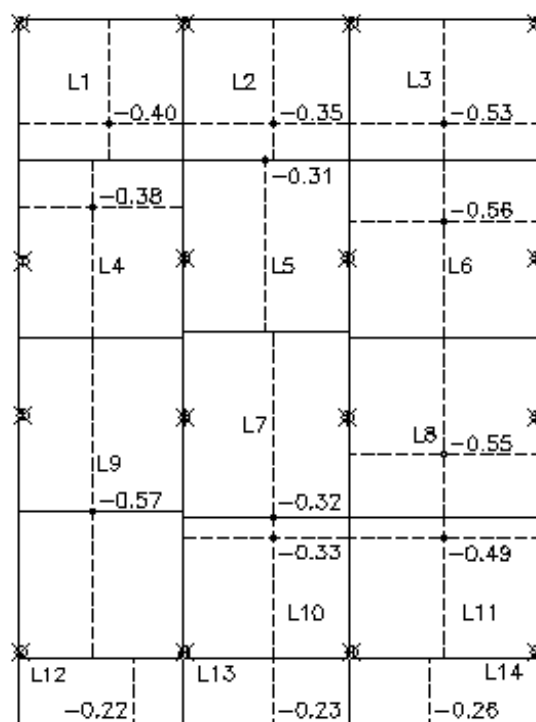


Figura 5.21 - Flechas nas Lajes - Analogia de Grelha -(Pavimento Tipo 1)

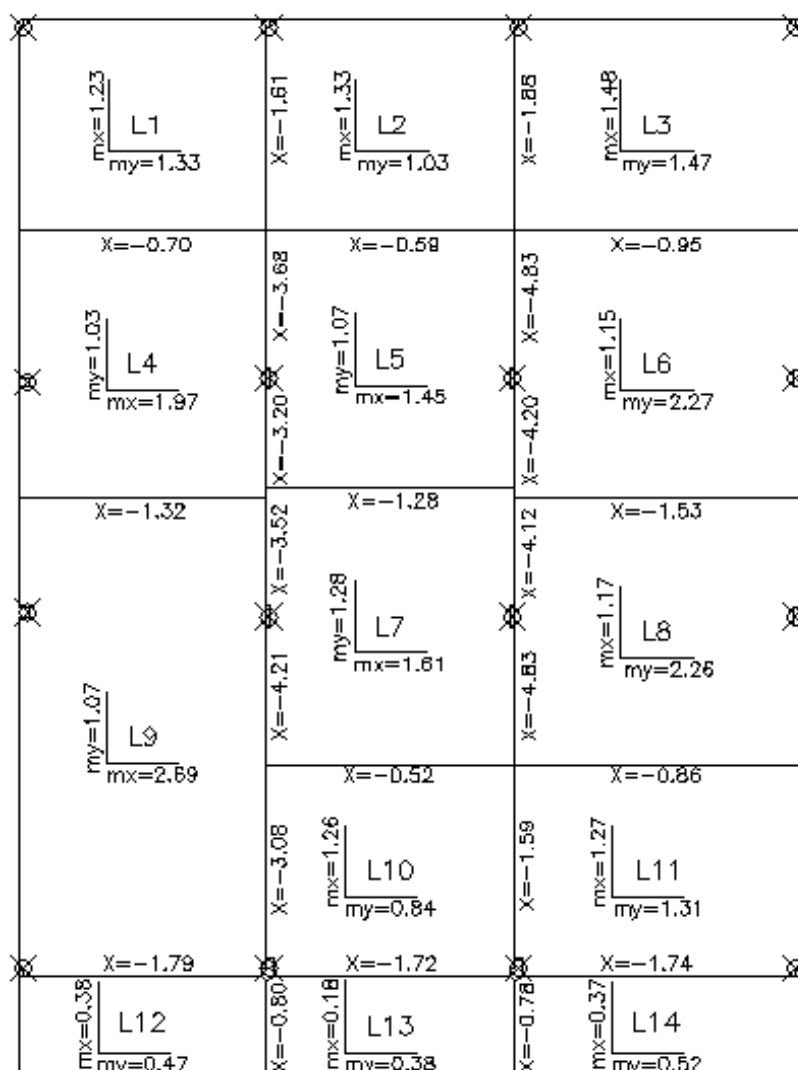


Figura 5.22 – Momentos Fletores nas Lajes – Analogia de Grelha - (Pavto. Tipo 1)

Pilar	Carga (kN)	Pilar	Carga (kN)
P1	34,82	P9	40,87
P2	65,16	P10	75,93
P3	70,95	P11	94,76
P4	37,80	P12	50,34
P5	48,73	P13	57,30
P6	91,76	P14	105,69
P7	98,98	P15	122,86
P8	55,01	P16	63,66
Somatório		1114,62	

Tabela 5.22 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 1 – N° 10)

5.2 MODELAGEM DO PAVIMENTO TIPO 2

Neste pavimento, tal como explicitado no item 5.1 também foi empregada como resistência característica do concreto 20 MPa e como módulo de elasticidade secante 10644 MPa (item 8.2.8 do Projeto de Revisão da NBR 6118).

A forma do Pavimento Tipo 2 pode ser visualizada na Figura 5.23 e na Tabela 5.23 pode-se observar as características de cada modelo apresentado.

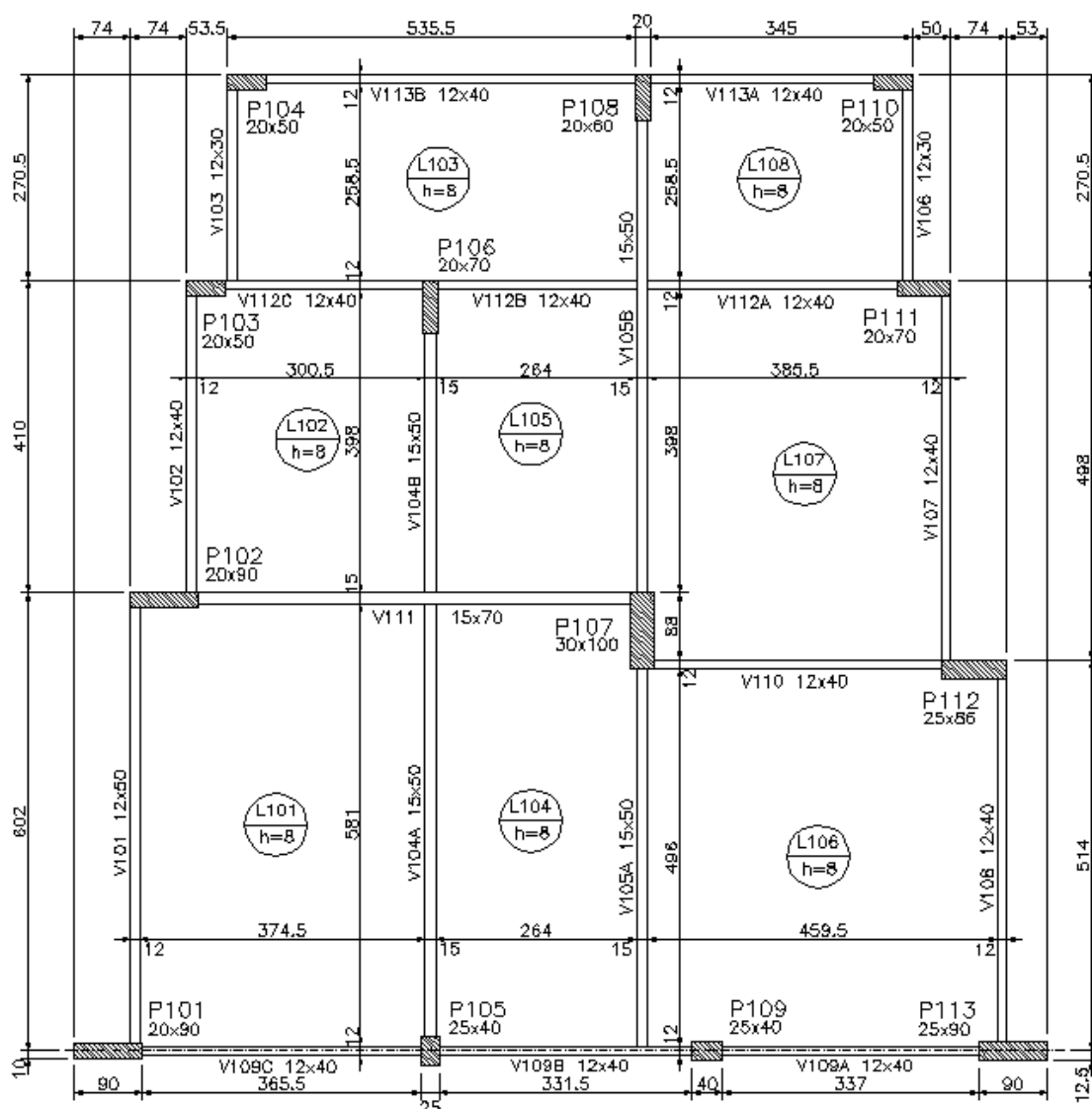


Figura 5.23 - Forma do Pavimento Tipo 2

Os carregamentos utilizados foram:

- Peso próprio das lajes: 2,0 kN/m²;
- Revestimento: 1,0 kN/m²;

- Carga acidental: 1,5 kN/m²;
- Alvenarias sobre as lajes: consideradas distribuídas uniformemente pela área:
 - L101: 0,78 kN/m²;
 - L102: 1,98 kN/m²;
 - L104: 1,56 kN/m²;
 - L106: 1,19 kN/m²;
 - L107: 1,70 kN/m²;

Alvenaria de vedação sobre as vigas (exceto as vigas V105AB e V111): 4,68 kN/m.

5.2.1 Modelos de "Viga sobre Viga"

Nos itens subseqüentes serão apresentados seis submodelos do processo de cálculo de "Viga sobre Viga":

5.2.1.1 Modelo do Pavimento Tipo 2 - N^o 1

Tanto neste modelo como nos outros modelos de "Viga sobre Viga" que se seguem, as reações das lajes foram obtidas pelo processo aproximado do item 3.3.2.9 na NBR 6118 (1978) e item 14.7.6.1 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), podendo ser observadas na Figura 5.24; com as reações expressas em kN/m, distribuídas uniformemente sobre as vigas de apoio.

Quanto à flexão, as lajes, foram calculadas isoladamente pelo processo de Marcus com o auxílio do programa Prolaje. Adotou-se como momento de continuidade o maior valor entre os momentos negativos encontrados nos bordos das lajes contíguas, porém, em virtude da disparidade encontrada entre alguns desses momentos, se procedeu a um acréscimo nos momentos positivos das lajes eliminando-se algumas situações de engaste, e a situação final pode ser encontrada na Figura 5.25, com os momentos fletores expressos em kNm/m. As flechas das lajes são apresentadas na Tabela 5.24 para a situação de atuação da totalidade do carregamento no pavimento.

Características dos Modelos do Pavimento Tipo 2									
Modelo	Resolução das lajes	Reações das lajes	Carregamento nas vigas	Vãos das vigas	Efeito de grelha	Rigidez à torção	Contín. pil. intermed.	Contín. pil. de extrem.	
N° 1	Marcus	Área abrangência	Pleno	Critério l_e	Não	Desprezada	Não	Não	
N° 2	Marcus	Área abrangência	Pleno	Centro dos apoios	Não	Desprezada	Não	Não	
N° 3	Marcus	Área abrangência	Pleno	Proj. Revisão	Não	Desprezada	Não	Não	
N° 4	Marcus	Área abrangência	Pleno	Centro dos apoios	Não	Desprezada	Não	Sim	
N° 5	Marcus	Área abrangência	Pleno	Proj. Revisão	Não	Desprezada	Não	Sim	
N° 6	Marcus	Área abrangência	Alternância q	Proj. Revisão	Não	Desprezada	Não	Sim	
N° 7	Marcus	Área abrangência	Pleno	Cruzamento de vigas	Sim	15% rigid. elást.	Sim	Sim	
N° 8	Marcus	Área abrangência	Pleno	Barras rígidas	Sim	15% rigid. elást.	Sim	Sim	
N° 9	Grelhas Isoladas	Grelhas Isoladas	Pleno	Barras rígidas	Sim	15% rigid. elást.	Sim	Sim	
N° 10	Analogia de grelha	Analogia de grelha	Pleno	Barras rígidas	Sim	15% rigid. elást.	Sim	Sim	

Tabela 5.23 – Características dos Modelos do Pavimento Tipo 2

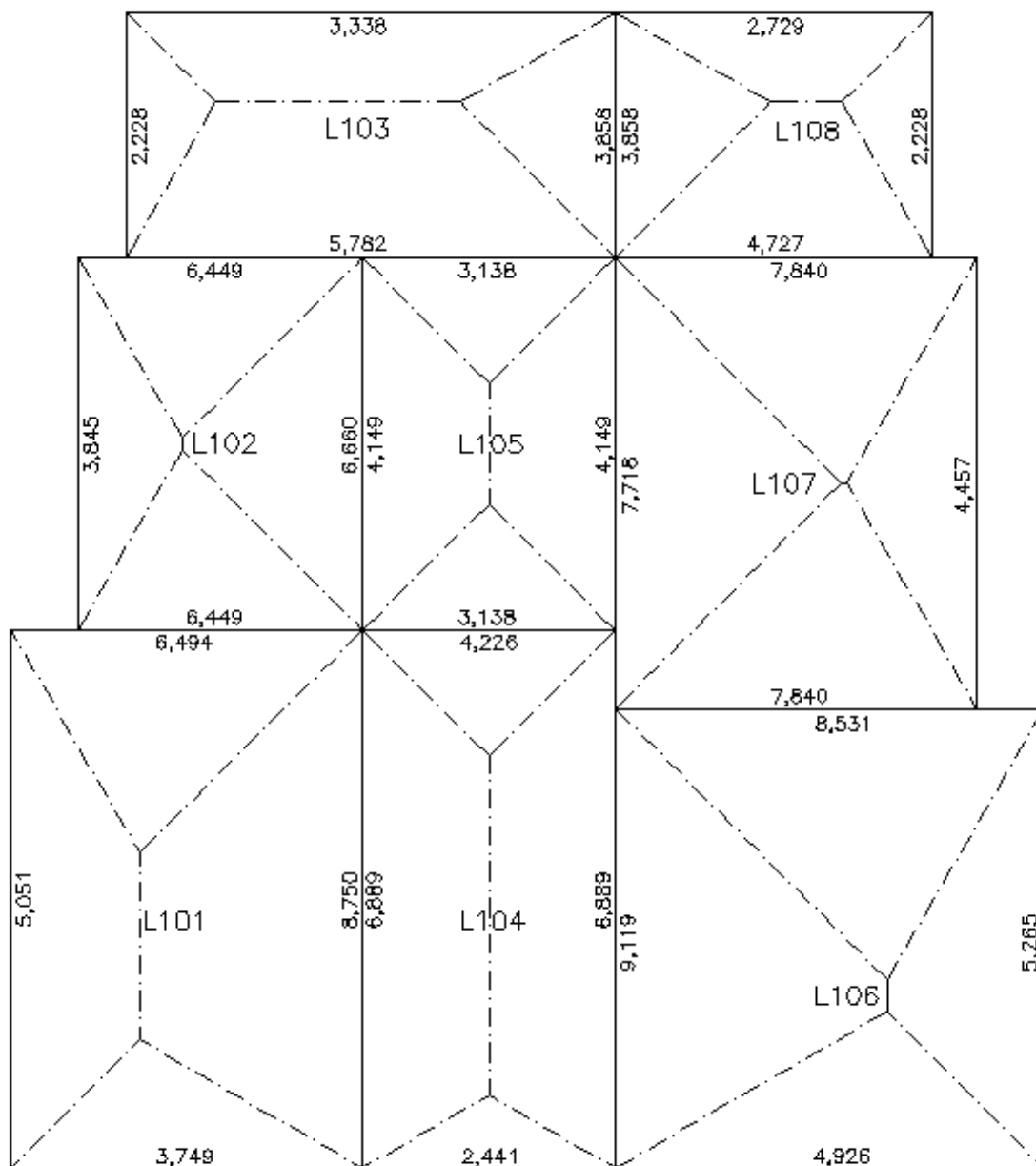


Figura 5.24 - Reações das Lajes - Área de Abrangência - (Pavimento Tipo 2)

O cálculo das vigas foi efetuado com carregamento pleno em todos os tramos, sem consideração da continuidade com os pilares, e com a consideração dos vãos de cálculo como proposto na NBR 6118 (1978), como sendo a distância entre os centros de apoio, não se tomando valores maiores que $1,05 \cdot l_0$ (l_0 é o vão livre) para as vigas biapoiadas e o vão livre acrescido da semilargura do apoio interno e de $0,03 \cdot l_0$ para os vãos extremos de vigas contínuas.

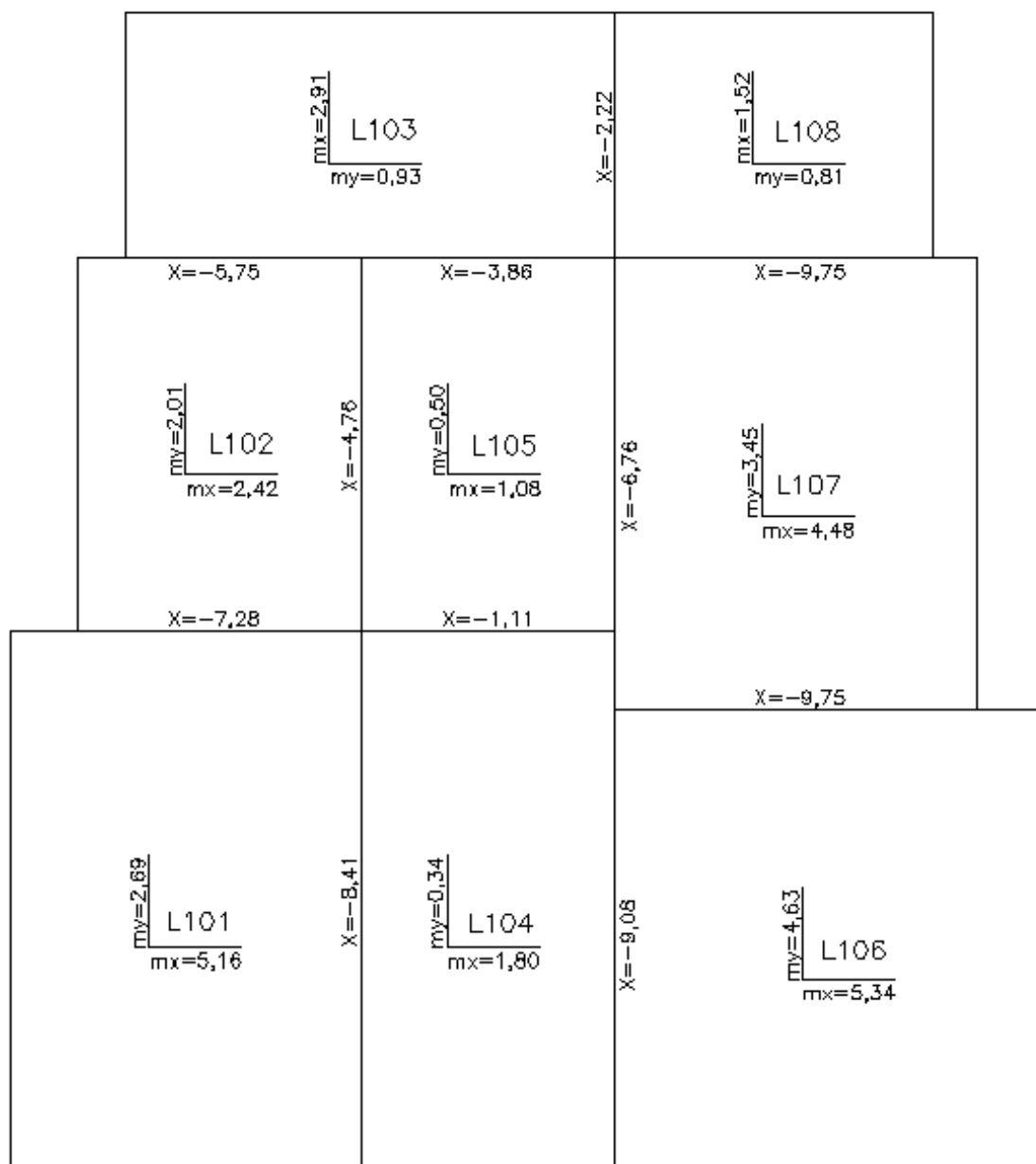


Figura 5.25 - Momentos Fletores nas Lajes - Marcus - (Pavimento Tipo 2)

A solidariedade das vigas com os pilares externos foi calculada de maneira aproximada, considerando nos nós extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes obtidos na Equação 4.1 para as vigas, 4.2 para o pilar superior e 4.3 para o pilar inferior em função das rigidezes dos elementos estruturais envolvidos. Admitiu-se que os pilares estejam apoiados a meia altura dos pavimentos superiores e inferiores, que a altura total do lance ou do pavimento seja de 2,8m, e que a seção transversal seja idêntica em cada pavimento. Os

momentos de solidariedade das vigas, podem ser observados na Tabela 5.25, onde a letra que segue o número da viga indica o tramo considerado.

Laje	Flecha (x 10 ⁻² m)	Laje	Flecha (x 10 ⁻² m)
L101	1,78	L105	0,12
L102	0,55	L106	2,74
L103	0,49	L107	1,63
L104	0,19	L108	0,18

Tabela 5.24 - Flechas nas Lajes - Método de Marcus (Pavimento Tipo 2)

Viga	Pilar	M. Eng. Perf. (kNm)	M.Solidariedade (kNm)
V101	P101	32,80	26,32
V101	P102	32,80	26,32
V102	P102	13,58	11,49
V102	P103	13,58	10,22
V103	P104	6,75	5,55
V104A	P105	64,71	56,83
V104B	P106	18,52	17,58
V105B	P108	108,94	104,34
V106	P111	4,50	3,90
V106	P110	4,50	3,70
V107	P112	21,58	19,98
V107	P111	21,58	18,11
V108	P113	23,24	21,59
V108	P112	23,24	21,52
V109A	P113	12,14	12,04
V109C	P101	12,14	12,03
V110	P112	29,21	28,96
V110	P107	29,21	27,81
V111	P107	141,89	115,96
V111	P102	125,74	120,74
V112A	P111	18,28	17,87
V112C	P103	13,53	12,56
V113A	P110	7,07	6,62
V113B	P104	19,99	19,18

Tabela 5.25 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 1)

Deve-se explicitar, que os momentos de solidariedade calculados não foram utilizados no alívio do momento positivo do tramos externos das vigas, nem foi

considerada, portanto, a sua influência na obtenção das reações das vigas sobre os pilares (Tabela 5.26); somente servindo para a determinação da armação negativa de continuidade com os apoios extremos.

Foi admitido neste e em todos os outros modelos que seguem, o engastamento perfeito da V105AB com o pilar intermediário P107, uma vez que a largura desse apoio, medida na direção do eixo da viga é maior que a quarta parte da altura do pilar.

Pilar	Carga (kN)
P101	47,33
P102	153,04
P103	47,56
P104	29,35
P105	99,83
P106	59,49
P107	300,11
P108	106,85
P109	72,57
P110	16,58
P111	62,45
P112	97,90
P113	41,59
Somatório	1134,65

Tabela 5.26 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 1)

5.2.1.2 Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 2

Neste modelo, tal como no modelo anteriormente descrito, as vigas foram calculadas com todos os tramos totalmente carregados, porém, considerando os vãos de cálculo limitados pelo centro dos apoios e o engastamento perfeito da V105AB no pilar intermediário P107. As reações nos pilares (Tabela 5.27) também foram obtidas sem se proceder ao cômputo do efeito da continuidade com os pilares de extremidade. Na Tabela 5.28 são apresentados os momentos de solidariedade nas vigas obtidos de maneira aproximada, como mencionado no item 5.2.1.1.

Pilar	Carga (kN)	Pilar	Carga (kN)
P101	48,99	P108	109,92
P102	156,41	P109	74,22
P103	48,14	P110	17,60
P104	29,86	P111	64,77
P105	101,68	P112	102,31
P106	63,86	P113	43,73
P107	309,64	Somatório	1171,13

Tabela 5.27 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 2)

Viga	Pilar	M. Eng. Perf. (kNm)	M.Solidariedade (kNm)
V101	P101	32,80	26,32
V101	P102	32,80	26,32
V102	P102	13,62	11,52
V102	P103	13,62	10,26
V103	P104	6,93	5,71
V104A	P105	65,37	57,44
V104B	P106	21,17	20,16
V105B	P108	114,74	109,97
V106	P111	4,76	4,14
V106	P110	4,76	3,94
V107	P112	21,58	19,98
V107	P111	21,58	18,11
V108	P113	23,24	21,59
V108	P112	23,24	21,52
V109A	P113	14,56	14,45
V109C	P101	14,36	14,24
V110	P112	35,25	34,98
V110	P107	35,25	33,71
V111	P107	152,31	125,63
V111	P102	136,53	131,36
V112A	P111	21,05	20,61
V112C	P103	15,40	14,35
V113A	P110	7,81	7,33
V113B	P104	20,82	19,99

Tabela 5.28 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 2)

5.2.1.3 Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 3

A diferença de cálculo deste modelo, para os outros dois acima apresentados, trata-se da consideração do vão de cálculo das vigas. Foi adotado o critério do item 14.6.2.4 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) que pode ser visualizado na Figura 5.26.

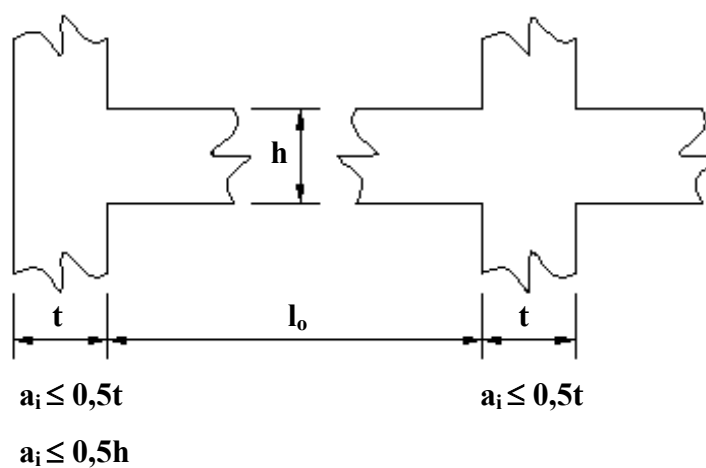


Figura 5.26 - Vãos de cálculo das vigas segundo o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001)

Aonde, na figura acima o vão de cálculo ou vão efetivo fica determinado pela soma do vão livre l_0 aos comprimentos a_i de cada apoio.

Assim, nas Tabelas 5.29 e 5.30 são apresentados respectivamente as reações nos pilares e os momentos de solidariedade calculados.

Pilar	Carga (kN)	Pilar	Carga (kN)
P101	47,78	P108	108,58
P102	156,31	P109	73,03
P103	48,27	P110	17,42
P104	29,67	P111	63,60
P105	100,49	P112	99,76
P106	62,57	P113	42,25
P107	303,37	Somatório	1153,10

Tabela 5.29 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 3)

Viga	Pilar	M. Eng. Perf. (kNm)	M.Solidariedade (kNm)
V101	P101	32,80	26,32
V101	P102	32,80	26,32
V102	P102	13,62	11,52
V102	P103	13,62	10,26
V103	P104	6,93	5,71
V104A	P105	65,37	57,44
V104B	P106	20,08	19,10
V105B	P108	111,58	106,91
V106	P111	4,76	4,14
V106	P110	4,76	3,94
V107	P112	21,58	19,98
V107	P111	21,58	18,11
V108	P113	23,24	21,59
V108	P112	23,24	21,52
V109A	P113	12,80	12,70
V109C	P101	12,71	12,59
V110	P112	31,63	31,37
V110	P107	31,63	30,18
V111	P107	147,57	119,73
V111	P102	134,83	129,65
V112A	P111	19,38	18,96
V112C	P103	14,77	13,75
V113A	P110	7,58	7,11
V113B	P104	20,42	19,60

Tabela 5.30 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 3)

5.2.1.4 Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 4

Neste exemplo de modelagem foi considerada a solidariedade das vigas com os pilares de extremidade, com a introdução da rigidez à flexão desses elementos e os vãos de cálculo das vigas sendo limitados pelo centro dos apoios.

Para melhorar o modelo de viga contínua, indicação do item 14.6.7.1 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), considerou-se a solidariedade dos pilares de extremidade com as vigas, através da introdução da rigidez à flexão destes, como já mencionado acima. Para isso, foi necessária a utilização de um modelo auxiliar, onde

foram acrescentadas barras com comprimento de 1,40m (metade do entrepiso), com a inércia correspondente aos pilares superiores e inferiores, para que se pudesse obter os momentos de solidariedade, que por sua vez, foram transportados ao modelo principal com a aplicação destes aos nós de extremidade. A Tabela 5.31 apresenta os momentos de solidariedade assim obtidos.

Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)
V101	P101	28,17	V108	P113	22,26
V101	P102	28,17	V108	P112	22,13
V102	P102	12,81	V109A	P113	10,91
V102	P103	10,56	V109C	P101	13,19
V103	P104	5,72	V110	P112	35,89
V104A	P105	63,45	V110	P107	33,40
V104B	P106	5,63	V111	P107	107,32
V105B	P108	99,46	V111	P102	130,47
V106	P111	4,44	V112A	P111	23,29
V106	P110	4,07	V112C	P103	15,40
V107	P112	21,60	V113A	P110	3,40
V107	P111	18,11	V113B	P104	22,20

Tabela 5.31 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 4)

Assim, como descrito acima, foi considerada na obtenção das reações das vigas sobre os pilares o efeito da solidariedade com os pilares externos, como pode ser visto na Tabela 5.32.

Pilar	Carga (kN)	Pilar	Carga (kN)
P101	52,83	P108	117,69
P102	151,35	P109	71,23
P103	51,82	P110	20,75
P104	37,70	P111	72,18
P105	111,70	P112	103,56
P106	65,52	P113	47,01
P107	267,81	Somatório	1171,15

Tabela 5.32 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 4)

5.2.1.5 Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 5

A diferença deste modelo para o modelo do descrito no item 5.2.1.4, resume-se na consideração do vão de cálculo das vigas. Foi adotado o critério do item 14.6.2.4 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) que pode ser visto na Figura 5.26.

Neste modelo, também foi considerada a solidariedade das vigas com os pilares de extremidade, com a introdução da rigidez à flexão desses elementos, e os momentos de solidariedade obtidos podem ser observados na Tabela 5.33.

Na obtenção das reações das vigas sobre os pilares, o efeito da solidariedade com os pilares externos foi considerada e os valores estão expressos na Tabela 5.34.

Viga	Pilar	M.Solidariedade (kNm)
V101	P101	28,17
V101	P102	28,17
V102	P102	12,81
V102	P103	10,56
V103	P104	5,72
V104A	P105	63,51
V104B	P106	4,12
V105B	P108	97,09
V106	P111	4,44
V106	P110	4,07
V107	P112	21,60
V107	P111	18,11
V108	P113	22,26
V108	P112	22,13
V109A	P113	8,73
V109C	P101	11,14
V110	P112	32,23
V110	P107	29,88
V111	P107	103,79
V111	P102	128,64
V112A	P111	21,38
V112C	P103	14,62
V113A	P110	3,22
V113B	P104	21,78

Tabela 5.33 - Momentos de Solidariedade (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 5)

Pilar	Carga (kN)
P101	51,21
P102	151,55
P103	51,72
P104	37,46
P105	110,90
P106	64,01
P107	262,22
P108	116,35
P109	70,55
P110	20,52
P111	70,59
P112	101,00
P113	45,02
Somatório	1153,10

Tabela 5.34 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 5)

5.2.1.6 Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 6

Neste modelo, foi considerada a alternância do carregamento variável sobre as vigas do pavimento, embora o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), em seu item 14.6.7.3, permita que seja facultativa a análise estrutural sem a consideração da alternância de cargas nas estruturas de edifícios em que a carga variável seja no máximo igual a 20% do carregamento total.

O Pavimento Tipo 2 conta com uma área total de 135,29 m² e carregamento completo da ordem de 1171 kN, o que resulta em aproximadamente 8,66 kN/m². A carga acidental do pavimento é de 1,5 kN/m², que representa aproximadamente 17% das cargas, o que seria suficiente para dispensar a consideração da alternância de cargas; porém este modelo tem o objetivo de estudar o efeito da alternância do carregamento variável.

As reações das lajes foram obtidas como descrito no Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 1, apresentado no item 5.2.1.1. As reações foram divididas nas parcelas referentes aos carregamentos permanentes (g) e nos carregamentos variáveis (q), e são apresentadas na Figura 5.27, com os valores em kN/m.

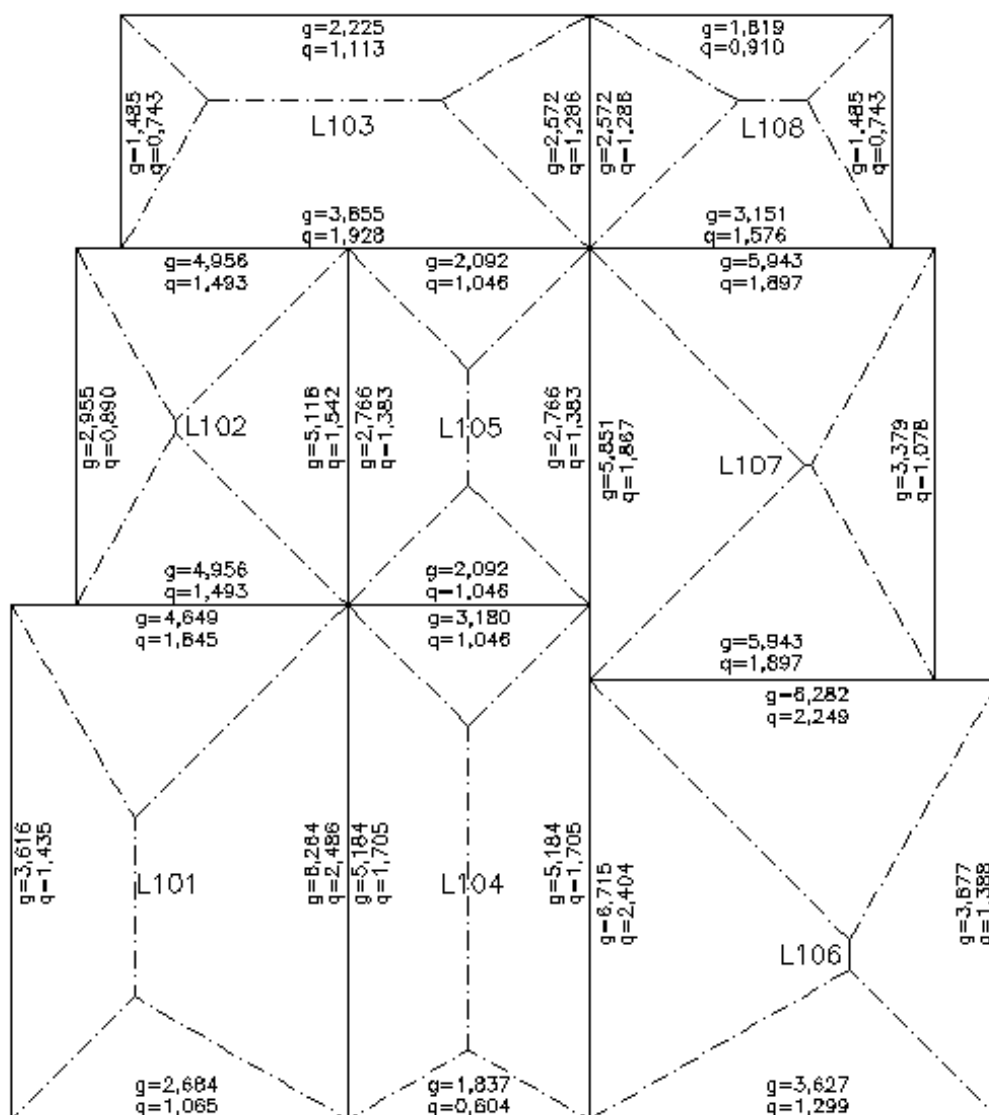


Figura 5.27 – Reações das Lajes (g)+(q) - (Pavimento Tipo 2)

A consideração da alternância do carregamento variável seguiu a indicação do item 3.2.2.3.B da NBR 6118 (1978), que permite nas vigas contínuas em edifícios supor que a posição das cargas acidentais uniformemente distribuídas com a qual se obtém a combinação mais desfavorável para a seção considerada, se determina com cada tramo totalmente carregado ou totalmente descarregado.

As vigas foram calculadas com os vãos de cálculo determinados conforme o item 14.6.2.4 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), como mostrado na Figura 5.26.

A solidariedade entre as vigas e os pilares de extremidade foi considerada como descrito no item 5.2.1.4, com a utilização de um modelo auxiliar, onde foram acrescentadas barras com comprimento de 1,40m (metade do entrepiso), com a inércia correspondente aos pilares superiores e inferiores, para que se pudesse obter os momentos de solidariedade para cada viga e para cada tramo considerado. As Tabelas 5.35 a 5.40 apresentam os valores dos momentos de solidariedade obtidos e a letra que segue o número da viga indica o tramo totalmente carregado, exceto na Tabela 5.35 onde as vigas possuem um único tramo.

Na Tabela 5.41, podem ser observados as cargas máximas e mínimas nos pilares com a consideração do efeito da solidariedade entre as vigas e os pilares de extremidade.

Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)
V101	P101	28,17	V107	P111	18,11
V101	P102	28,17	V108	P113	22,26
V102	P102	12,81	V108	P112	22,13
V102	P103	10,56	V110	P112	32,23
V103	P104	5,72	V110	P107	29,88
V106	P111	4,44	V111	P107	103,79
V106	P110	4,07	V111	P102	128,64
V107	P112	21,60			

Tabela 5.35 – Momentos de Solidariedade: Vigas de único tramo (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 6)

Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)
V104	P105	51,45	V104B	P105	50,87
V104	P106	3,84	V104B	P106	8,05
V104A	P105	64,09	V104AB	P105	63,51
V104A	P106	0,08*	V104AB	P106	4,12

Tabela 5.36 – Momentos de Solidariedade: V104 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 6)

Na tabela acima o valor do momento de solidariedade acrescido de asterisco, indica que se trata de momento positivo (traciona a face inferior da viga).

Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)
V105	P108	75,17	V105B	P108	97,74
V105A	P108	75,17	V105AB	P108	97,74

Tabela 5.37 – Momentos de Solidariedade: V105 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 6)

Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)
V109	P113	7,94	V109AB	P113	8,40
V109	P101	10,00	V109AB	P101	9,26
V109A	P113	9,86	V109AC	P113	9,96
V109A	P101	10,10	V109AC	P101	11,85
V109B	P113	6,47	V109BC	P113	6,57
V109B	P101	9,16	V109BC	P101	10,92
V109C	P113	8,03	V109ABC	P113	8,50
V109C	P101	11,75	V109ABC	P101	11,02

Tabela 5.38 – Momentos de Solidariedade: V109 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 6)

Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)
V112	P111	17,38	V112AB	P111	21,23
V112	P103	12,07	V112AB	P103	11,72
V112A	P111	21,79	V112AC	P111	21,94
V112A	P103	12,32	V112AC	P103	15,22
V112B	P111	16,82	V112BC	P111	16,97
V112B	P103	11,47	V112BC	P103	14,37
V112C	P111	17,53	V112ABC	P111	21,38
V112C	P103	14,97	V112ABC	P103	14,62

Tabela 5.39 – Momentos de Solidariedade: V112 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 6)

Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)	Viga	Pilar	M.Solidar. (kNm)
V113	P110	2,98	V113B	P110	2,24
V113	P104	19,08	V113B	P104	21,93
V113A	P110	3,95	V113AB	P110	3,22
V113A	P104	18,95	V113AB	P104	21,78

Tabela 5.40 – Momentos de Solidariedade: V113 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 6)

Pilar	Carga Máxima (kN)	Carga Mínima (kN)	Diferença (kN)
P101	51,81	44,48	7,33
P102	151,55	126,04	25,51
P103	52,37	43,94	8,43
P104	37,55	33,13	4,42
P105	111,58	92,19	19,39
P106	68,45	47,98	20,47
P107	262,42	207,45	54,97
P108	116,83	94,17	22,66
P109	70,96	58,59	12,37
P110	21,23	17,82	3,41
P111	71,07	59,92	11,15
P112	101,00	86,09	14,91
P113	46,12	38,64	7,48
Somatório	1162,94	950,44	212,50

Tabela 5.41 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 6)

5.2.2 Modelos de "Grelha de Vigas"

Foram modelados quatro submodelos do processo de "Grelha de Vigas", que serão descritos na seqüência:

5.2.2.1 Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 7

Este é o primeiro modelo com a consideração da compatibilidade de deformações nos apoios indiretos, ou seja, nos cruzamentos entre vigas. A consideração do efeito de grelha nas estruturas pode trazer diferenças significativas em comparação aos modelos tradicionais de "Viga sobre Viga" e é o que pode ser observado, por exemplo, nas cargas atuantes sobre os pilares e que serão comentados com maior rigor no Capítulo 6.

As lajes foram resolvidas pelo processo de Marcus, com o mesmo procedimento constante no item 5.2.1.1, com os momentos fletores apresentados na Figura 5.25 e as reações calculadas por área de abrangência com as indicações do item 3.3.2.9 da NBR 6118 (1978) e do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) apresentadas na Figura 5.24.

As vigas foram calculadas com todos os tramos carregados plenamente, com a rigidez à torção sendo 15% da rigidez elástica e com os vãos de cálculo determinados pelos nós que definem os pilares e que podem ser locados fora do centro de gravidade do pilar, como orientação do Manual do Usuário do AltoQi Eberick (2000). Este problema de lançamento altera as características geométricas da estrutura e pode ser visualizado nas Figuras 5.28 e 5.29. Tanto na primeira, como na segunda figura pode-se observar o problema acima descrito, e na última ainda mostra-se um outro problema criado, que é o apoio da viga V102 sobre a V111. Desta maneira, com o centro dos apoios (nós) postados nos cruzamentos de vigas e não no centro geométrico da seção transversal do pilar, pode-se correr o risco de alterar consideravelmente o modelo da estrutura e a validade da análise.

Para considerar a rigidez à flexão de todos os pilares, foram incluídas barras com 1,4 m de comprimento acima e abaixo do pavimento, aplicando os conceitos descritos nos itens 4.2.2 e 4.2.1 e que pode ser visto no esquema representativo da Figura 5.30,

que também mostra a deformada da estrutura com as linhas tracejadas, devendo-se atentar aos trechos grifados, que demonstram o afastamento da realidade.

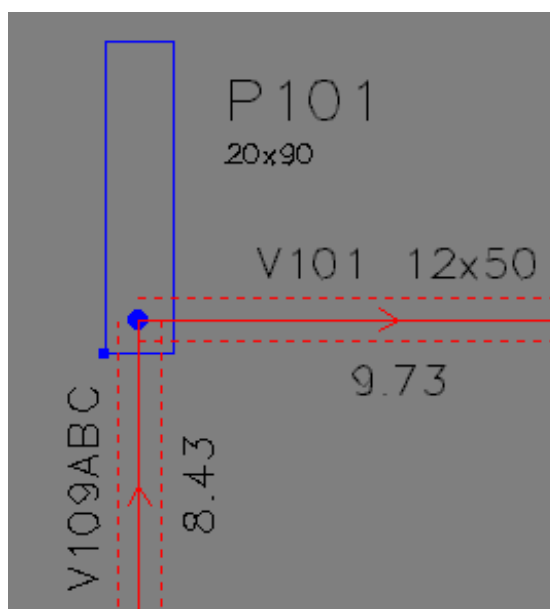


Figura 5.28 - Nó que define o pilar P101 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 7)

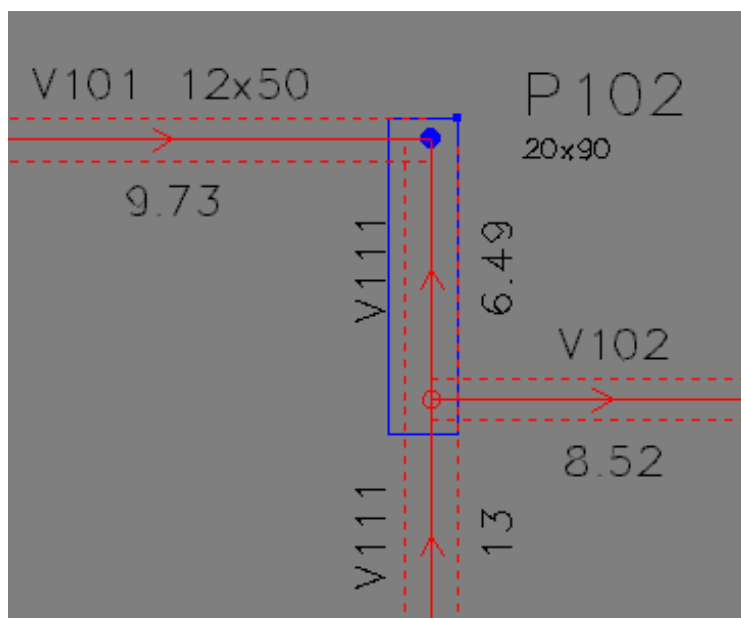


Figura 5.29 - Nó que define o pilar P102 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 7)

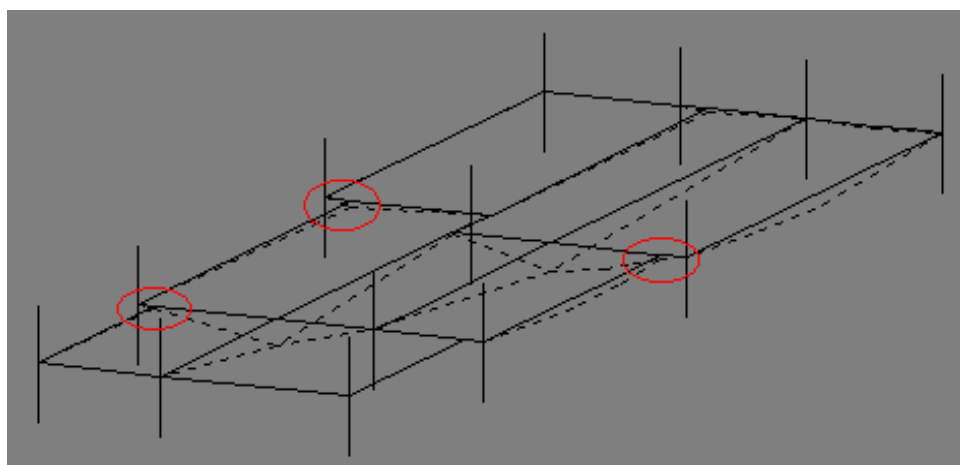


Figura 5.30 - Pórtico Esquemático do Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 7

A Tabela 5.42, apresenta as cargas atuantes nos pilares:

Pilar	Carga (kN)
P101	51,72
P102	152,01
P103	51,12
P104	37,81
P105	117,39
P106	112,81
P107	223,28
P108	99,20
P109	70,58
P110	26,19
P111	86,35
P112	103,38
P113	48,70
Somatório	1180,54

Tabela 5.42 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 – Nº 7)

5.2.2.2 Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 8

Para tentar solucionar os problemas mencionados no modelo precedente, ou seja, relacionados aos nós que definem os pilares, passou-se a empregar barras rígidas e trechos rígidos de vigas, de modo a fazer com que os pilares sejam modelados pelos seus centros de gravidade, além de se fazer cômputo dos momentos fletores decorrentes das excentricidades de apoio das vigas sobre estes elementos. O emprego das barras e trechos rígidos pode ser observado nas Figuras 5.31 e 5.32, solução esta também adotada nos dois modelos vindouros.

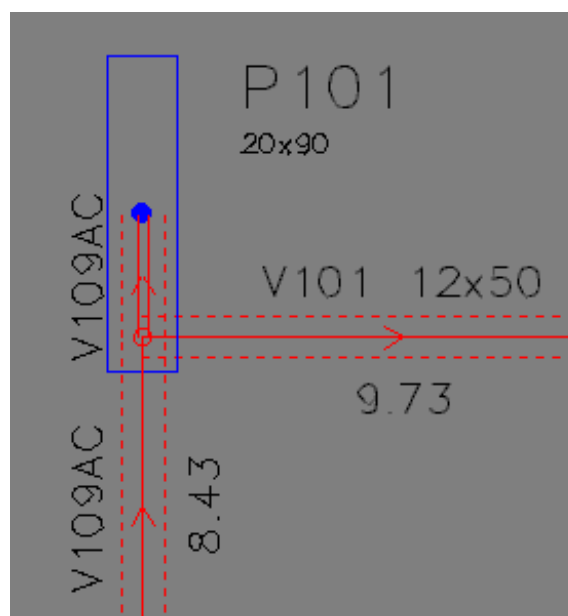


Figura 5.31 - Nó que define o pilar P101 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 8)

Na figura acima se deve perceber que o nó do pilar P101 está definido no seu centro geométrico, existindo um trecho rígido de viga (V109ABC) entre este e o nó do cruzamento com a viga V101 e assim, desta maneira, a reação da viga V101 não é considerada aplicada na V109ABC. O diagrama de momentos fletores de dimensionamento da viga V109ABC (Figura 5.33), apresentará no apoio P101 um momento fletor negativo para dimensionamento igual a média do máximo encontrado sobre o eixo do pilar e o momento existente na face do mesmo.

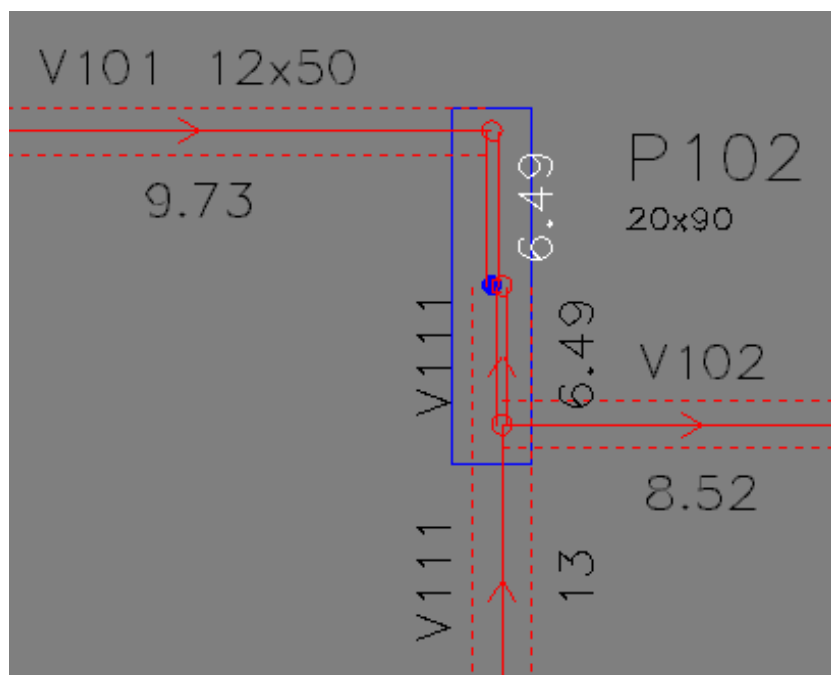


Figura 5.32 - Nó que define o pilar P102 (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 8)

Na figura acima, o nó do pilar P102 está definido pelo seu centro geométrico. Foi utilizada uma barra rígida para capturar o apoio da viga V101, assim como uma pequena barra rígida com 2,5 centímetros ligando o centro do pilar à extremidade da viga V111. Da mesma forma que foi descrito para a figura precedente, existe também, um trecho rígido de viga (V111) entre a última barra rígida descrita e o cruzamento com a viga V102, valendo da mesma maneira as considerações já efetuadas.

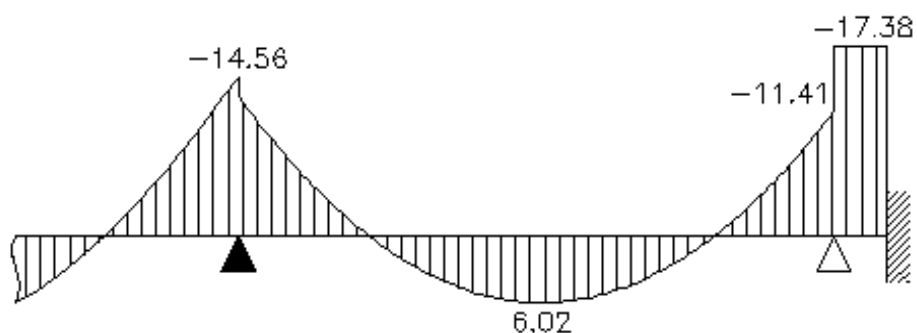


Figura 5.33 - Momentos Fletores da V109C (Mod. do Pavto. Tipo 2 – N° 8)

Cabe atentar que o comprimento dos trechos e barras rígidas empregadas não tem necessariamente os valores sugeridos no item 14.6.2.1 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), como nos casos mostrados nas Figuras 5.31 e 5.32. Procurou-se utilizando as ferramentas disponíveis diminuir ao máximo as interferências na resolução da grelha de vigas do pavimento. Torna-se interessante mostrar o esquema representativo e deformada deste modelo (Figura 5.34) e compará-lo visualmente com o esquema do Modelo N° 7 (Figura 5.30).

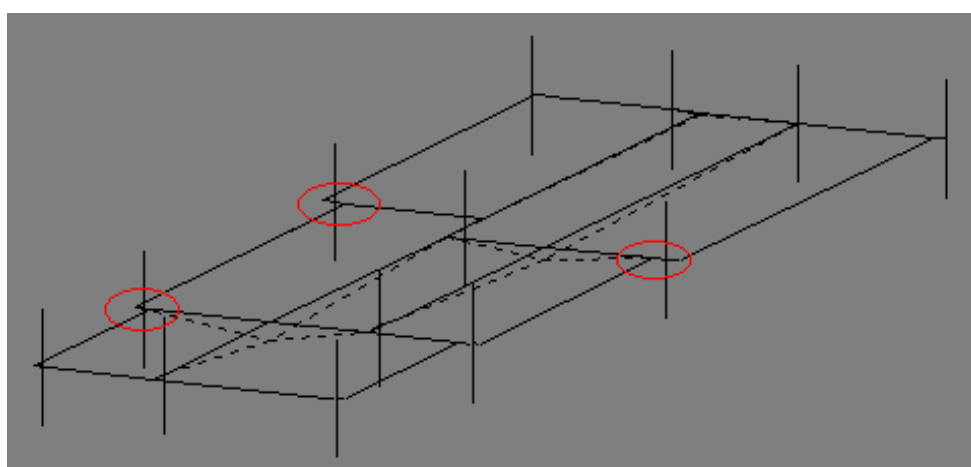


Figura 5.34 - Pórtico Esquemático do Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 8

Excetuando as considerações elaboradas acima, este modelo tem as mesmas características empregadas no Modelo N° 7 do Pavimento Tipo 2 e as reações nos pilares podem ser observadas na Tabela 5.43.

Pilar	Carga (kN)	Pilar	Carga (kN)
P101	50,37	P108	95,67
P102	150,11	P109	67,04
P103	48,28	P110	20,78
P104	36,19	P111	87,61
P105	111,96	P112	103,80
P106	95,46	P113	46,58
P107	250,50	Somatório	1164,35

Tabela 5.43 - Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 8)

5.2.2.3 Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 9

Diferentemente de todos os modelos do Pavimento Tipo 2 já apresentados, neste, foi adotado outro método para a resolução das lajes que não o de Marcus. Foi utilizado o processo de grelhas isoladas existente no AltoQi Eberick, onde cada laje é discretizada em forma de grelha e calculada isoladamente, considerando as vigas como apoios ideais.

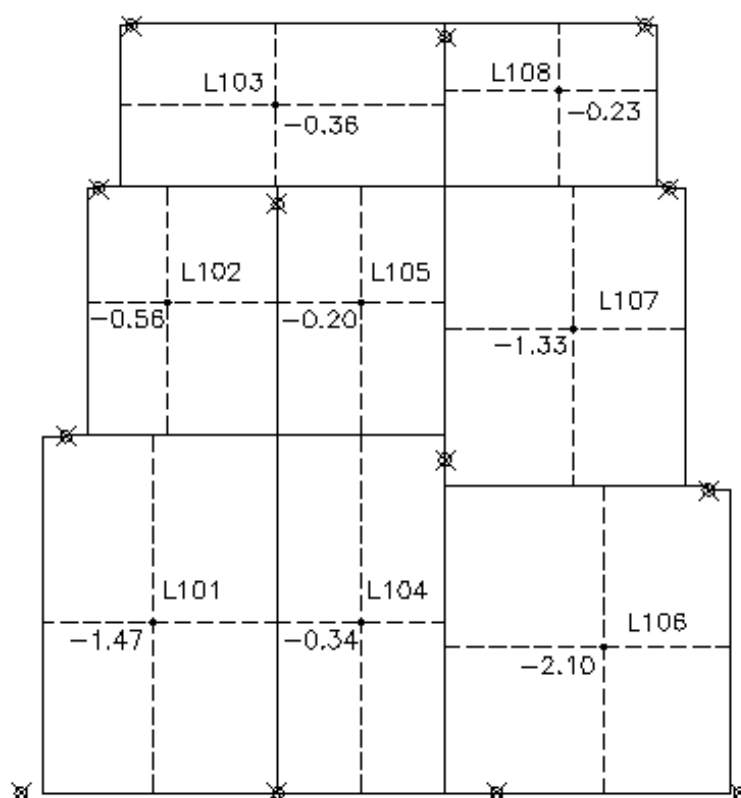


Figura 5.35 - Flechas nas Lajes - Grelha Isolada - (Pavimento Tipo 2)

Para discretizar as lajes, foi adotado 25 centímetros para o espaçamento entre as barras da grelha e foi configurado o módulo de elasticidade transversal como sendo 40% do módulo de elasticidade secante do concreto e o cálculo do momento de inércia polar das barras da grelha multiplicando por um fator 2,5 o momento de inércia à flexão.

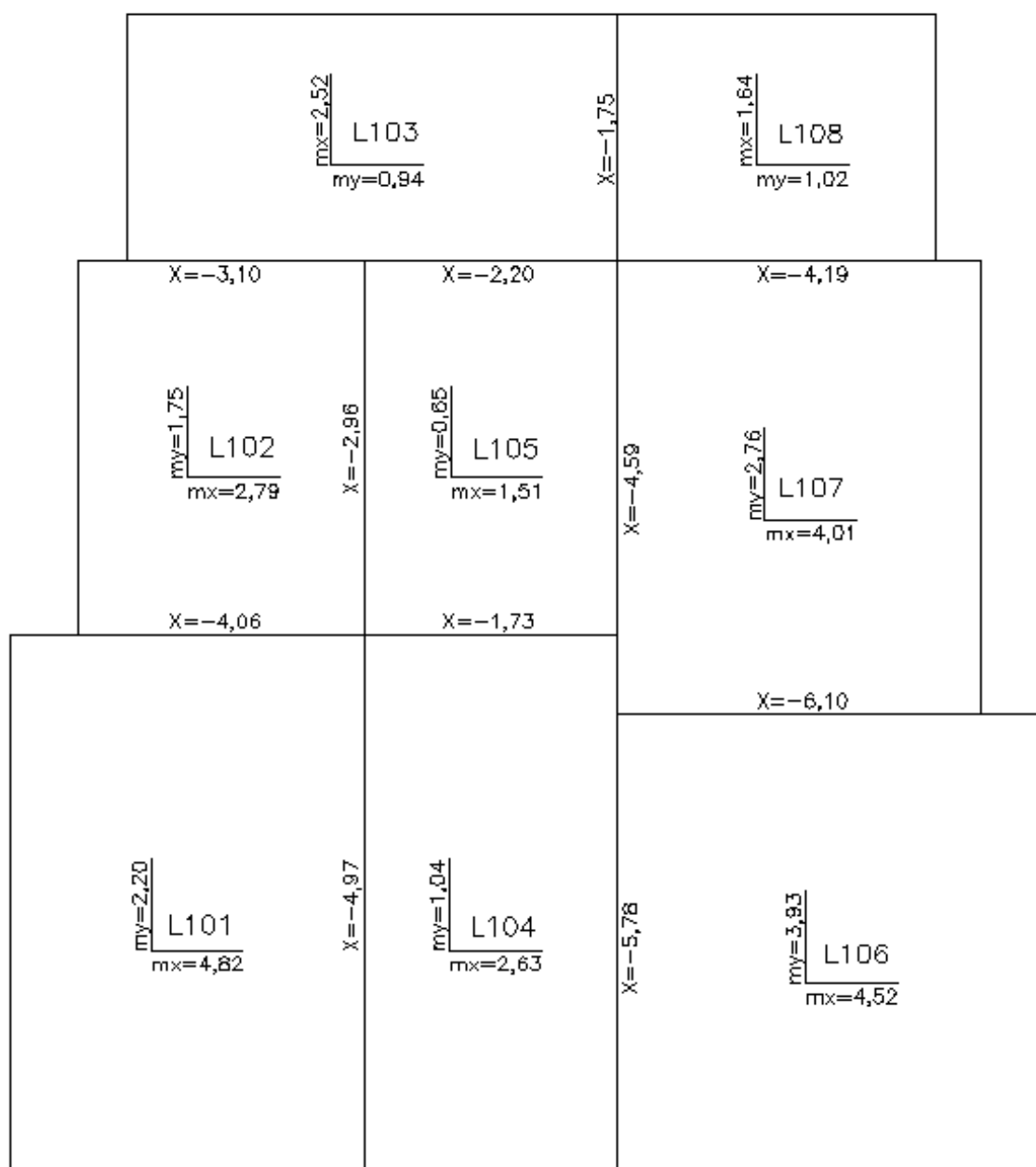


Figura 5.36 - Momentos Fletores nas Lajes - Grelha Isolada - (Pavimento Tipo 2)

Nas Figuras 5.35 podem ser observadas as deformações nas lajes ($\times 10^{-2}$ m) para a aplicação do carregamento total e com a consideração do efeito da deformação lenta de maneira aproximada; e na Figura 5.36 podem ser visualizados os momentos fletores (kNm/m) nas lajes analisadas pelo processo de grelhas isoladas.

As demais características deste modelo são idênticas às do modelo N° 8, anteriormente descrito.

As reações nos pilares estão na Tabela 5.44 abaixo:

Pilar	Carga (kN)
P101	54,64
P102	150,45
P103	47,17
P104	37,48
P105	109,72
P106	94,74
P107	243,87
P108	97,90
P109	70,54
P110	21,03
P111	84,65
P112	102,33
P113	50,27
Somatório	1164,79

Tabela 5.44 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 9)

5.2.2.4 Modelo do Pavimento Tipo 2 - N° 10

Neste modelo as lajes foram resolvidas pelo método da Analogia de Grelha que considera a deformabilidade das vigas de apoio. Na discretização das lajes foi adotado, da mesma forma que no modelo anterior um espaçamento entre as barras da grelha de 25 centímetros, o módulo de elasticidade transversal foi tomado como sendo 40% do módulo de elasticidade secante do concreto e o cálculo do momento de inércia polar das barras da grelha multiplicando por um fator 2,5 o momento de inércia à flexão.

Após o cálculo das lajes, considerando a compatibilidade de deformações em todo o pavimento, as reações obtidas são transmitidas às vigas, para que a grelha de vigas seja então calculada.

As barras das vigas foram divididas em vários trechos, como forma de capturar as reações das lajes, que não tem um valor uniforme ao longo dos tramos das vigas, tendendo a uma concentração maior no centro e podendo chegar a reações negativas nas

extremidades destes. Na Figura 5.37 apresenta-se o diagrama de carregamentos totais em kN/m da viga V101.

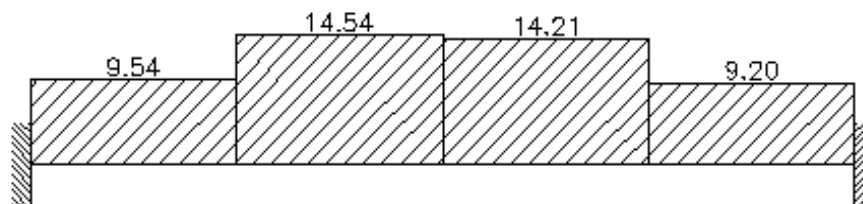


Figura 5.37 - Carregamentos na Viga V101 (Mod. do Pavto. Tipo 2 – N° 10)

O programa computacional empregado, permite a visualização das deformações, momentos fletores, momentos volventes e esforços cortantes nas lajes, e que podem ser visualizados nas Figuras 5.38, 5.40, 5.41 e 5.42 respectivamente, que permitem analisar o comportamento da estrutura e os resultados em cada barra da grelha. A deformada pode também ser vista em três dimensões na Figura 5.39, e esquematicamente com os pontos de deformações máximas ($\times 10^{-2}$ m) das lajes na Figura 5.43. As deformações devidas ao carregamento total apresentadas nas Figuras 5.38 e 5.39 representam o dobro da deformação elástica, levando em conta de maneira simplificada o efeito da deformação lenta com a utilização da metade do módulo de elasticidade secante do concreto.

Na Figura 5.44 são apresentados os máximos momentos fletores positivos e negativos nas lajes obtidos pelo processo da Analogia de Grelha em kNm/m e na Tabela 5.45 pode-se ver as reações nos pilares.

Pilar	Carga (kN)	Pilar	Carga (kN)
P101	54,97	P108	90,65
P102	150,88	P109	69,00
P103	47,13	P110	21,66
P104	38,38	P111	87,55
P105	110,50	P112	106,83
P106	101,77	P113	50,37
P107	241,04	Somatório	1170,73

Tabela 5.45 – Reações nos Pilares (Modelo do Pavimento Tipo 2 – N° 10)

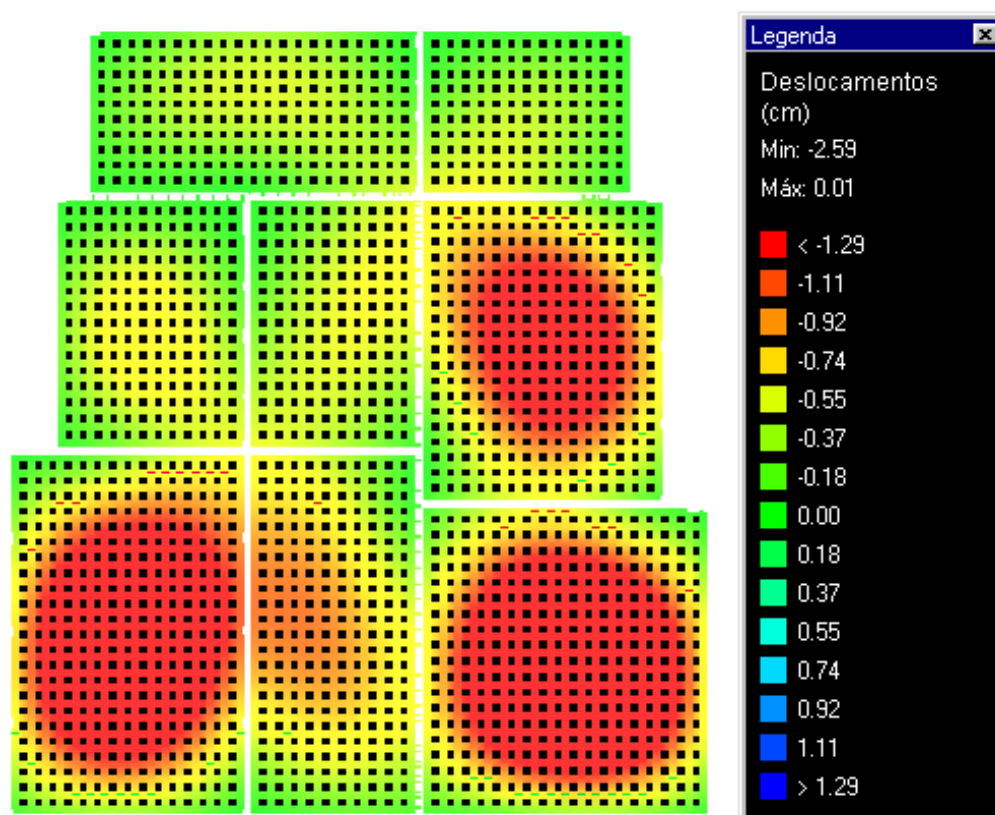


Figura 5.38 - Deslocamentos nas Lajes do Pavimento Tipo 2

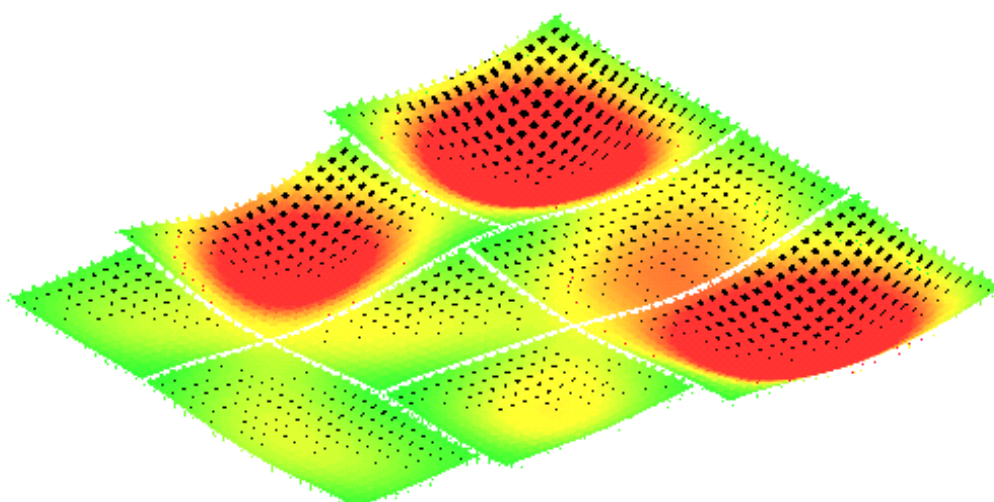


Figura 5.39 - Deslocamentos em Três Dimensões nas Lajes do Pavimento Tipo 2

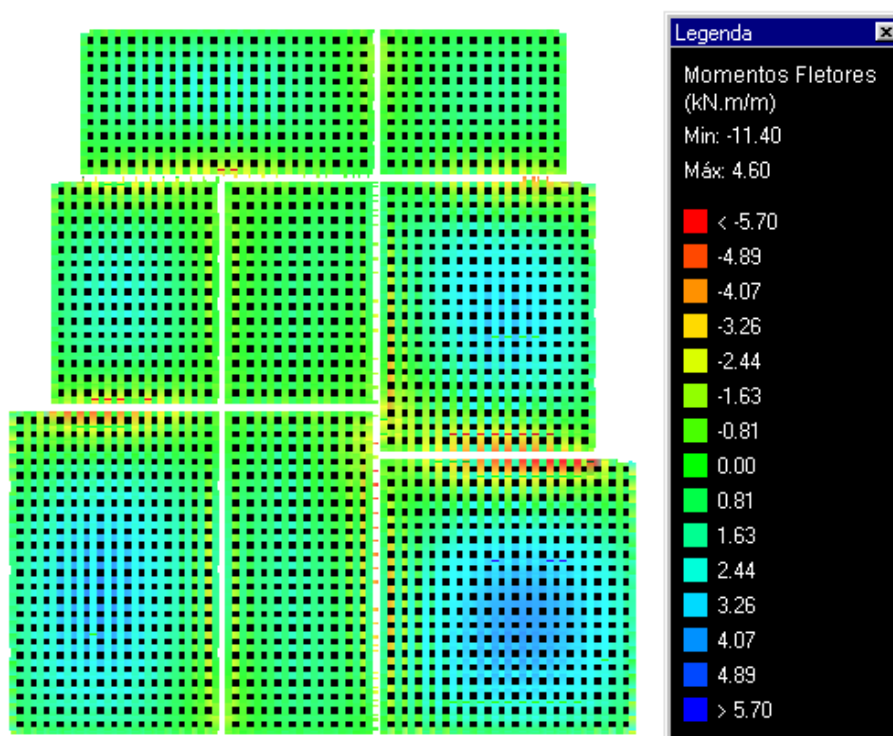


Figura 5.40 - Momentos Fletores nas Lajes do Pavimento Tipo 2

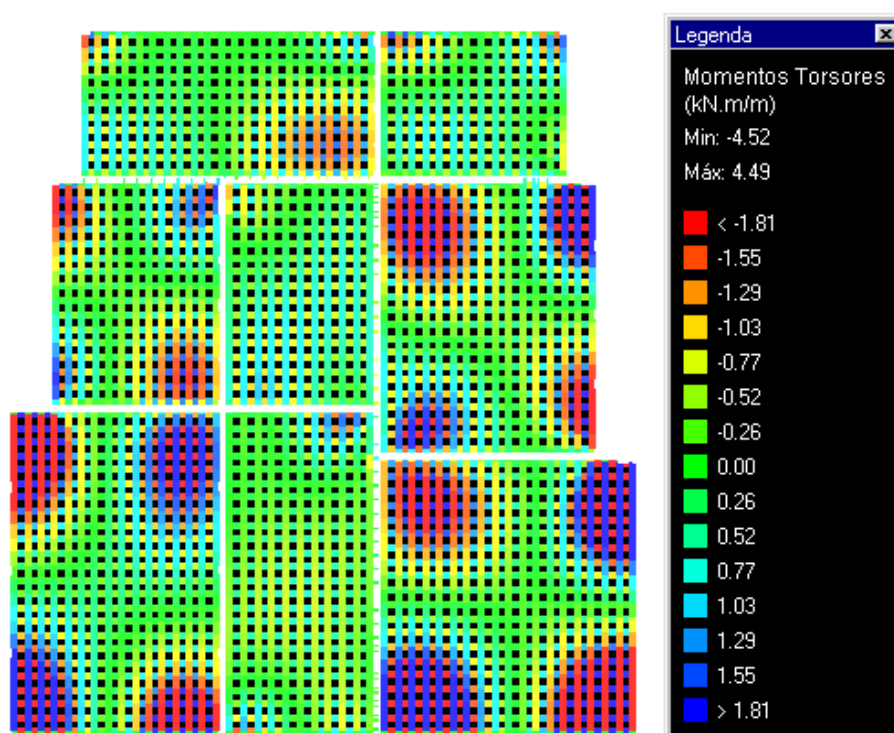


Figura 5.41 - Momentos Volventes nas Lajes do Pavimento Tipo 2

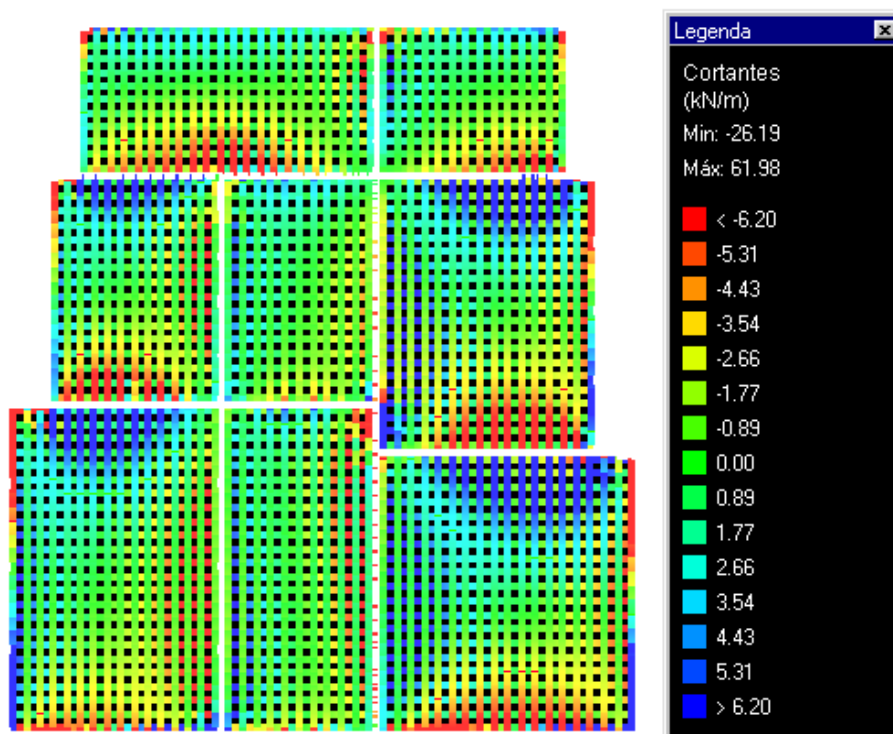


Figura 5.42 - Esforços Cortantes nas Lajes do Pavimento Tipo 2

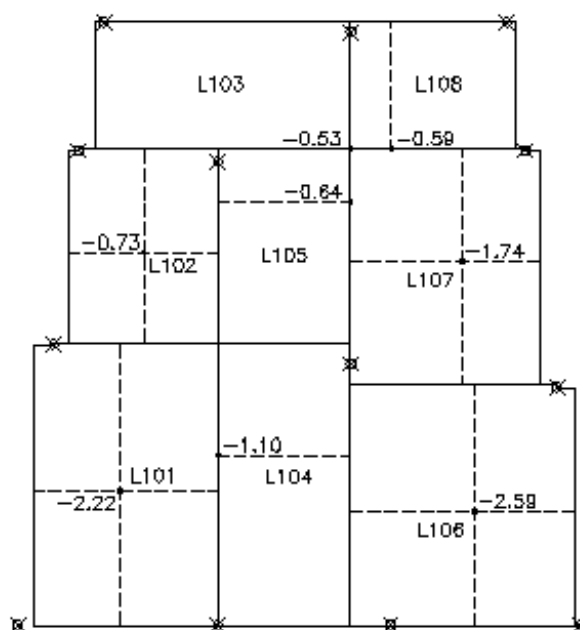


Figura 5.43 - Flechas nas Lajes - Analogia de Grelha - (Pavimento Tipo 2)

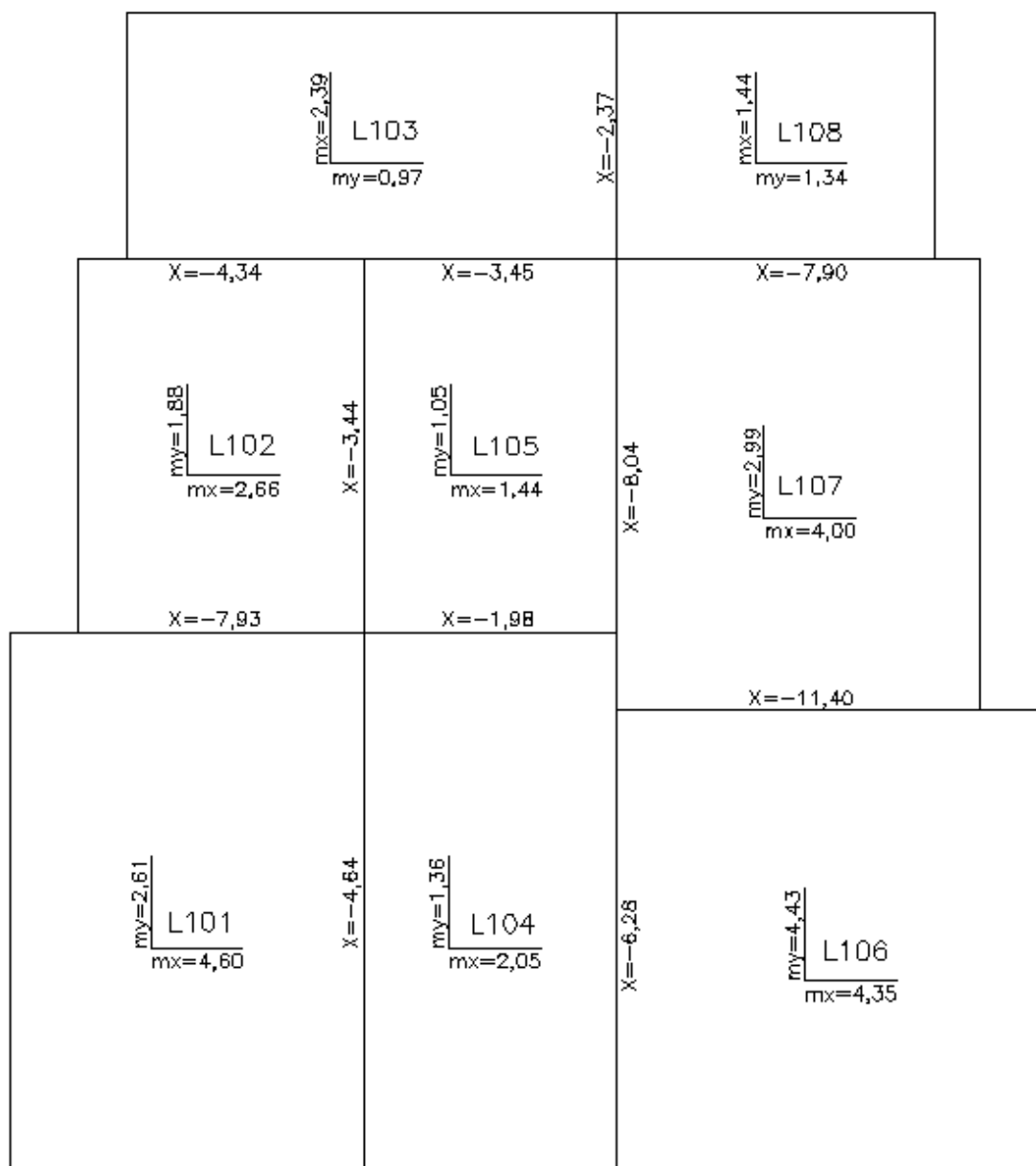


Figura 5.44 - Momentos Fletores nas Lajes - Analogia de Grelha - (Pavimento Tipo 2)

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os estudos comparativos da modelagem elástica linear das estruturas dos dois pavimentos apresentados no Capítulo 5.

6.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS MODELOS DO PAVIMENTO TIPO 1

Antes que se iniciem os longos comentários sobre os aspectos técnicos dos modelos estruturais efetuados, deve-se dizer que em qualquer obra de Engenharia, os custos estão sempre envolvidos, sendo na maioria das vezes fator preponderante para a viabilidade do empreendimento, e portanto, apresenta-se na Tabela 6.1 a participação percentual dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) nos consumos de aço e concreto do Pavimento Tipo 1. Os quantitativos foram obtidos a partir do detalhamento do Modelo do Pavimento Tipo 1 - Nº 7 escolhido por conveniência de detalhamento, já que as vigas V10AD e V11AD não podem ser detalhados nos modelos subsequentes em virtude dos esforços de torção apresentados e com os pilares sendo dimensionados com a carga equivalente a quatro pavimentos, obtendo-se um consumo de aço e concreto de 1047,5 kg e 16,29 m³ respectivamente, o que corresponde a 64,3 kg/m³ de volume da estrutura.

Elemento	Aço %	Concreto %
Lajes	34,4	52,4
Vigas	43,1	31,1
Pilares	22,5	16,5

Tabela 6.1 - Pavimento Tipo 1 - Participação dos elementos estruturais no consumo de materiais

Pode-se perceber a participação exercida pelas lajes e vigas no consumo de materiais e logicamente nos custos dessa estrutura, o que demonstra a necessidade de se buscar economizar o máximo possível nesses dois elementos, principalmente nas lajes, onde é sabido existir muita capacidade resistente devido ao alto grau de hiperestaticidade das mesmas, o que pode ser conseguido com estudos por métodos

plásticos como pelas linhas de ruptura ou charneiras plásticas, ou ainda por métodos não lineares.

Iniciando os comentários do que acima se chamou de aspectos técnicos e iniciando pela análise das deformações nas lajes, ao se observar as Tabelas 5.2 e 5.20 e a Figura 5.21, torna-se visível, que as flechas obtidas pelos dois primeiros processos empregados servem como parâmetro somente para avaliação de cada elemento em si, pois seus apoios são tomados como ideais, ao passo que pela resolução apresentada no Modelo do Pavimento Tipo 1 - Nº 10, as deformações apresentadas levam em conta a flexibilidade das vigas, fornecendo subsídios para avaliação do comportamento conjunto da estrutura. É importante lembrar que as deformações apresentadas foram obtidas com as ações características, sem se utilizar a combinação de ações adequada, considerando as peças no estágio I e levando em conta a deformação lenta de maneira aproximada através da redução à metade do módulo de elasticidade secante do concreto. Salienta-se que cálculos mais elaborados devem ser efetuados a fim de se evitar surpresas e ao mesmo tempo evitar exageros nas dimensões das peças, embora se tenha conhecimento da dificuldade da obtenção do valor "exato" da deformação das estruturas de concreto, em virtude da grande quantidade de variáveis e incertezas existentes.

Para analisar os esforços nas lajes, pode-se observar a Tabela 6.2 que apresenta os momentos positivos para cada método de cálculo utilizado, mostrando as diferenças percentuais em relação aos valores da primeira coluna, o que também servirá de critério para todas as tabelas comparativas que serão apresentadas. Percebe-se que de uma maneira geral os momentos fletores positivos obtidos pelos métodos de Analogia de Grelha e Grelha Isolada fornecem valores muito maiores que os obtidos por Marcus, com exceção das lajes L9, L10 e L11, onde os momentos positivos são maiores, devido à simulação de outras condições de apoio, como mencionado no item 5.1.1.1, já que ao utilizar o programa Prolaje, que adota como momento de continuidade nos apoios a média dos valores obtidos para as lajes adjacentes ou 80% do maior desse dois valores, deixa de corrigir os momentos positivos correspondentes. Quanto ao método da Analogia de Grelha, ocorreu inversão do sentido dos momentos principais nas lajes L1, L6, L8, L11, L12, L13 e L14, em virtude da deformabilidade das vigas que servem de apoio. Também é comum nos escritórios de cálculo, quando do emprego de processos aproximados como o de Marcus, nas lajes com relação de vãos maior que dois (as

tabelas vão até a relação de lados igual a dois), calculá-las e, armá-las em uma direção. É o caso das lajes L12, L13 e L14, que se calculadas como uma viga com uma extremidade engastada e outra apoiada, chega-se ao seguinte par de momentos fletores: -0,81 e 0,46 kNm, respectivamente, na direção principal, sendo que na direção secundária será adotado para os momentos positivos armadura equivalente a um quinto da principal, com um mínimo de três barras por metro.

Quanto aos momentos negativos observados nas Figuras 5.2, 5.13 e 5.21, é necessário lembrar que como momento de continuidade adotado no cálculo pelo Método de Marcus, foi utilizado o maior valor encontrado nos bordos das lajes contíguas.

Também é importante comentar que os esforços obtidos pelo Método da Analogia de Grelha e Grelhas Isoladas foram influenciados pelo artifício utilizado na limitação dos vãos das vigas com barras rígidas para representar os pilares pelo seu centro de gravidade, uma vez que para definir os painéis das lajes foi necessário criar um contorno auxiliar fazendo com que o nó que define o pilar fique fora do painel de laje, como já mencionado no item 5.1.2.4 e mostrado na Figura 5.11.

Laje	Marcus		Grelha Isolada				Analogia de Grelha			
	mx	my	mx	%	my	%	mx	%	my	%
L1	0,99	0,73	1,27	28,3	0,91	24,7	1,23	24,2	1,33	82,2
L2	0,81	0,67	1,09	34,6	0,82	22,4	1,33	64,2	1,03	53,7
L3	1,21	0,67	1,50	24,0	0,90	34,3	1,48	22,3	1,47	119,4
L4	0,93	0,89	1,16	24,7	1,04	16,9	1,97	111,8	1,03	15,7
L5	0,75	0,70	0,98	30,7	0,93	32,9	1,45	93,3	1,07	52,9
L6	1,11	0,87	1,35	21,6	1,11	27,6	1,15	3,6	2,27	160,9
L7	0,86	0,69	1,15	33,7	0,90	30,4	1,61	87,2	1,28	85,5
L8	1,11	0,87	1,34	20,7	1,11	27,6	1,17	5,4	2,26	159,8
L9	3,29	1,10	2,57	-21,9	1,53	39,1	2,69	-18,2	1,07	-2,7
L10	1,01	0,73	0,92	-8,9	0,62	-15,1	1,26	24,8	0,84	15,1
L11	1,21	0,67	1,22	0,8	0,69	3,0	1,27	5,0	1,31	95,5
L12	0,41	0,07	0,65	58,5	0,29	314,3	0,38	-7,3	0,47	571,4
L13	0,40	0,08	0,55	37,5	0,18	125,0	0,18	-55,0	0,38	375,0
L14	0,42	0,05	0,68	61,9	0,31	520,0	0,37	-11,9	0,52	940,0

Tabela 6.2 - Pavimento Tipo 1 - Comparação dos momentos positivos nas lajes

Tal constatação foi feita lançando-se mão da resolução das lajes por Analogia de Grelha no Modelo do Pavimento Tipo 1 N° 7, onde os pilares foram posicionados fora do seu centro de gravidade, aonde se chegou a um momento fletor negativo máximo 27,5% menor que o constante na Figura 5.18 e que está compreendido na região de um dos contornos auxiliares acima citados; o máximo momento fletor positivo sofreu um acréscimo de apenas 1,5% e o máximo deslocamento (Figura 5.16) um acréscimo de 12,5%. Percebe-se que mesmo com a influência de diferentes vãos nos Modelos N° 7 e N° 10, a presença do contorno auxiliar acabou alterando os resultados da grelha, principalmente no que tange aos momentos negativos e demonstra que o programa utilizado não permite o modelamento das estruturas da maneira mais natural e intuitiva possível, que é a modelagem dos elementos estruturais pelos seus eixos.

Cargas nos Pilares (kN)				
Pilar	Tipo 1-N°8	Tipo 1-N°9	Tipo 1-N°10	%máx
P1	33,39	34,50	34,82	4,28
P2	64,51	65,17	65,16	1,02
P3	69,46	70,24	70,95	2,15
P4	35,60	37,62	37,80	6,18
P5	49,81	49,05	48,73	2,22
P6	94,32	90,85	91,76	3,82
P7	99,09	96,98	98,98	2,18
P8	53,01	55,12	55,01	3,98
P9	37,45	39,02	40,87	9,13
P10	73,51	72,97	75,93	4,06
P11	93,32	91,52	94,76	1,54
P12	49,20	49,39	50,34	2,32
P13	55,28	59,77	57,30	8,12
P14	107,20	106,73	105,69	1,43
P15	122,35	121,86	122,86	0,82
P16	61,85	62,99	63,66	2,93

Tabela 6.3 - Pavimento Tipo 1 - Influência da modelagem das lajes no carregamento dos pilares.

A Tabela 6.3 apresenta a influência do método de análise das lajes, nas cargas atuantes sobre os pilares. Para tanto são apresentados os resultados obtidos nos Modelos do Pavimento Tipo 1 - N° 8, Tipo 1 - N° 9 e Tipo 1 - N° 10, cuja diferença

preponderante é o modo de resolução das lajes. Cabe lembrar que no primeiro modelo acima mencionado, as reações sobre as vigas foram calculadas de maneira aproximada por trapézios ou triângulos e distribuídas uniformemente sobre estas, tentando simular a situação última das lajes através de charneiras plásticas, e que se pode dizer ser um procedimento adequado para a modelagem visando às verificações dos estados limites últimos. No segundo, as reações foram obtidas através do cálculo da grelha isolada e distribuídas uniformemente sobre cada trecho de viga ideal, e no terceiro as reações sobre as vigas foram obtidas considerando a deformabilidade destas, chegando-se a configurações de carregamento com as mostradas na Figura 5.14, onde, em quantos mais trechos forem divididos os tramos das vigas, mais próximo da solução elástica tende-se a chegar. Percebe-se que as diferenças máximas encontradas, são de maneira geral pequenas, porém em alguns pilares chega-se próximo de 10%, valor este em que as variações nos esforços começam a ser preocupantes.

O efeito da solidariedade das vigas com os pilares provoca alterações muito grandes nas cargas atuantes sobre os pilares, para tanto, basta observar as Tabelas 6.4, 6.5 e 6.6.

	Tipo 1-Nº2	Tipo 1-Nº3	
Pilar	Carga (kN)	Carga (kN)	%
P1	27,49	33,47	21,75
P2	57,29	65,60	14,51
P3	64,03	73,08	14,13
P4	29,95	36,73	22,64
P5	57,77	50,80	-12,07
P6	108,83	95,64	-12,12
P7	110,97	95,73	-13,73
P8	59,84	52,39	-12,45
P9	33,90	36,27	6,99
P10	62,19	66,54	6,99
P11	87,24	92,27	5,77
P12	46,48	48,93	5,27
P13	53,12	54,69	2,96
P14	112,01	109,99	-1,80
P15	128,68	125,64	-2,36
P16	59,45	61,50	3,45

Tabela 6.4 - Comparativo de cargas nos pilares do Modelo Nº 2 e Nº 3 do Pavto. Tipo 1

	Tipo 1-Nº 4	Tipo 1-Nº 5	
Pilar	Carga Máx. (kN)	Carga Máx. (kN)	%
P1	27,93	34,12	22,16
P2	58,57	67,33	14,96
P3	65,07	74,52	14,52
P4	30,40	37,42	23,09
P5	58,83	51,86	-11,85
P6	112,51	99,31	-11,73
P7	115,34	100,28	-13,06
P8	61,44	54,05	-12,03
P9	35,81	37,81	5,59
P10	67,86	71,23	4,97
P11	92,73	96,68	4,26
P12	48,85	50,91	4,22
P13	53,75	55,41	3,09
P14	113,92	111,76	-1,90
P15	130,06	126,91	-2,42
P16	60,14	62,26	3,53

Tabela 6.5 - Comparativo de cargas nos pilares do Modelo Nº 4 e Nº 5 do Pavto. Tipo 1

	Tipo 1-Nº6	Tipo 1-Nº7	
Pilar	Carga (kN)	Carga (kN)	%
P1	27,95	33,13	18,53
P2	57,57	64,22	11,55
P3	64,23	70,22	9,33
P4	30,81	36,00	16,85
P5	58,38	50,87	-12,86
P6	108,58	95,28	-12,25
P7	110,67	99,52	-10,07
P8	60,50	54,19	-10,43
P9	34,70	38,71	11,56
P10	66,93	74,57	11,41
P11	88,13	94,48	7,21
P12	48,74	50,74	4,10
P13	53,66	53,88	0,41
P14	107,83	106,02	-1,68
P15	127,81	122,51	-4,15
P16	59,15	61,30	3,63

Tabela 6.6 - Comparativo de cargas nos pilares do Modelo Nº 6 e Nº 7 do Pavto. Tipo 1

Fica claro que os pilares das extremidades absorvem muito mais carga devido ao efeito da solidariedade com as vigas e que esse efeito não deve ser negligenciado, em virtude das proporções que o acréscimo de carga pode tomar: próximo de 23% como no caso do pilar P4; mesmo que se tenha solucionado a estrutura com um modelo como o do Pavimento Tipo 1 - Nº 2, onde o vigamento foi resolvido sem a consideração da solidariedade com os pilares de extremidade, tendo-se somente acrescentado às vigas e pilares as armaduras calculadas para tais momentos referentes a cada elemento. O modelo acima mencionado, onde o equilíbrio é atendido e sendo observadas também as condições de ductilidade, serve para a avaliação do estado limite último da capacidade resistente, porém, em serviço a estrutura funciona muito próximo do regime elástico, sendo necessário então outro modelo para as avaliações dos estados limites de serviço. Nessa situação, já cabe mencionar que com os recursos computacionais existentes, tal modelo já deveria ser efetuado levando em conta, além da continuidade com os pilares externos, a continuidade com os pilares internos, e o efeito de grelha nas vigas.

O que foi mencionado acima, de forma sucinta nada mais é do que a importância de se fazer uma envoltória de carregamento para os pilares, pois estes elementos têm muito pouca capacidade de redistribuição de esforços, ao contrário das vigas. A NBR 6118 (1978) e mesmo o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) em seus textos, quando da utilização de modelos aproximados explicitam envoltórias para as vigas e nada falam sobre a necessidade de tal envoltória para os pilares, o que já foi mencionado por PITTA (1996) para a avaliação das cargas atuantes nos pilares de extremidade.

Uma mesma estrutura pode ser modelada de várias maneiras diferentes e não se pode dizer a priori que um modelo é correto ou incorreto, pode-se dizer somente que um modelo é mais adequado ou menos adequado para um determinado fim, de tal maneira que sempre seja mantida a segurança de projeto. O Pavimento Tipo - 1 foi modelado de dez maneiras diferentes, e na Tabela 6.7 pode ser observado para todos os pilares as cargas obtidas em cada modelo e a diferença entre a maior carga (grifada de vermelho) e a menor carga (grifada de azul).

Cargas nos Pilares (kN)																
Pilar	T.1-Nº1	T.1-Nº2	T.1-Nº3	T.1-Nº4	T.1-Nº5	T.1-Nº6	T.1-Nº7	T.1-Nº8	T.1-Nº9	T.1-Nº10	%					
P1	27,33	27,49	33,47	27,93	34,12	27,95	33,13	33,39	34,50	34,82	27,41					
P2	57,01	57,29	65,60	58,57	67,33	57,57	64,22	64,51	65,17	65,16	18,10					
P3	63,84	64,03	73,08	65,07	74,52	64,23	70,22	69,46	70,24	70,95	16,73					
P4	29,81	29,95	36,73	30,40	37,42	30,81	36,00	35,60	37,62	37,80	26,80					
P5	57,38	57,77	50,80	58,83	51,86	58,38	50,87	49,81	49,05	48,73	20,73					
P6	108,12	108,83	95,64	112,51	99,31	108,58	95,28	94,32	90,85	91,76	23,84					
P7	110,20	110,97	95,73	115,34	100,28	110,67	99,52	99,09	96,98	98,98	20,48					
P8	59,43	59,84	52,39	61,44	54,05	60,50	54,19	53,01	55,12	55,01	17,27					
P9	34,44	33,90	36,27	35,81	37,81	34,70	38,71	37,45	39,02	40,87	20,56					
P10	63,26	62,19	66,54	67,86	71,23	66,93	74,57	73,51	72,97	75,93	22,09					
P11	88,42	87,24	92,27	92,73	96,68	88,13	94,48	93,32	91,52	94,76	10,82					
P12	47,07	46,48	48,93	48,85	50,91	48,74	50,74	49,20	49,39	50,34	9,53					
P13	52,34	53,12	54,69	53,75	55,41	53,66	53,88	55,28	59,77	57,30	14,20					
P14	110,76	112,01	109,99	113,92	111,76	107,83	106,02	107,20	106,73	105,69	7,79					
P15	127,49	128,68	125,64	130,06	126,91	127,81	122,51	122,35	121,86	122,86	6,73					
P16	58,70	59,45	61,50	60,14	62,26	59,15	61,30	61,85	62,99	63,66	8,45					

Tabela 6.7 - Quadro geral de cargas nos pilares do Pavimento Tipo 1

É importante também dizer que em muitos escritórios não é costume armar as extremidades das vigas para os momentos negativos de solidariedade, muitas vezes acrescentando somente a armação mínima, nem tampouco armar os pilares externos para os momentos referentes ao nó da estrutura, o que não é uma prática recomendável, inclusive, por desprezar a normalização pertinente ao incluir graus de plastificação

elevados nas estruturas, além da falta de coerência estática. No caso das vigas com o mínimo de armação ou mesmo sem nenhuma armadura negativa, ter-se-á a situação de acréscimo de carga, no primeiro caso até o momento limite da armação colocada, isso sem contar a presença das armaduras das lajes na região dos apoios que acabam por propiciar algum ganho no carregamento, e que ainda deve ser estudado.

Quanto aos pilares, pelo fato destes acabarem sendo dimensionados sem a consideração dos momentos de solidariedade ou continuidade, e neste caso se faz referência tanto aos pilares de extremidade como aos intermediários, torna-se importante lembrar que não existem pesquisas suficientes de como ocorrem as redistribuições dos momentos fletores nos pilares, pois normalmente as armaduras destes não entram em escoamento, muito diferentemente das vigas, sendo este mais um motivo para se proceder a uma envoltória de esforços, tanto de carga axial como também de momentos fletores.

A NBR 6120 - Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações (1978), no seu item 2.2.1.8, permite que no dimensionamento dos pilares e das fundações de edifícios para escritórios, residências e casas comerciais não destinadas a depósito, possa ser efetuada redução das cargas acidentais como mostrado na Tabela 6.8, pois se admite existir uma probabilidade pequena de que todos os pavimentos estejam plenamente carregados, sendo que se considera o forro ou cobertura como piso.

Pisos que atuam sobre o elemento	Redução percentual das cargas acidentais
1, 2 e 3	0%
4	20%
5	40%
6 ou mais	60%

Tabela 6.8 - Redução das cargas acidentais

Assim, supondo um edifício de doze pavimentos e uma cobertura, totalizando 13 pisos e admitindo que os carregamentos atuantes nesta cobertura sejam equivalentes a 65% do carregamento do pavimento tipo, efetuou-se a redução do carregamento variável no modelo N° 10 do Pavimento Tipo 1 e comparou-se com as cargas obtidas no modelo N° 2 onde não foi utilizada tal redução. A Tabela 6.9 apresenta as cargas no primeiro pavimento.

	Tipo 1-N°2	Tipo 1-N°10	
Pilar	Carga (kN)	Carga (kN)	%
P1	402,3	465,0	15,57
P2	779,3	822,6	5,55
P3	864,6	890,8	3,03
P4	433,5	500,1	15,37
P5	785,4	628,9	-19,92
P6	1431,3	1136,1	-20,63
P7	1458,4	1221,2	-16,26
P8	811,6	702,9	-13,38
P9	483,4	536,3	10,93
P10	841,3	949,5	12,86
P11	1158,2	1171,4	1,14
P12	642,6	647,9	0,83
P13	726,6	729,9	0,46
P14	1471,5	1300,3	-11,64
P15	1682,4	1502,6	-10,69
P16	806,6	804,9	-0,22

Tabela 6.9 - Avaliação da redução das cargas acidentais no Pavto. Tipo 1

	Tipo 1-N°2	Tipo 1-N°10	
Pilar	Carga (kN)	Carga (kN)	%
P1	27,49	34,82	26,66
P2	57,29	65,16	13,74
P3	64,03	70,95	10,81
P4	29,95	37,80	26,21
P5	57,77	48,73	-15,65
P6	108,83	91,76	-15,69
P7	110,97	98,98	-10,80
P8	59,84	55,01	-8,07
P9	33,90	40,87	20,56
P10	62,19	75,93	22,09
P11	87,24	94,76	8,62
P12	46,48	50,34	8,30
P13	53,12	57,30	7,87
P14	112,01	105,69	-5,64
P15	128,68	122,86	-4,52
P16	59,45	63,66	7,08

Tabela 6.10 - Comparativo de cargas nos pilares do Mod. N° 2 e N° 10 do Pavto. Tipo 1

Torna-se visível, ao comparar as diferenças percentuais encontradas nas Tabelas 6.9 e 6.10, que mesmo com a redução dos carregamentos acidentais as discrepâncias entre os carregamentos ainda chegam em torno de 15%, o que continua sendo um valor alto.

O efeito da solidariedade das vigas com os pilares de extremidade também provoca efeitos importantes nas próprias vigas, como pode ser observado nas Tabelas 6.11 a 6.15, onde se mostram resultados da VIABC e nas Tabelas 6.16 a 6.20 com resultados da V11ABCD.

VIABC	Pavto. Tipo 1-Nº2			Pavto. Tipo 1-Nº3					
	Apoio	Vão		V (kN)	%	M (kNm)	%	X (kNm)	%
P1			-2,91					-2,86	-1,7
		9,60		10,75	12,0				
A	-13,99	5,67		-12,84	-8,2	4,24	-25,2		
P2			-6,36					-5,89	-7,4
		10,69		10,86	1,6				
B	-12,04	1,06		-11,88	-1,3	1,76	66,0		
P3			-8,35					-7,40	-11,4
		16,24		14,71	-9,4				
C	-11,13	7,4		-12,66	13,7	5,53	-25,3		
P4			-4,03					-4,05	0,5

Tabela 6.11 - Comparativo dos esforços da VIABC do Modelo Nº 2 e Nº 3 do Pavto. Tipo 1

Saltam aos olhos os enormes acréscimos em termos percentuais dos momentos positivos nos vãos contíguos aos vãos onde foi computada a solidariedade com os pilares de extremidade. Mas neste caso, tanto a NBR 6118 (1978) e o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) estipulam que não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos, o que acabou na grande maioria dos casos por cobrir a situação acima mencionada.

Quanto aos momentos fletores negativos sobre os pilares intermediários, nas vigas de três tramos (VIABC), como não poderia ser diferente, nos modelos mais simplificados como o Nº 3, Nº 5, Nº 7, ocorreu alívio destes momentos. No modelo Nº

10, houve acréscimos, o que pode ser explicado pela distribuição das reações das lajes sobre as vigas, como mostrado na Figura 5.14.

VIABC	Pavto. Tipo 1-Nº2			Pavto. Tipo 1-Nº5					
	Apoio	Vão		V	M	X	V	M	X
				(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)
P1						-2,91			-2,93
				9,60			10,87	13,2	
A				-13,99	5,67		-12,90	-7,8	4,34
P2						-6,36			-6,03
				10,69			11,08	3,6	
B				-12,04	1,06		-12,03	-0,1	2,07
P3						-8,35			-7,49
				16,24			14,75	-9,2	
C				-11,13	7,4		-12,77	14,7	5,62
P4						-4,03			-4,12
									2,2

Tabela 6.12 - Comparativo dos esforços da VIABC do Modelo Nº 2 e Nº 5 (esforços máximos) do Pavto. Tipo 1

VIABC	Pavto. Tipo 1-Nº2			Pavto. Tipo 1-Nº5					
	Apoio	Vão		V	M	X	V	M	X
				(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)
P1						-2,91			-2,49
				9,60			9,56	-0,4	
A				-13,99	5,67		-11,57	-17,3	3,72
P2						-6,36			-5,25
				10,69			9,76	-8,7	
B				-12,04	1,06		-10,73	-10,9	1,35
P3						-8,35			-6,61
				16,24			13,19	-18,8	
C				-11,13	7,4		-11,23	0,9	4,85
P4						-4,03			-3,54
									-12,2

Tabela 6.13 - Comparativo dos esforços da VIABC do Modelo Nº 2 e Nº 5 (esforços mínimos) do Pavto. Tipo 1

Já nas vigas com quatro tramos (V11ABCD), em termos de momentos fletores negativos, ocorreu em todos os modelos o comportamento que se poderia esperar, como pode ser observado nas tabelas apresentadas: o momento negativo sobre o primeiro pilar interno foi aliviado e no pilar subsequente houve acréscimo nestes momentos, em relação a um modelo onde não foi considerada a solidariedade com os pilares externos.

VIABC	Pavto. Tipo 1-N°2			Pavto. Tipo 1-N°10					
	Apoio	Vão		V (kN)	%	M (kNm)	%	X (kNm)	%
P1								-3,66	25,8
		9,60		11,02	14,8				
A		-13,99	5,67	-12,04	-13,9	4,82	-15,0		
	P2							-6,77	6,4
		10,69		10,85	1,5				
B		-12,04	1,06	-10,51	-12,7	2,6	145,3		
	P3							-9,45	13,2
		16,24		14,90	-8,3				
C		-11,13	7,4	-13,07	17,4	6,49	-12,3		
	P4							-4,92	22,1
				-4,03					

Tabela 6.14 - Comparativo dos esforços da VIABC do Modelo N° 2 e N° 10 do Pavto. Tipo 1

VIABC	Pavto. Tipo 1-N°6			Pavto. Tipo 1-N°7					
	Apoio	Vão		V (kN)	%	M (kNm)	%	X (kNm)	%
P1								-2,86	
		9,68		10,63	9,8				
A		-13,90	5,76	-12,96	-6,8	4,09	-29,0		
	P2							-6,23	1,8
		10,57		10,94	3,5				
B		-12,16	1,13	-11,79	-3,0	2,18	92,9		
	P3							-8,22	-3,0
		16,54		15,21	-8,0				
C		-11,50	7,9	-12,83	11,6	5,6	-29,1		
	P4							-4,23	
				0,00					

Tabela 6.15 - Comparativo dos esforços da VIABC do Modelo N° 6 e N° 7 do Pavto. Tipo 1

Ao observar a Tabela 6.18, deve-se perceber que o momento positivo no vão C sofreu inversão de sinal, passando a tracionar a face superior da viga, quando da combinação em que os vãos B e D (o vão C é menos extenso que os vãos B e D) estão plenamente carregados. Nas demais vigas a consideração da alternância do carregamento variável (correspondente a 16% do carregamento total) não trouxe alterações significativas aos esforços, quando comparadas ao efeito imposto pela solidariedade das vigas com os pilares extremos, isso valendo também para as cargas

sobre os pilares. Aliás ao se comparar os esforços nas vigas entre os modelos N° 4 e N° 5, percebeu-se que a amplitude da variação dos esforços é muito maior no primeiro deles, onde a alternância de carga foi verificada sem o efeito da solidariedade.

V11ABCD	Pavto. Tipo 1-N°2			Pavto. Tipo 1-N°3					
	Apoio	Vão		V (kN)	%	M (kNm)	%	X (kNm)	%
P3								-34,17	12,8
D									
P7								-36,69	-22,4
C									
P11								-34,78	6,6
B									
P15								-41,40	0,0
A									

Tabela 6.16 - Comparativo dos esforços da V11ABCD do Modelo N° 2 e N° 3 do Pavto. Tipo 1

V11ABCD	Pavto. Tipo 1-N°2			Pavto. Tipo 1-N°5					
	Apoio	Vão		Vmáx (kN)	%	Mmáx (kNm)	%	Xmáx (kNm)	%
P3								-35,56	17,4
D									
P7								-38,76	-18,1
C									
P11								-37,09	13,7
B									
P15								-41,59	0,5
A									

Tabela 6.17 - Comparativo dos esforços da V11ABCD do Modelo N° 2 e N° 5 (esforços máximos) do Pavto. Tipo 1

V11ABCD	Pavto. Tipo 1-N°2			Pavto. Tipo 1-N°5						
	Apoio Vão	V (kN)	M (kNm)	X (kNm)	Vmin (kN)	%	Mmin (kNm)	%	Xmin (kNm)	%
P3				-30,28					-26,12	-13,7
		-35,75			-36,32	1,6				
D		65,80	48,7		43,64	-33,7	30,83	-36,7		
P7				-47,30					-28,10	-40,6
		-45,17			-29,89	-33,8				
C		33,46	1,67		27,17	-18,8	-0,72	-143,1		
P11				-32,63					-24,60	-24,6
		-53,79			-41,38	-23,1				
B		48,29	41,86		39,95	-17,3	29,8	-28,8		
P15				-41,40					-37,88	-8,5
A		-38,03			-34,57	-9,1				

Tabela 6.18 - Comparativo dos esforços da V11ABCD do Modelo N° 2 e N° 5 (esforços mínimos) do Pavto. Tipo 1

V11ABCD	Pavto. Tipo 1-N°2			Pavto. Tipo 1-N°10						
	Apoio Vão	V (kN)	M (kNm)	X (kNm)	V (kN)	%	M (kNm)	%	X (kNm)	%
P3				-30,28					-29,37	-3,0
		-35,75			-45,54	27,4				
D		65,80	48,7		60,12	-8,6	31,81	-34,7		
P7				-47,30					-42,96	-9,2
		-45,17			-38,86	-14,0				
C		33,46	1,67		37,48	12,0	11,12	565,9		
P11				-32,63					-39,29	20,4
		-53,79			-57,27	6,5				
B		48,29	41,86		48,45	0,3	30,79	-26,4		
P15				-41,40					-40,64	-1,8
A		-38			-36,53	-3,9				

Tabela 6.19 - Comparativo dos esforços da V11ABCD do Modelo N° 2 e N° 10 do Pavto. Tipo 1

Cabe lembrar que o processo de cálculo para a consideração da alternância do carregamento, quando feito manualmente como foi realizado neste trabalho, torna-se laborioso, principalmente quando há a presença de cargas concentradas nos vãos, mas não se deve nunca esquecer a existência da alternância, uma vez que é costume estudar apenas uma combinação de carregamento e de alguma maneira esta consideração deve ser incluída nos programas computacionais para cálculo de estruturas.

V11ABCD	Pavto. Tipo 1-Nº6			Pavto. Tipo 1-Nº7						
	Apoio Vão	V (kN)	M (kNm)	X (kNm)	V (kN)	%	M (kNm)	%	X (kNm)	%
P3				0,00						-31,12
		-35,53			-43,21	21,6				
D		65,83	48,52		58,77	-10,7	35,98	-25,8		
P7				-47,52						-47,03 -1,0
		-44,84			-40,74	-9,1				
C		33,79	0,98		37,89	12,1	13,27	1254,1		
P11				-33,78						-43,45 28,6
		-54,34			-56,59	4,1				
B		46,67	41,68		45,01	-3,6	36,59	-12,2		
P15				-39,29						-40,88 4,0
A		-38,27			-37,09	-3,1				

Tabela 6.20 - Comparativo dos esforços da V11ABCD do Modelo Nº 6 e Nº 7 do Pavto. Tipo 1

A força cortante nas vigas, como também pode ser observada nas comparações já mostradas sofreu alterações grandes em determinadas seções, principalmente junto aos pilares de extremidade, chegando a 33,5% na V11ABCD e 17,4% na V1ABC (vide as Tabelas 6.14 e 6.17). Sabe-se que as estruturas em serviço tendem a funcionar entre o estágio I e estágio II, e com isso, se a estrutura foi armada com os esforços obtidos por exemplo com o Modelo Nº 2 do Pavimento Tipo 1 para o estado limite último, estaria, mesmo em serviço com segurança inadequada ao esforço cortante em algumas seções; sendo importante mencionar que para que seja possível a complementação de todas as redistribuições de esforços que irão acarretar a ruptura por flexão conforme a Teoria da Plasticidade, é necessário que antes não ocorra a ruína por cisalhamento.

Analisando o dimensionamento ao esforço cortante no apoio P3 da V11D, tomando como valor para dimensionamento a força cortante reduzida oriunda das cargas distribuídas admitida como sendo a força cortante na seção situada à distância $d/2$ da face do apoio para os Modelos Nº 2 e Nº 10, na Tabela 6.21, pode-se observar as armaduras (estribos) obtidas com o modelo de cálculo proposto na NBR 6118 (1978) e os dois modelos propostos no Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001).

	V11D-Tipo 1-N°2	V11D-Tipo 1-N°10	
	V_{Red} (kN)	V_{Red} (kN)	%
	31,33	38,63	23,28
Modelo de Cálculo	A_{sCalc} (cm ² /m)	A_{sCalc} (cm ² /m)	
NBR 6118 (1978) - 45°	1,16	1,86	60,34
I - NBR 6118 (2001) - 45°	0,88	1,56	77,27
II - NBR 6118 (2001) - 30°	0,65	1,15	76,92
Diferença Máxima (%)	-43,97	-38,17	

Tabela 6.21 - Comparativo das armaduras contra o cisalhamento na V11D do Pavto. Tipo 1

Deve-se perceber a redução nas armações contra o cisalhamento, sobretudo com o modelo II do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), demonstrando que o modelo atual da NBR 6118 (1978) superestima as armaduras, porém ficando contra a segurança quando da verificação do concreto. Perceba-se também que a armação calculada com o modelo de cálculo da NBR 6118 (1978) para o Modelo N° 2 do Pavimento Tipo 1 acaba sendo equivalente à armação obtida com o modelo de cálculo II do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) com o ângulo da biela comprimida fixado em 30° para o Modelo N° 10 do Pavimento Tipo 1, sendo neste caso suficiente para garantir que seja atingida a formação do mecanismo de ruptura à flexão.

Um outro efeito importante é o de grelha que nos dias atuais com o avanço da informática não deve ser mais omitido. A utilização de esforços obtidos pelos modelos em que se considera a indeformabilidade dos apoios ("Viga sobre Viga") para o dimensionamento no estágio III requererá deformações plásticas muito maiores que o dimensionamento com os esforços obtidos com a consideração da compatibilidade de deformações, e que só será válido se as seções transversais possuírem ductilidade suficiente para chegarem com segurança à configuração última. Nas Tabelas 6.22 e 6.23 pode ser observada a comparação entre os esforços obtidos nos modelos N° 3 e N° 8 para as vigas V2ABC e V6AB.

Outro efeito importante é o da rigidez à torção em trechos muito curtos de barras, como os existentes neste pavimento. O Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), no seu item 14.6.7.2, admite que se possa reduzir nas grelhas de concreto armado a

rigidez à torção das vigas, de modo a se utilizar 15% da rigidez elástica, redução esta fundamentada pela fissuração do concreto.

V2ABC	Pavto. Tipo 1-N°3			Pavto. Tipo 1-N°8					
	Apoio	Vão		V (kN)	%	M (kNm)	%	X (kNm)	%
V9			0,00					-0,23	
		16,26		16,54	1,7				
A		-23,20	9,72	-22,93	-1,2	9,82	1,0		
V10			-10,07					-9,49	-5,8
		16,35		16,67	2,0				
B		-19,42	0,96	-19,11	-1,6	1,98	106,3		
V11			-14,59					-13,16	-9,8
		28,53		28,00	-1,9				
C		-19,82	13,61	-20,36	2,7	14,00	2,9		
V12			0,00					-0,36	

Tabela 6.22 - Comparativo dos esforços da V2ABC do Modelo N° 3 e N° 8 do Pavto. Tipo 1

V6AB	Pavto. Tipo 1-N°3			Pavto. Tipo 1-N°8					
	Apoio	Vão		V (kN)	%	M (kNm)	%	X (kNm)	%
V10			0,00					-0,19	
		12,17		13,04	7,1				
A		-23,38	6,15	-22,51	-3,7	6,87	11,7		
V11			-16,53					-14,21	-14,0
		28,27		27,48	-2,8				
B		-18,40	12,15	-19,19	4,3	12,9	6,2		
V12			0,00					-0,32	

Tabela 6.23-Comparativo dos esforços da V6AB do Modelo N°3 e N°8 do Pavto. Tipo 1

No seu item 17.5.1.1, o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) admite que sempre que a torção for necessária ao equilíbrio do elemento estrutural, deve existir armação destinada a resistir aos esforços de tração oriundos da torção, sendo que essa armadura deve ser constituída por estribos verticais normais ao eixo do elemento estrutural e barras longitudinais distribuídas ao longo do perímetro da seção resistente. Quando a torção não for necessária ao equilíbrio, como a torção de compatibilidade, é possível desprezá-la, desde que o elemento estrutural tenha a adequada capacidade de

adaptação plástica e que todos os outros esforços sejam calculados sem considerar os efeitos por ela provocados. Para que se garanta um nível razoável de capacidade de adaptação plástica deve-se respeitar a armadura mínima de torção e a força cortante limitada, de tal modo que a força cortante solicitante de cálculo seja menor ou igual a 70% da força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

Fica claro que se torna necessário dois modelos de cálculo, um para as verificações de serviço e outro para o dimensionamento à ruptura. Assim, as vigas V3, V4 e V5 podem ser calculadas como simplesmente apoiadas, porém com a colocação de armadura negativa para garantir o bom funcionamento da estrutura em serviço e as vigas V10C e V11C devem possuir seção transversal suficiente para garantir as indicações acima quanto à capacidade de adaptação plástica.

6.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS MODELOS DO PAVIMENTO TIPO 2

Tal como se fez no início das análises do Pavimento Tipo 1 também será apresentado na Tabela 6.24 a participação percentual de cada elemento estrutural no consumo de aço e concreto do Pavimento Tipo 2. Os quantitativos foram obtidos com o detalhamento do Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 10, com os pilares dimensionados com a carga equivalente a sete pavimentos, chegando-se a um consumo de aço de 1685,1 kg e 20,93 m³ de concreto, o que corresponde a uma relação de 80,5 kg/m³ de volume da estrutura.

Elemento	Aço %	Concreto %
Lajes	40,6	46,9
Vigas	33,1	26,3
Pilares	26,3	26,8

Tabela 6.24 - Pavimento Tipo 2 - Participação dos elementos estruturais no consumo de materiais

Tal qual o Pavimento Tipo 1, mais uma vez percebe-se a grande participação exercida pelas lajes e vigas no consumo de materiais, o que demonstra a necessidade de se buscar economizar ao máximo possível nesses dois elementos, e principalmente nas lajes, como já comentado.

A análise das deformações nas lajes, com a observação da Tabela 5.24 e das Figuras 5.35 e 5.43, mostra mais uma vez que as flechas obtidas pelos processos de Marcus e Grelha Isolada servem somente como parâmetro para avaliação de cada laje isoladamente, enquanto que na resolução por Analogia de Grelha apresentada no Modelo do Pavimento Tipo 2 - Nº 10, pode-se avaliar o comportamento conjunto do pavimento, obtendo-se portanto, as deformações totais.

Da mesma maneira que no pavimento antecedente, as deformações apresentadas foram obtidas com as ações características, sem se utilizar a combinação de ações adequada, considerando a peça no estágio I, embora parte desta possa estar no estágio II e quantificando o efeito da fluência de maneira aproximada com a redução à metade do módulo de elasticidade secante do concreto. Torna-se importante mais uma vez dizer que procedimentos mais elaborados devem ser feitos a fim de se procurar evitar

deformações excessivas, assim como possíveis exageros nas dimensões das peças; mas lembra-se sempre das complicações envolvidas para a obtenção de um valor mais aproximado da realidade, em função da grande quantidade de variáveis e incertezas existentes como por exemplo o processo construtivo e as reais propriedades dos materiais no instante em que a estrutura é solicitada.

Do exposto acima, a Tabela 6.25 apresenta uma comparação das deformações nas lajes obtidas com o carregamento característico e com a combinação quase permanente de ações no Modelo N° 10 do Pavimento Tipo 2, onde foi tomado o coeficiente ψ_2 igual a 0,3 para edifícios residenciais onde não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo e nem há grandes concentrações de pessoas (Tabela 13 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001)). Este comparativo não foi realizado no Pavimento Tipo 1, em virtude das deformações obtidas serem de valor muito pequeno.

Laje	Flecha (x 10 ⁻² m)		Flecha (x 10 ⁻² m)		%
	Modelo T. 2 N° 10		Comb. Q. Perm.		
L101	2,22	1/175	1,75	1/222	-21,2
L102	0,73	1/430	0,60	1/523	-17,8
L103	0,53	1/510	0,43	1/629	-18,9
L104	1,10	1/254	0,91	1/307	-17,3
L105	0,64	1/436	0,52	1/537	-18,8
L106	2,59	1/183	2,03	1/233	-21,6
L107	1,74	1/229	1,41	1/283	-19,0
L108	0,59	1/458	0,49	1/552	-16,9

Tabela 6.25 - Comparação das deformações nas lajes do Pavimento Tipo 2 - Analogia de Grelha

Fica visível na tabela acima que na avaliação das deformações é necessário empregar a combinação de ações adequada para evitar exageros na determinação da espessura das peças e percebe-se que existem algumas lajes com deformações grandes como a L101, L106 e L107. As flechas fornecidas pela modelagem por Analogia de Grelha levam em conta também a deformação das vigas, mas no entanto, estas tiveram deformações menores que 1/500 (deslocamento limite quando da presença de alvenaria, caixilhos e revestimentos) com a atuação do carregamento característico, restando a

opção do aumento da espessura das lajes para resolver o problema de deformações excessivas neste pavimento. Passa a ser interessante observar a Tabela 6.26, que apresenta as deformações das lajes no Modelo N° 9, onde estas foram resolvidas pelo processo de Grelhas Isoladas.

Laje	Flecha (x 10 ⁻² m)		Flecha (x 10 ⁻² m)		Flecha (x 10 ⁻² m)	
	Modelo T. 2 N° 9		Comb. Q. Perm.		Pós Alvenaria	
L101	1,47	1/264	1,11	1/350	0,82	1/473
L102	0,56	1/561	0,45	1/698	0,36	1/872
L103	0,38	1/712	0,26	1/1040	0,18	1/1503
L104	0,34	1/821	0,27	1/1033	0,21	1/1329
L105	0,20	1/1395	0,14	1/1993	0,09	1/3100
L106	2,10	1/225	1,62	1/292	1,25	1/378
L107	1,33	1/300	1,06	1/376	0,85	1/469
L108	0,23	1/1176	0,17	1/1591	0,12	1/2254

Tabela 6.26 - Comparação das deformações nas lajes do Pavimento Tipo 2 - Grelha Isolada

Observando a tabela acima, percebe-se que as flechas obtidas com a combinação quase permanente são menores que $l/250$ que é o limite de aceitabilidade sensorial, conforme a Tabela 18 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001); porém, as lajes L101, L106 e L107 tem deslocamentos maiores que $l/500$ para as cargas aplicadas após a construção das alvenarias, (com a consideração da fluência) o que deve acarretar efeitos danosos às mesmas, sendo indispensável aumentar a espessura destas lajes, reiterando o que já foi dito no parágrafo anterior.

A Tabela 6.27 apresenta os momentos positivos obtidos com cada método de cálculo utilizado. Nota-se que os momentos fletores obtidos pelos métodos de Analogia de Grelha e Grelha Isolada, para a maioria das lajes, são de valores menores que os obtidos por Marcus, diferentemente do ocorrido no Pavimento Tipo 1, uma vez que seis das oito lajes sofreram a simulação de outras condições de apoio, como mencionado no item 5.2.1.1, pois o programa Prolaje ao adotar como momento de continuidade entre as lajes contíguas, a média entre os dois valores dos momentos negativos obtidos para um mesmo bordo ou 80% do maior desse dois valores, deixa de fazer as correções dos correspondentes momentos positivos. Torna-se claro que a envoltória aqui mencionada,

Mestrando: André da Silva

Orientador: Daniel D. Loriggio

embora muito simples de ser realizada, traz resultados contra a economia, deixando de ser justificável a utilização do Método de Marcus sem que se corrija adequadamente os valores dos momentos positivos, seja aumentando ou diminuindo os seus valores, de tal forma que também se torne confiável utilizar os momentos negativos que se obteriam com o critério acima mencionado, como forma de diminuir o consumo de materiais e mão-de-obra.

Laje	Marcus		Grelha Isolada				Analogia de Grelha			
	mx	my	mx	%	my	%	mx	%	my	%
L101	5,16	2,69	4,82	-6,6	2,20	-18,2	4,60	-10,9	2,61	-3,0
L102	2,42	2,01	2,79	15,3	1,75	-12,9	2,66	9,9	1,88	-6,5
L103	2,91	0,93	2,52	-13,4	0,94	1,1	2,39	-17,9	0,97	4,3
L104	1,80	0,34	2,63	46,1	1,04	205,9	2,05	13,9	1,36	300,0
L105	1,08	0,50	1,51	39,8	0,65	30,0	1,44	33,3	1,05	110,0
L106	5,34	4,63	4,52	-15,4	3,93	-15,1	4,35	-18,5	4,43	-4,3
L107	4,48	3,45	4,01	-10,5	2,76	-20,0	4,00	-10,7	2,99	-13,3
L108	1,52	0,81	1,64	7,9	1,02	25,9	1,44	-5,3	1,34	65,4

Tabela 6.27 - Pavimento Tipo 2 - Comparação dos momentos positivos nas lajes

Pelo Método da Analogia de Grelha, ocorreu inversão do sentido dos momentos principais apenas na laje L106, em virtude da deformação da estrutura como um todo. Os momentos negativos observados na Figura 5.44 expressam o momento máximo de continuidade sobre o apoio (viga). Na realidade esse momento não é constante e varia ao longo do apoio, e na resolução por Grelhas Isoladas, na Figura 5.36, pode-se perceber que esses momentos são menores, mesmo assim, o equilíbrio é mantido, pois determinados os momentos de continuidade são efetuadas as devidas correções aos momentos positivos. A solução por Analogia de Grelha, por aproximar-se mais da solução elástica, pode ser utilizada então para a verificação da abertura das fissuras e deslocamentos excessivos, com o emprego das combinações de ações adequadas para cada caso. Assim, dimensionando-se as lajes do Pavimento Tipo 2 com os esforços obtidos pelo processo de Grelhas Isoladas chega-se a um consumo de 58,31 kg/m³, contra 69,66 kg/m³, obtido pelo método da Analogia de Grelha, portanto, reduzindo em

aproximadamente 16% o consumo de aço nas lajes, o que é muito importante e já foi anteriormente mencionado.

Cargas nos Pilares (kN)				
Pilar	T. 2-Nº8	T. 2-Nº9	T. 2-Nº10	%máx
P101	50,37	54,64	54,97	9,13
P102	150,11	150,45	150,88	0,51
P103	48,28	47,17	47,13	2,44
P104	36,19	37,48	38,38	6,05
P105	111,96	109,72	110,50	2,04
P106	95,46	94,74	101,77	7,42
P107	250,50	243,87	241,04	3,92
P108	95,67	97,90	90,65	8,00
P109	67,04	70,54	69,00	5,22
P110	20,78	21,03	21,66	4,23
P111	87,61	84,65	87,55	3,50
P112	103,80	102,33	106,83	4,40
P113	46,58	50,27	50,37	8,14

Tabela 6.28 - Pavimento Tipo 2 - Influência da modelagem das lajes no carregamento dos pilares.

Na Tabela 6.28 é apresentada a influência do método de análise das lajes sobre as cargas atuantes nos pilares, com os resultados obtidos nos Modelos do Pavimento Tipo 2 - Nº 8, Tipo 2 - Nº 9 e Tipo 2 - Nº 10, onde a diferença fundamental é o processo de resolução das lajes. No primeiro modelo, as reações sobre as vigas foram calculadas de maneira aproximada por trapézios e triângulos, sendo distribuídas uniformemente sobre estas, tentando simular a situação última das lajes através de linhas de ruptura, o que se torna um procedimento adequado para um modelo direcionado às verificações do estado limite último de ruptura. No segundo as reações foram obtidas com o cálculo da grelha isolada e distribuídas uniformemente sobre cada trecho de viga irrecalcável, e no último as reações sobre as vigas foram obtidas considerando a deformabilidade destas, chegando-se a configurações de carregamento como a constante na Figura 5.37, mais próxima da solução elástica. Nota-se que de maneira geral as diferenças máximas encontradas são pequenas, embora em alguns pilares se tenha chegado próximo dos 10%, que representa um valor a partir do qual se deva ter alguma preocupação.

O efeito da solidariedade das vigas com os pilares de extremidade, quanto às cargas nos pilares, podem ser observadas nas Tabelas 6.29 a 6.31.

Cargas nos Pilares (kN)			
Pilar	T. 2-N°2	T. 2-N°4	%máx
P101	48,99	52,83	7,84
P102	156,41	151,35	-3,24
P103	48,14	51,82	7,64
P104	29,86	37,70	26,26
P105	101,68	111,70	9,85
P106	63,86	65,52	2,60
P107	309,64	267,81	-13,51
P108	109,92	117,69	7,07
P109	74,22	71,23	-4,03
P110	17,60	20,75	17,90
P111	64,77	72,18	11,44
P112	102,31	103,56	1,22
P113	43,73	47,01	7,50

Tabela 6.29 - Comparação de cargas nos pilares do Modelo N° 2 e N° 4 do Pavimento Tipo 2

Cargas nos Pilares (kN)			
Pilar	T. 2-N°3	T. 2-N°5	%máx
P101	47,78	51,21	7,18
P102	156,31	151,55	-3,05
P103	48,27	51,72	7,15
P104	29,67	37,46	26,26
P105	100,49	110,90	10,36
P106	62,57	64,01	2,30
P107	303,37	262,22	-13,56
P108	108,58	116,35	7,16
P109	73,03	70,55	-3,40
P110	17,42	20,52	17,80
P111	63,60	70,59	10,99
P112	99,76	101,00	1,24
P113	42,25	45,02	6,56

Tabela 6.30 - Comparação de cargas nos pilares do Modelo N° 3 e N° 5 do Pavimento Tipo 2

Cargas nos Pilares (kN)			
Pilar	T. 2-Nº3	T. 2-Nº6 (Máx.)	%máx
P101	47,78	51,81	8,43
P102	156,31	151,55	-3,05
P103	48,27	52,37	8,49
P104	29,67	37,55	26,56
P105	100,49	111,58	11,04
P106	62,57	68,45	9,40
P107	303,37	262,42	-13,50
P108	108,58	116,83	7,60
P109	73,03	70,96	-2,83
P110	17,42	21,23	21,87
P111	63,60	71,07	11,75
P112	99,76	101,00	1,24
P113	42,25	46,12	9,16

Tabela 6.31 - Comparação de cargas nos pilares do Modelo Nº 3 e Nº 6 do Pavimento Tipo 2

O efeito da solidariedade das vigas com os pilares de extremidade não pode ser esquecido, chegando-se nas tabelas acima a acréscimos de carga de até 26% com a estrutura tendendo a funcionar em regime elástico, ficando com alguns pilares com segurança inadequada, mesmo que se tenha utilizado como modelo para o dimensionamento à ruptura das vigas o Nº 2 ou Nº 3 que estão em equilíbrio e se atendidas as condições de ductilidade com o vigamento calculado sem a consideração da solidariedade, fazendo-se somente, neste caso, o acréscimo às vigas e pilares das armaduras calculadas para os momentos fletores constantes nas Tabelas 5.27 e 5.28.

Ressalta-se novamente, da mesma maneira como mencionado no Pavimento Tipo 1 a importância de se proceder a uma envoltória de carregamento (carga axial e momentos fletores) nos pilares, já que estes elementos possuem pequena capacidade de redistribuição de esforços, ao contrário das vigas e lajes que possuem grande ductilidade; além de que não existem dados suficientes de como ocorrem as redistribuições dos momentos fletores nos pilares, pois comumente as suas armaduras não entram em escoamento.

Qualquer estrutura de concreto armado pode ser modelada de diversas maneiras diferentes, cabendo ao projetista fazer a modelagem da forma mais adequada possível

para cada fim, ou seja, efetuando modelos que possam dar condições de análise da estrutura em serviço e modelos que possam fornecer a capacidade última da estrutura na ruptura, de modo a se obter a maior economia possível.

Cargas nos Pilares (kN)												
Pilar	T.2-Nº1	T.2-Nº2	T.2-Nº3	T.2-Nº4	T.2-Nº5	T.2-Nº6	T.2-Nº7	T.2-Nº8	T.2-Nº9	T.2-Nº10	%	
P101	47,33	48,99	47,78	52,83	51,21	51,81	51,72	50,37	54,64	54,97	16,14	
P102	153,04	156,41	156,31	151,35	151,55	151,55	152,01	150,11	150,45	150,88	4,20	
P103	47,56	48,14	48,27	51,82	51,72	52,37	51,12	48,28	47,17	47,13	11,12	
P104	29,35	29,86	29,67	37,70	37,46	37,55	37,81	36,19	37,48	38,38	30,77	
P105	99,83	101,68	100,49	111,70	110,90	111,58	117,39	111,96	109,72	110,50	17,59	
P106	59,49	63,86	62,57	65,52	64,01	68,45	112,81	95,46	94,74	101,77	89,63	
P107	300,11	309,64	303,37	267,81	262,22	262,42	223,28	250,50	243,87	241,04	38,68	
P108	106,85	109,92	108,58	117,69	116,35	116,83	99,20	95,67	97,90	90,65	28,88	
P109	72,57	74,22	73,03	71,23	70,55	70,96	70,58	67,04	70,54	69,00	10,71	
P110	16,58	17,60	17,42	20,75	20,52	21,23	26,19	20,78	21,03	21,66	57,96	
P111	62,45	64,77	63,60	72,18	70,59	71,07	86,35	87,61	84,65	87,55	40,29	
P112	97,90	102,31	99,76	103,56	101,00	101,00	103,38	103,80	102,33	106,83	9,12	
P113	41,59	43,73	42,25	47,01	45,02	46,12	48,70	46,58	50,27	50,37	21,11	

Tabela 6.32 - Quadro geral de cargas nos pilares do Pavimento Tipo 2

O Pavimento Tipo - 2 foi modelado de dez maneiras diferentes e a Tabela 6.32 apresenta as cargas obtidas nos pilares em cada modelo juntamente com a diferença percentual entre a maior carga (grifada de vermelho) e a menor carga (grifada de azul).

As diferenças máximas encontradas na Tabela 6.32 reiteram o fato de que os efeitos de segunda ordem são desprezados quando estes são inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem e chegou-se a uma diferença máxima de 90% em um dos pilares e diferenças muito maiores que 10% nos outros. Torna-se claro a necessidade de uma envoltória de carregamento nos pilares, como forma de salvaguardar a segurança desejável nas estruturas.

A Tabela 6.32, também demonstra a necessidade da consideração do efeito de grelha na modelagem estrutural, que com os recursos computacionais existentes já não pode deixar de ser empregado nas modelagens, podendo-se ver que a diferença preponderante na carga atuante sobre o P106 ocorreu entre os modelos de "Viga Sobre Viga" e "Grelhas de Vigas" e a Tabela 6.33 compara os carregamentos obtidos nos modelos Nº 5 e Nº 10 do Pavimento Tipo 2.

Cargas nos Pilares (kN)			
Pilar	T. 2-Nº5	T. 2-Nº10	%máx
P101	51,21	54,97	7,34
P102	151,55	150,88	-0,44
P103	51,72	47,13	-8,87
P104	37,46	38,38	2,46
P105	110,90	110,50	-0,36
P106	64,01	101,77	58,99
P107	262,22	241,04	-8,08
P108	116,35	90,65	-22,09
P109	70,55	69,00	-2,20
P110	20,52	21,66	5,56
P111	70,59	87,55	24,03
P112	101,00	106,83	5,77
P113	45,02	50,37	11,88

Tabela 6.33 - Comparação de cargas nos pilares do Modelo Nº 5 e Nº 10 do Pavimento Tipo 2

Na situação de serviço com a estrutura tendendo a funcionar elasticamente a modelagem com a consideração da compatibilidade de deformações entre as vigas deve representar adequadamente essa situação, enquanto que o modelo de "Viga Sobre Viga" onde a compatibilidade não é considerada só pode representar a sua hipótese de cálculo se a viga que serve de apoio possuir rigidez adequada. Quanto ao dimensionamento à ruptura das vigas envolvidas, com o emprego dos resultados obtidos com o modelo de "Grelha de Vigas" serão necessárias pequenas deformações plásticas para atingir a capacidade última da estrutura, além de evitar problemas com as aberturas de fissuras.

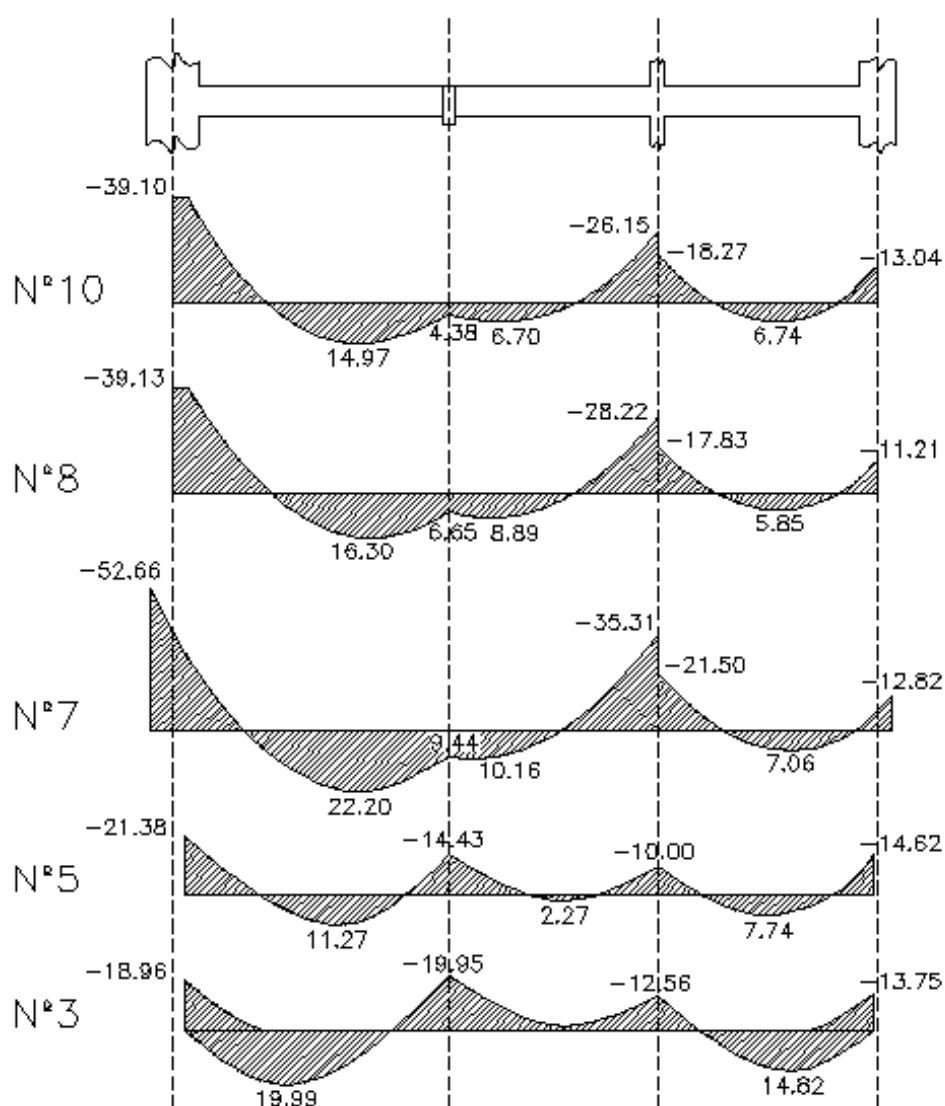


Figura 6.1 - Momentos Fletores da V112ABC

Se forem empregados os resultados do modelo de "Viga Sobre Viga", serão necessárias deformações plásticas tanto maiores quanto maiores forem as diferenças entre os esforços calculados pelos dois modelos citados e mesmo assim, essa configuração última só poderá ser atingida se as seções transversais possuírem ductilidade suficiente, não ocorrer ruptura por cisalhamento e escorregamento das armaduras antes que se atinja a ruptura por flexão, porém as condições de funcionamento em serviço podem ficar comprometidas.

A Figura 6.1 apresenta o diagrama de momentos fletores (kNm) da viga V112ABC para os modelos N° 3, N° 5, N° 7, N° 8 e N° 10.

Comparando os diagramas do modelo N° 10 e N° 5, fica claro que é necessário que ocorram grandes redistribuições para que seja atingida a última configuração, ou seja, o diagrama do modelo N° 5. Já não basta, no caso de se escolher o modelo N° 5 para o dimensionamento ao estado limite último uma análise linear com redistribuição e será necessário proceder a uma análise não linear ou análise plástica com a verificação da capacidade de rotação das rótulas plásticas que serão formadas para se atingir a capacidade última da estrutura.

Voltando ao efeito da solidariedade das vigas com os pilares de extremidade, quanto ao consumo de materiais (Vide a Figura 6.1, com os diagramas de momentos fletores da V112ABC para os Modelos N° 3 e N° 5), neste pavimento procedeu-se o detalhamento de todas as vigas do Modelo N° 3 e N° 5. Apenas com a colocação de uma armação mínima negativa de flexão sobre os apoios de extremidade das vigas do Modelo N° 3 obteve-se um consumo de aço de 702 kg em todo o pavimento, ao passo que com o detalhamento do Modelo N° 5, onde foi considerado o efeito da solidariedade com os pilares de extremidade chegou-se a um consumo de aço de 586 kg. Se conseguiu aproximadamente 20% de economia de aço somente devido à consideração do efeito da solidariedade, devido ao fato de se conseguir momentos positivos e negativos com valores modulares mais próximos do que se conseguiria desprezando os momentos negativos nas extremidades das vigas.

Um outro fator importante para o cálculo das vigas, é a determinação dos vãos efetivos, e na Figura 6.2 pode-se ver o digrama de momentos fletores (kNm) da viga V110 nos modelos N° 1, N° 2, N° 3, N° 4, N° 5, N° 7 e N° 8:

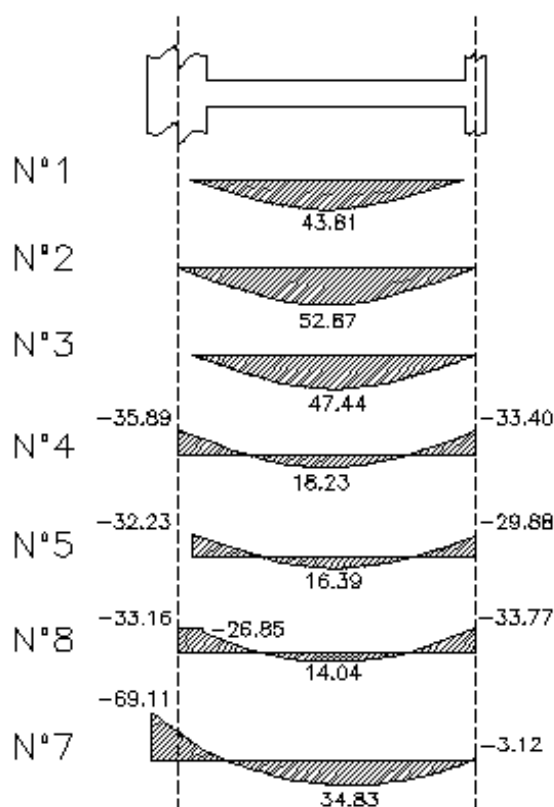


Figura 6.2 - Momentos Fletores da V110

Comparando-se os momentos fletores do modelo Nº 2, onde as vigas foram calculadas com o vão de cálculo limitado pelo eixo dos pilares e o modelo Nº 1 e Nº 3 que tiveram seus vãos de cálculo definidos pelos itens 3.2.2.1 da NBR 6118 (1978) e 14.6.2.4 do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) respectivamente, se chegou a uma redução nos momentos fletores de 17,1% e 10,3%; mostrando que são critérios que podem trazer economia além de procurarem simular melhor a realidade.

Da mesma forma com a comparação dos momentos fletores do modelo Nº 5 e Nº 8, onde foi utilizado do artifício de trechos rígidos como forma de tentar simular o efeito da seção transversal do pilar. No modelo Nº 8, no apoio esquerdo da V110, o P112, foi adotado um trecho rígido com comprimento tal que este servisse de apoio à V107 e no apoio direito um trecho rígido na V105AB para simular a seção do P107. Perceba-se que o diagrama do modelo Nº 7 apresenta para o apoio direito um momento negativo muito pequeno pelo fato de não se ter adotado o trecho rígido acima mencionado na V105AB e no apoio esquerdo também sem trecho rígido, a V110 acaba recebendo as reações da V107, além do que o vão efetivo da viga foi prolongado além do centro do

pilar P112, indo até o cruzamento com a V108, como indução do próprio programa de cálculo utilizado, acontecendo algo parecido na V112ABC (modelo N° 7, apresentado na Figura 6.1). Assim, além dos esforços nas vigas do modelo N° 7, os esforços nos pilares também ficam comprometidos, pois os momentos devido à excentricidade de apoio das vigas deixam de ser computadas, além dos próprios momentos fletores devidos à ligação elástica com as vigas que deixam de ser considerados corretamente. É importante alertar que procedimentos como estes podem invalidar um modelo estrutural e o projetista deve tomar muito cuidado, pois embora em alguns locais possa haver um super dimensionamento da estrutura, em outros se pode estar com situação de deficiência, além de se poder estar comprometendo os estados limites de serviço e a própria condição de viabilidade econômica. Neste último caso, procedendo-se ao detalhamento das vigas do modelo N° 7, chegou-se a um consumo de aço de 686 kgf, enquanto obteve-se 582 kgf com o detalhamento das vigas do modelo N° 8, o que acaba por fornecer uma diferença de aproximadamente 18% no consumo de aço das vigas.

Quanto à utilização dos trechos rígidos deve-se lembrar do monolitismo das ligações entre elementos permitido pela moldagem das estruturas de concreto in loco, sendo que as ligações entre as vigas e os pilares não são pontuais, da maneira que costumeiramente se admite como simplificação de cálculo e são regiões de interação entre estes elementos, limitadas pelas suas seções transversais no cruzamento de seus eixos, sendo necessário que maiores estudos sejam realizados, uma vez que as normas atuais fornecem apenas algumas indicações sobre este tema.

Nas vigas e pilares, tal qual no Pavimento Tipo 1, a consideração da alternância do carregamento variável que corresponde a 17% do carregamento total do Pavimento Tipo 2 não trouxe alterações significativas aos esforços, principalmente quando comparadas ao efeito imposto pela solidariedade das vigas com os pilares de extremidade e o efeito de grelha. Vale ressaltar que o processo de cálculo para a consideração da alternância do carregamento efetuada manualmente torna-se trabalhosa, principalmente quando da presença de cargas concentradas nos vãos, sendo no entanto importante que a sua consideração seja incluída nos programas computacionais para cálculo de estruturas, uma vez que este efeito não pode ser esquecido nas obras industriais.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste trabalho, cujo tema é "Modelagem de Pisos de Edifícios" foram realizados vinte modelos diferentes de dois sistemas de pisos de edificações e mesmo assim, não se conseguiu completar a totalidade dos estudos que podem ser realizados, tamanha a gama de aspectos envolvidos na modelagem de estruturas. Se foram efetuados dez modelos de cada pavimento estudado, mais dez podem ser realizados e mesmo assim talvez ainda seja possível criar mais dez e assim por diante. Foram utilizados modelos elásticos lineares, com programas que utilizam elementos de barras e que chegam a discretização das lajes por Analogia de Grelha, mas poderiam ser ainda efetuados modelos com o Método dos Elementos Finitos complementando os estudos referentes à análise elástica linear, assim como realizar redistribuições de esforços, empregar modelos plásticos e modelos não lineares. Desta maneira, vários aspectos foram abordados, cabendo, porém, a continuação e aprofundamento destes assuntos.

Percebe-se ao ler este trabalho a enorme quantidade de informações e conhecimentos necessários ao Engenheiro Civil Projetista de Estruturas, mostrando a importância de uma formação acadêmica adequada e completa, para que sempre seja possível representar com os modelos a realidade do comportamento estrutural. Desta forma já se torna apropriado mencionar que um só modelo pode não ser suficiente para a elaboração de um bom projeto estrutural. Além de um modelo que permita a verificação adequada e mais econômica possível da capacidade última da estrutura, pode ser necessário outro modelo que possa representar o seu comportamento em serviço, que tende a um comportamento elástico linear.

Quanto à utilização de programas computacionais, deve-se sempre ter em mente que estes são apenas uma ferramenta e que devem ser utilizados com prudência, sendo necessário sempre proceder a verificações para validação dos resultados, valendo neste caso, sempre a experiência do profissional. Mesmo que a ferramenta computacional possua uma infinidade de recursos disponíveis, estes devem ser empregados de maneira adequada sem que ocorra prejuízo ao modelo, seja por representação inadequada da capacidade última ou do comportamento da estrutura em utilização ou seja pelo exagero

no consumo de materiais, elevando os custos envolvidos, tal qual foi mostrado propositadamente em alguns dos modelos efetuados.

Cabe ressaltar que estudos de viabilidade econômica com arranjos estruturais diferentes devem ser realizados para cada estrutura, uma vez que não existem estruturas iguais, sempre havendo particularidades intrínsecas.

Nos dois pavimentos estudados com lajes maciças e vigas altas pode-se perceber a influência exercida pelas lajes no consumo de aço e concreto e vigas no consumo de aço. Estes dois elementos e principalmente as lajes possuem boa capacidade de redistribuição de esforços, que podem e devem ser exploradas como forma de reduzir o consumo de aço através da utilização de métodos plásticos ou procedendo-se a uma análise não linear, o que ainda é, neste caso, complicado de ser efetuado em virtude da grande quantidade de variáveis envolvidas e a falta de programas específicos e deve-se lembrar sempre que a análise das lajes por meio de modelos elásticos não representa adequadamente a capacidade última do elemento, ficando estes com reserva de segurança. O volume de concreto no entanto, só poderá ser reduzido com uma avaliação adequada das deformações da estrutura, principalmente no caso das lajes, o que ficou claro no segundo pavimento estudado em que a espessura de alguns painéis de laje não estavam adequadas, sendo necessário o aumento da espessura destas lajes, enquanto que no primeiro pavimento as lajes possuem vãos menores e deslocamentos pequenos, sendo possível estudar uma redução de um centímetro (para se chegar a espessura mínima em lajes de piso: sete centímetros) na espessura de todas as lajes.

Mesmo que a análise das deformações neste trabalho tenha sido realizada de maneira simplificada, é importante frisar o quão é importante às estruturas que sejam atendidos os requisitos referentes aos estados limites de utilização, principalmente o Estado Limite de Deformações Excessivas, sendo no entanto, para uma correta avaliação, necessário o conhecimento de diversos fatores. Desta feita, é importante utilizar a combinação de ações adequada; estimar adequadamente o efeito da deformação lenta que depende de outros tantos fatores como umidade relativa do ar, temperatura, consistência do concreto, tipo do cimento empregado, espessura fictícia da peça e histórico dos carregamentos; determinação adequada das rigidezes dos elementos, uma vez que partes da estrutura podem estar no estágio I e outras no estágio II; além das verdadeiras características dos materiais no tempo em que são solicitados.

Quanto ao processo de resolução das lajes, cabe dizer que o método de Marcus pode ser utilizado de maneira que seja possível equilibrar adequada e economicamente os momentos fletores positivos e negativos de modo a que sejam evitados exageros, salientando-se que as reações transmitidas às vigas através da simulação de linhas de ruptura podem ser adequadas para modelos que visam avaliar a capacidade última das estruturas.

O processo de Grelhas Isoladas, denominado equivocadamente de processo de Marcus pelo programa AltoQi Eberick, pode servir bem para a discretização das lajes uma vez que há coerência estática com a compensação dos momentos fletores e pode simular as reações elásticas das lajes sobre as vigas.

O método da Analogia de Grelha, tem como virtude primordial a consideração da compatibilidade de deformações com os elementos de suporte (vigas); sendo possível avaliar conjuntamente as deformações totais do pavimento, além do que com uma distribuição de esforços próximos da teoria elástica, fornece subsídios para uma avaliação mais adequada dos estados limites de serviço. Sendo inconveniente deste método que ao se aproximarem os esforços da teoria elástica, acaba ele não representado a capacidade última das lajes, podendo se ter um dimensionamento à ruptura contra a economia como anteriormente mencionado. Outro inconveniente da utilização da Analogia de Grelha e Grelhas Isoladas no programa AltoQi Eberick é o fato mencionado no item 5.1.2.4, onde se tornou necessário para que os elementos lineares (vigas e pilares) estejam limitados pelo cruzamento de seus eixos, utilizar o artifício de criar contornos auxiliares para tornar possível a inserção de painéis de laje no modelo estrutural, o que acabou por deturpar os resultados obtidos, sobretudo, os momentos fletores negativos e as deformações. Fica patente, que o programa computacional acima mencionado pode-se tornar inadequado para a correta modelagem de uma estrutura, deixando de simular adequadamente o comportamento estrutural, e daí a indicação do seu manual para que os nós que definem os pilares sejam lançados nos cruzamentos de vigas, o que pode trazer maiores complicações em virtude do acréscimo ou decréscimo no vão efetivo das vigas, além do desprezo das excentricidades de apoio destas sobre os pilares. Isto pode acabar por invalidar o modelo estrutural caso sejam grandes as dimensões dos pilares como no Pavimento

Tipo 2, sendo, portanto, mais adequado a utilização de barras rígidas para efetuar o modelamento da seção transversal dos pilares.

O aspecto abordado neste trabalho que mais chama a atenção refere-se a disparidade nas cargas atuantes nos pilares nos dois pavimentos estudados, onde se chegou a diferenças de até 90%. Os dois fatores que mais contribuíram para tais diferenças são o efeito de grelha e o efeito da solidariedade das vigas com os pilares de extremidade; efeitos estes que com as ferramentas computacionais hoje existentes já não podem mais ser relegados a um segundo plano.

Os pilares de extremidades em virtude da solidariedade com as vigas tendem a absorver mais carga mesmo que o vigaamento seja solucionado e detalhado sem a consideração deste efeito, em virtude da presença de armaduras mínimas de flexão das vigas ou construtivas e até mesmo pela presença das armações das lajes que próximo aos cantos tendem a estar folgadas e com um braço de alavanca ainda alto tendem a absorver algum esforço, o que ainda deve ser equacionado e estudado melhor.

A NBR 6118 (1978) e o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) quando da utilização de modelos aproximados para a resolução do vigaamento dos pavimentos de edifícios como o tradicional modelo de viga contínua explicitam procedimentos que visam corrigir problemas relativos a não consideração da rigidez dos pilares nos cálculos e que na verdade acabam por se tornar envoltórias de esforços, mesmo sabendo-se que as vigas possuem boa capacidade de redistribuição plástica. O que se propõe com a possível utilização de dois modelos de cálculo, é efetivamente, proceder-se a uma envoltória nos carregamentos atuantes nos pilares: esforços axiais e momentos fletores; uma vez que também é sabido que os elementos comprimidos possuem pouquíssima capacidade de redistribuição de esforços, além do que não existem dados suficientes que demonstrem como estas pequenas redistribuições ocorrem, uma vez que as armaduras normalmente não escoam e não ocorre fissuração nas seções transversais dos pilares. Também é muito importante ter em mente que é costumeiro desprezar os efeitos de segunda ordem quando estes representam o quantil de até 10% dos esforços de primeira ordem, mas ao mesmo tempo se está falando em diferenças muito maiores em termos dos próprios esforços de primeira ordem e este é motivo mais que suficiente para a elaboração de uma envoltória, pois é sempre desejável que os pilares sempre possuam segurança adequada. Deve-se lembrar que nas verificações analíticas de

segurança as resistências de cálculo não devem ser menores que as solicitações de cálculo e devem ser verificadas em relação a todos os estados limites e combinações de ações especificadas para o tipo de construção considerada.

A NBR 6120 - Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações (1978), admite que para o dimensionamento dos pilares e das fundações de edifícios destinados a escritórios, residências e casas comerciais não destinadas a depósito possa ser efetuada redução das cargas acidentais, pois pode-se admitir que existe uma probabilidade pequena de que todos os pavimentos estejam plenamente carregados. Através do estudo realizado no item 6.1 deve-se dizer que proceder a redução dos carregamentos nos pilares pode diminuir ainda mais a segurança da estrutura quando não se faz uma análise criteriosa dos esforços nos pilares, desde a estrutura funcionando em serviço até que sejam completadas as redistribuições de esforços nas vigas para se chegar nas cargas últimas. É importante perceber que com a aplicação, por exemplo, das ações permanentes e variáveis parte da estrutura estará no estágio II e partes dela no estágio I e as redistribuições de esforços ainda não terão se completado, podendo-se neste caso estar com alguns pilares com segurança inadequada, caso as cargas atuantes para o dimensionamento destes sejam apenas as obtidas com um modelo utilizado para o dimensionamento à ruptura das vigas, como por exemplo os modelos de "Viga Sobre Viga" ou modelos plásticos.

Quanto às vigas, em relação ao efeito de grelha, é necessário dizer que em serviço, a estrutura tende a funcionar elasticamente, portanto, havendo compatibilidade de deformações entre as vigas. Para o dimensionamento à ruptura, quando da consideração da compatibilidade serão necessárias pequenas deformações plásticas, enquanto que se forem considerados os apoios indiretos como indesejáveis para que seja atingida a configuração última, poderão ser necessárias grandes deformações plásticas e ficará comprometido o estado limite de serviço de abertura de fissuras. Utilizar modelos de "Viga Sobre Viga" só se torna válido se as vigas que servem de apoio às outras possuem rigidez suficiente de modo que sejam necessárias pequenas redistribuições de esforços, o que não ocorreu no Pavimento Tipo 2.

A consideração da solidariedade das vigas com os pilares de extremidade além de representar adequadamente o funcionamento das estruturas de concreto que possuem nós monolíticos pode representar economia no consumo de aço nas vigas como citado

no item 6.2 quando os pilares possuem boa rigidez. Isto se deve ao fato de que com o engastamento dos nós extremos das vigas os momentos positivos e negativos passam a possuir valores mais próximos entre si, embora ainda sejam muito díspares por se tratar de uma solução elástica que é uma das possíveis soluções em equilíbrio.

Soluções mais econômicas podem ser tentadas através de análise plástica, sendo necessário que os momentos fletores estejam em equilíbrio com as cargas atuantes, que o momento resistente último não seja ultrapassado em nenhum ponto da estrutura, que exista um número suficiente de rótulas plásticas que tornem a estrutura hipostática, sendo necessário então, a verificação da ductilidade das seções para que não ocorra a queda do momento resistente último em nenhuma rótula antes que toda a redistribuição de esforços e formação de todo o mecanismo de colapso ocorra a medida que a carga aumenta gradualmente. No entanto, nas estruturas de concreto armado, a ruína por flexão só será atingida se antes da formação do mecanismo não ocorrer a ruptura por força cortante ou perda da aderência nas barras da armadura. Ressalta-se do exposto acima que a análise plástica só fornece informações precisas sobre a capacidade última das vigas da estrutura, sendo necessário a elaboração de um outro modelo para que sejam verificados os estados limites de serviço, principalmente quanto à abertura das fissuras, além de verificar os esforços atuantes nos pilares enquanto a estrutura estiver no regime elástico.

Sobre o esforço cortante, observando a tabela 6.21 pode-se perceber que o dimensionamento dos estribos com os critérios da NBR 6118 (1978), para um modelo de "Viga Sobre Viga" onde foi negligenciado a solidariedade das vigas com os pilares de extremidade, acabou por requerer a mesma armação que um modelo que contempla este efeito e a compatibilidade de deformações, com os estribos dimensionados pelo Modelo II do Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) para um ângulo de biela igual a 30°. Isto demonstra que o critério atual de dimensionamento ao esforço cortante superestima as armaduras, o que na maioria dos casos acaba por cobrir falhas na análise estrutural. Em contrapartida, com o novo critério de dimensionamento, que pode necessitar de muito menos armação, deve-se sem dúvida nenhuma proceder a uma aprimoração dos modelos de análise estrutural. Deve-se lembrar também que a desconsideração do efeito da solidariedade pode, pela insuficiência de armação negativa

junto ao apoio extremo das vigas causar uma fissuração excessiva que pode vir a comprometer a segurança destas ao cisalhamento.

A consideração da alternância do carregamento variável sobre as vigas para os níveis de cargas acidentais atuantes nos dois pavimentos estudados não causou acréscimos significativos aos esforços nas vigas e nas reações destas sobre os pilares, principalmente quando comparados aos acréscimos produzidos pela solidariedade das vigas com os pilares de extremidade e o efeito de grelha, além do que se trata de um procedimento laborioso e complexo devido a grande quantidade de combinações sobretudo quando existem apoios indiretos nos vãos das vigas. Isto demonstra que a recomendação do Projeto de Revisão da NBR 6118 que permite ser facultativa a análise estrutural sem a consideração da alternância de cargas nas estruturas de edifícios em que a carga variável não represente parcela superior a 20% da totalidade dos carregamentos é adequada. Deve-se no entanto, ter cuidado quando da existência de vãos intermediários muito menores que os vãos contíguos, pois pode ocorrer inversão do momento fletor atuante no referido vão. A avaliação da alternância do carregamento acidental, no entanto deve passar a ser incluída nas ferramentas computacionais como forma de fornecer maiores subsídios a quem projeta.

Não pode ser esquecido de mencionar o problema devido a rigidez elevada à torção nos trechos muito curtos de barras como visto no primeiro modelo estudado. Mesmo com a redução da rigidez à torção das barras de vigas em 85% da rigidez elástica devido ao fenômeno da fissuração, uma barra muito curta acaba por possuir uma rigidez relativa muito alta. Neste caso, mesmo que os esforços de torção não sejam necessários ao equilíbrio da estrutura como nos dois pavimentos estudados, é necessário verificar se estes esforços não podem trazer problemas ao funcionamento das vigas em serviço. Se a barra considerada possuir capacidade de adaptação plástica, pode-se até chegar ao dimensionamento da estrutura considerando nula a rigidez à torção deste trecho, sendo necessário um outro modelo para o dimensionamento no estágio III.

A representação dos elementos lineares limitados pelo encontro de seus eixos mostra-se primordial para que seja possível analisar corretamente o comportamento das estruturas. Não se justifica a utilização do cruzamento de vigas como ponto para posicionamento do nó que define os pilares, sendo muito mais coerente a utilização de trechos rígidos para modelar a seção transversal dos pilares. Pode-se observar nos dois

pavimentos estudados, e sobretudo no segundo, onde os pilares possuem dimensões maiores as alterações nos resultados em virtude do emprego de vãos de cálculo inexistentes. Tanto a norma atual, NBR 6118 (1978) quanto o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001) fornecem algumas indicações sobre as extensões destes trechos. A utilização deste procedimento, além de simular melhor a realidade do funcionamento dos nós das estruturas de concreto armado que são monolíticos e não pontuais como normalmente são admitidos, podem levar a soluções mais econômicas, mas reconhece-se no entanto que são necessários maiores estudos para a determinação efetiva da rigidez e comprimento dos trechos rígidos.

É necessário dizer que a realização deste trabalho procurou registrar uma pequena parcela da experiência de apenas três anos como Engenheiro Civil sobre um tema que sempre remete a horizontes muito amplos. Cada vez mais com o avanço das normalizações que nos permitem maior arrojo na concepção estrutural, torna-se imprescindível da mesma forma, avançar na análise e modelamento das nossas estruturas procurando utilizar como ferramenta os recursos computacionais com responsabilidade e bom senso. Surge então um paradoxo no que se refere ao tempo destinado à análise, que deve ser aumentado, uma vez que os modelos simplificados são deixados em segundo plano e a impertinência do mercado que mesmo contra si diminui os prazos para a realização dos projetos.

Por fim, o assunto deste trabalho não se esgota aqui e deverá ter prosseguimento com pesquisas vindouras, podendo-se citar alguns temas: a modelagem de pavimentos de edifícios com o emprego do Método dos Elementos Finitos; modelagem dos pavimentos através de análise plástica das lajes e vigas (neste caso, seria interessante estudar ainda a influência da compatibilidade de deformações quando do dimensionamento à ruptura com modelos plásticos nas grelhas de vigas); modelagem de pavimentos de edifícios através de análise não linear; critérios para envoltória de esforços em pilares de edifícios; avaliação dos trechos rígidos tanto em pilares externos como internos; o efeito dos ventos nos modelos estruturais; a influência da variação das cargas atuantes nas fundações, inclusive com a consideração das deformações diferenciadas impostas ao solo e a repercussão destas para a estrutura; alternativas para a implementação computacional da rigidez das peças no estágio II para a modelagem de sistemas de pisos de edifícios.

De forma resumida, abaixo são listadas as principais conclusões e recomendações deste trabalho:

- Podem ser efetuados diversos modelos de uma mesma estrutura.
- É enorme a quantidade de informações e conhecimentos envolvidos nos projetos de estruturas.
- Os programas computacionais empregados devem ser entendidos como ferramentas para a elaboração de projetos estruturais.
- Existem várias soluções possíveis para uma mesma estrutura, podendo ser necessário o estudo de diversas alternativas para se obter um bom projeto.
- As lajes e vigas exercem uma influência muito grande no consumo de materiais de uma estrutura.
- É importante a verificação das deformações mesmo existindo muitas variáveis envolvidas.
- Existem grandes disparidades em termos de carregamentos atuantes nos pilares, dependendo do modelo utilizado.
- Não se pode, com os recursos computacionais existentes negligenciar o efeito de grelha e a solidariedade das vigas com os pilares.
- Para a avaliação dos estados limites últimos pode ser necessária a utilização de mais de um modelo de modo a se obter uma envoltória de esforços nos pilares.
- A redução das cargas acidentais em pilares somente deve ser empregada quando for feita uma análise criteriosa dos esforços envolvidos.
- É importante para as vigas a consideração da compatibilidade de deformações entre elementos.
- Os modelos de “Viga sobre Viga” só podem ser considerados válidos se as vigas de apoio possuírem rigidez adequada para garantir a hipótese.
- A consideração da solidariedade das vigas com os pilares extremos pode fornecer resultados mais econômicos quanto à armação das vigas.
- O efeito da alternância do carregamento acidental não causou alterações significativas quando comparada aos introduzidos pelo efeito de grelha e solidariedade das vigas com os pilares.

- Cuidados devem ser tomados quando existirem trechos muito curtos de vigas com elevada rigidez à torção.
- Os elementos estruturais devem ser representados pelos seus eixos, podendo-se, no caso dos pilares, utilizar artifícios como trechos rígidos para tentar simular a realidade.
- Com os avanços das pesquisas e normalização, e com recursos computacionais cada vez mais poderosos torna-se importante dispendir maior tempo na análise estrutural.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BIBLIOGRAFIA CITADA:

ALTOQI INFORMÁTICA. AltoQi Eberick – Manual do Usuário. Florianópolis, SC :
2000

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – Ações e Segurança nas
Estruturas. NBR 8681. Rio de Janeiro, RJ : 1984

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – Cargas para o Cálculo de
Estruturas de Edificações. NBR 6120. Rio de Janeiro, RJ : 1978

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – Projeto de Estruturas de
Concreto (Projeto de Revisão da NBR 6118). Rio de Janeiro, RJ : 2001

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – Projeto e Execução de
Estruturas de Concreto Armado. NBR 6118. Rio de Janeiro, RJ : 1978

COELHO, Jano d'Araújo. – Modelagem de Lajes de Concreto Armado por Analogia de
Grelha. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas da UFSC.
Florianópolis. SC : 2000

FUSCO, Péricles B.. – Estruturas de Concreto - Solicitações Normais. Editora
Guanabara Dois. Rio de Janeiro. SP. : 1986

FUSCO, Péricles B.. – Fundamentos do Projeto Estrutural. Editora McGraw-Hill do
Brasil / Editora da Universidade de São Paulo. São Paulo. SP. : 1977

GERE, James M., WEAVER, William Jr. – Análise de Estruturas Reticuladas. Editora
Guanabara S.A.. Rio de Janeiro, RJ : 1987

LA ROVERE, Henriette Lebre – Utilização do Método dos Elementos Finitos em Projeto de Estruturas, UFSC, Florianópolis, SC : 2001

LORIGGIO, D. D.. – Análise Matricial e Modelagem de Estruturas. UFSC, Florianópolis, SC : 2000

LORIGGIO, D. D.. – Introdução ao Projeto de Estruturas por Computador. UFSC, Florianópolis, SC : 1999

MARTINELLI, Marina. – Estudo Comparativo de Modelos para o Cálculo de Sistemas de Pisos em Concreto Armado. Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil da UFSC. Florianópolis. SC : 2000

PITTA, Artur L. - Edifícios de Pequena Altura: Normalização Simplificada. Revista IBRACON Nº 16. São Paulo. Dezembro 1996/ Janeiro 1997.

SÜSSEKIND, José Carlos. – Curso de Concreto Volume 1. Editora Globo. Rio de Janeiro. RJ. : 1979

VILLAÇA, Sérgio F., GARCIA, Luiz Fernando T. – Introdução à Elasticidade Não Linear. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ : 1999

BIBLIOGRAFIA UTILIZADA:

ALTOQI INFORMÁTICA. PROLAJE Lajes de Concreto Armado – Manual do Usuário. Florianópolis, SC : 1992

ALTOQI INFORMÁTICA. PROVIGA Vigas de Concreto Armado – Manual do Usuário. Florianópolis, SC : 1993

ASSAN, Aloísio E.. – Método dos Elementos Finitos. Editora da UNICAMP. Campinas. SP. : 1999

BAKER, John, HEYMAN, Jaques. – Plastic Design of Frames. Cambridge University Press. Great Britain. : 1969

BUCHAIM, Roberto. - Análise Plástica de Vigas Contínuas de Concreto Armado. Revista IBRACON Nº 17. São Paulo. Fevereiro/ Junho 1997.

COELHO, Jano d'Araújo, LORIGGIO, D. D. – Analogia de Grelha para o Projeto de Lajes de Concreto Armado. In: XXIX Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, novembro de 2000, Punta del Leste. Memórias das Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural - CD room - 2000. 17 pgs. (resumo pag. 12).

COELHO, Jano d'Araújo, LORIGGIO, D. D. – Modelagem de Lajes de Concreto Armado por Analogia de Grelha - Conceitos Iniciais. (Artigo 270 - 17 pgs.). Artigo publicado pela Empresa AltoQi, disponível em <<http://www.altoqi.com.br>> em 17/05/2002. Florianópolis. SC.

JOHANSEN, K. W. – Linhas de Ruptura - Teoria e Prática. Editora Ao Livro Técnico. Rio de Janeiro. RJ. : 1962

LANGENDONCK, Telêmaco van. – Teoria Elementar das Charneiras Plásticas. ABCP. São Paulo. SP. : 1970

LEONHARDT, F.. MONNIG, E.. – Construções de Concreto. Editora Livraria Interciência. Rio de Janeiro, RJ : 1977

LORIGGIO, D. D. – Dimensionamento Elástico e Plástico de Lajes. (Artigo 241 - 7 pgs.). Artigo publicado pela Empresa AltoQi, disponível em <<http://www.altoqi.com.br>> em 15/03/2002. Florianópolis. SC.

LORIGGIO, D. D. – Utilização da Teoria das Charneiras Plásticas em Análise e Dimensionamento das Lajes de Edifícios. 40º REIBRAC, CD room. Rio de Janeiro. 1998.

LORIGGIO, D. D.. – Notas de Aula “Estruturas em Regime Elasto-Plástico” do Curso de Pós-Graduação em Estruturas, UFSC, Florianópolis, SC

LORIGGIO, D. D.. – Notas de Aula “Placas e Lajes de Concreto Armado” do Curso de Pós-Graduação em Estruturas, UFSC, Florianópolis, SC

MASON, Jayme – Concreto Armado e Protendido. LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora. Rio de Janeiro. RJ. : 1976

MONTOYA, Jimenez P., MESEGUER, A. Garcia, CABRE, Moran F.. – Hormigon Armado. Editorial Gustavo Gili, S. A.. Barcelona : 1973

PFEIL, Walter. – Concreto Armado Volume 1. Livros Técnicos e Científicos Editora S. A.. Rio de Janeiro. RJ. : 1985

ROCHA, Aderson Moreira – Novo Curso Prático de Concreto Armado. Editora Científica. Rio de Janeiro. RJ : 1981

SÁNCHEZ, Emil – Nova Normalização Brasileira para o Concreto Estrutural. Editora Interciência. Rio de Janeiro. RJ : 1999

VILLAÇA, Sérgio F., GARCIA, Luiz Fernando T. – Introdução à Teoria da Elasticidade. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ : 1998