

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**A PROBLEMÁTICA DOS CONCRETOS NÃO CONFORMES E
SUA INFLUÊNCIA NA CONFIABILIDADE DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO**

Fábio Costa Magalhães

Porto Alegre
2014

FÁBIO COSTA MAGALHÃES

**A PROBLEMÁTICA DOS CONCRETOS NÃO CONFORMES E
SUA INFLUÊNCIA NA CONFIABILIDADE DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Porto Alegre
2014

CIP - Catalogação na Publicação

Magalhães, Fábio Costa

A problemática dos concretos não conformes e sua influência na confiabilidade de pilares de concreto armado / Fábio Costa Magalhães. -- 2014.
290 f.

Orientador: Luiz Carlos Pinto da Silva Filho.

Coorientador: Mauro de Vasconcellos Real.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2014.

1. concreto não conforme. 2. controle tecnológico. 3. confiabilidade estrutural. I. Silva Filho, Luiz Carlos Pinto da, orient. II. Real, Mauro de Vasconcellos, coorient. III. Título.

FÁBIO COSTA MAGALHÃES

**A PROBLEMÁTICA DOS CONCRETOS NÃO CONFORMES E
SUA INFLUÊNCIA NA CONFIABILIDADE DE PILARES DE
CONCRETO ARMADO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Concentração Construção, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 27 de outubro de 2014.

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D., University of Leeds
Orientador

Prof. Mauro de Vasconcellos Real
Dr., Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Amando Miguel Awruch
Dr., Universidade Federal do Rio de Janeiro
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Sofia Maria Carrato Diniz (UFMG)
Ph.D., University of Colorado at Boulder

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr., Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Mônica Regina Garcez (UFRGS)
Dr., Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Paulete Fridman Schwetz (UFRGS)
Dr., Universidade Federal do Rio Grande do Sul

*Dedico este trabalho ao meu avô, Astrogildo Oliveira
Costa e à Michele da Cruz Larrossa.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, pela dedicada orientação e disponibilidade em fazer parte deste trabalho.

Ao Prof. Mauro de Vasconcellos Real pela enorme dedicação e comprometimento na condução deste trabalho, por suas dicas, conselhos e amizade construídos desde o período de mestrado.

À equipe do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais – LEME, pela contribuição no desenvolvimento deste trabalho. Em especial aos colegas Bruno do Vale Silva e Josué Chies.

À equipe do PPGEC e da Escola de Engenharia da UFRGS, em especial a Liliani Gaeversen, por sua dedicação permanente em auxiliar.

À equipe do Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação – NORIE, pelo auxílio do decorrer do período do curso, em especial na realização dos créditos.

Ao amigo Dener por sua disponibilidade e auxílio durante a construção deste trabalho.

Ao Laboratório de Estruturas e Materiais de Construção Civil – LEMCC do IFRS – Câmpus Rio Grande, em especial ao colega e amigo Prof. Leandro C. de Lemos Pinheiro.

Aos meus pais, Bill e Nilza, pelo contínuo apoio, companheirismo e dedicação.

Ao meu irmão Felipe pelo auxílio em importantes etapas da caminhada.

Aos meus sempre presentes avós, pelo carinho e dedicação.

À Michele, pela paciência, compreensão, carinho e dedicação durante todo o período de desenvolvimento deste trabalho.

Não existe nada mais prático do que uma boa teoria.

Kurt Lewin

RESUMO

MAGALHÃES, F. C. A problemática dos concretos não conformes e sua influência na confiabilidade de pilares de concreto armado. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Crescem de forma bastante acelerada as discussões sobre o fato dos concretos fornecidos nas obras brasileiras não estarem atingindo a resistência à compressão especificada nos projetos estruturais, os ditos concretos não conformes. Neste contexto, analisar de forma detalhada os fatores e processos que levam a não conformidade no atendimento aos parâmetros especificados em projeto surge como uma importante questão no âmbito da construção civil do país. Neste trabalho são discutidos os procedimentos adotados na avaliação da qualidade do concreto produzido e aplicado nas obras brasileiras. Também são analisados os fatores que interferem nos resultados da resistência à compressão do concreto, bem como são avaliadas as repercussões proporcionadas por estes no controle tecnológico do material. A influência dos casos de não conformidade no atendimento da resistência à compressão do concreto especificada em projeto no nível de segurança estrutural também é avaliada através do valor do índice de confiabilidade (β). A confiabilidade foi avaliada para o caso de pilares dimensionados de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), uma vez que do ponto de vista do risco estrutural e importância de f_c , estes são os elementos mais suscetíveis a problemas. A simulação do comportamento dos pilares e consequente determinação da carga de ruptura foram realizadas através de um modelo numérico baseado no Método dos Elementos Finitos, tendo sido consideradas as não linearidades física e geométrica. O método de Monte Carlo e o método FORM foram adotados para a determinação de β . O modelo computacional utilizado foi apresentado e sua validação realizada de forma satisfatória através da comparação com resultados experimentais determinados por diversos pesquisadores. Além da resistência à compressão do concreto, inúmeras outras variáveis envolvidas no comportamento estrutural dos pilares foram avaliadas, seguindo modelos propostos por outros autores e através de resultados obtidos ao longo do trabalho. Os resultados mostram que, nos casos de verificação de não conformidades do concreto entregue, inúmeros fatores devem ser observados na busca de uma avaliação segura do real nível de comprometimento da segurança estrutural; sob o ponto de vista de evitar desnecessários conflitos entre as partes envolvidas ou, no caso contrário, gerar falsa sensação de segurança.

Palavras-chave: concreto não conforme; controle tecnológico; confiabilidade estrutural.

ABSTRACT

MAGALHÃES, F. C. The problem of non-compliant concrete and its influence on the reliability of reinforced concrete columns. 2014. Thesis (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The discussion about the fact that the concrete provided by concrete companies for the Brazilian work sites is not reaching the compressive strength specified in the structural design is growing rapidly. These are the so-called non-compliant concretes. In this context, a detailed analysis of the factors and processes that lead to non-compliance emerges as an important issue in the Brazilian construction industry. This thesis discusses the procedures used in the quality control of concrete produced and used in Brazilian work sites. The factors that influence the results of the compressive strength test of concrete, as well as their repercussion on the material quality control were also analyzed. The influence of non-compliance on the compressive strength specified in the design on the structural safety level was evaluated through the reliability index (β). The reliability of columns designed according to NBR-6118 (ABNT, 2014) was assessed. These elements are the most susceptible to problems from the point of view of concrete non-compliance. A numerical model based on the Finite Element Method was used to carry out the simulation of columns behavior and the consequent determination of their load capacity. In this method, the material and geometric non-linearities are considered. The Monte Carlo method and the FORM method were adopted for the determination of the reliability index (β). The computer model used was presented and validated by comparison with experimental results obtained by different researchers. Besides the compressive strength of concrete, numerous other variables involved in the structural behavior of columns were evaluated, such as load eccentricity, reinforcement ratio, live to dead load ratio and column slenderness. The results show that, in cases of concrete non-compliance, numerous factors must be observed in the search for a reliable estimation of the actual impact to the structure safety level. This is important from the point of view of avoiding unnecessary conflicts between the parties and, on the other hand, generating false sense of security.

Key-words: non-compliance, compressive strength concrete; quality control; structural reliability.

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS.....	V
LISTA DE TABELAS.....	XI
LISTA DE FIGURAS	XIV
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 IMPORTÂNCIA DO TEMA	2
1.3 OBJETIVOS.....	5
1.3.1 Objetivos Gerais.....	5
1.3.2 Objetivos Específicos.....	6
1.4 LIMITAÇÕES.....	6
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	6
2 CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO	9
2.1 INTRODUÇÃO	9
2.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO E A SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	11
2.2.1 O conceito de resistência característica.....	12
2.2.2 Relação entre as resistências à compressão potencial e efetiva do concreto	15
2.3 ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO ATRAVÉS DE DIFERENTES METODOLOGIAS	18
2.3.1 Aceitação do concreto conforme a metodologia brasileira (NBR 12655)	19
2.3.2 Aceitação do concreto conforme a metodologia europeia (EN 206-1).....	23
2.3.3 Aceitação do concreto conforme a metodologia norte-americana (ACI-318)	24
2.3.4 Resumo comparativo dos critérios de aceitação do concreto estrutural.....	26
2.4 MÉTODOS DE CONTROLE DE PRODUÇÃO DO CONCRETO	27
2.4.1 Soma Cumulativa	30

2.4.2 Gráficos de Shewhart	31
2.5 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL EM ESTRUTURAS ACABADAS	34
3 A PROBLEMÁTICA DOS CONCRETOS NÃO CONFORMES	39
3.1 FATORES QUE INFLUENCIAM NA VARIABILIDADE DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO	39
3.1.1 A influência dos materiais na variabilidade das propriedades do concreto	41
3.1.2 A influência dos processos produtivos na variabilidade das propriedades do concreto .	42
3.1.3 A influência dos processos de ensaio na variabilidade das propriedades do concreto ...	44
3.2 REPERCUSSÕES PROPORCIONADAS PELOS MECANISMOS QUE EXERCEM INFLUÊNCIA NA VARIABILIDADE DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO	45
3.3 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL	58
3.3.1 Metodologias de avaliação da segurança de estruturas com problemas de não conformidade.....	58
3.4 RESPONSABILIDADES	61
4 A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO E O DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO	63
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	63
4.2 A INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO NO COMPORTAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO	64
4.2.1 A resistência à compressão do concreto e o módulo de deformação longitudinal.....	64
4.2.2 A resistência à compressão do concreto e os efeitos diferidos	70
4.2.3 A resistência à compressão do concreto, fissuração e a rigidez.....	71
5 CONFIABILIDADE EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	73
5.1 INTRODUÇÃO	73
5.2 CONCEITOS DE CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	73

5.3 CRITÉRIOS DE INTRODUÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL	79
5.3.2 Método das Tensões Admissíveis	79
5.3.3 Método dos Estados Limites	80
5.4 MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE.....	81
5.4.1 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)	81
5.4.2 Método de Monte Carlo	86
5.5 A CONFIABILIDADE ESTRUTURAL APLICADA A PILARES DE CONCRETO ARMADO	88
5.5.1 Critério de Falha.....	88
5.5.2 Índice de confiabilidade alvo e a calibração das normas técnicas	89
6 ANÁLISE DO EFEITO DE CONCRETOS NÃO CONFORMES NA CONFIABILIDADE DE PILARES DE CONCRETO ARMADO	93
6.1 MODELO DE ANÁLISE NÃO LINEAR DE PILARES DE CONCRETO ARMADO..	93
6.2 VALIDAÇÃO DO MODELO UTILIZADO.....	101
6.3 CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS ENVOLVIDAS NA ANÁLISE DOS PILARES.....	111
6.3.1 Geração de valores aleatórios para as propriedades mecânicas da armadura	112
6.3.2 Geração de valores aleatórios para as dimensões dos elementos.....	113
6.3.3 Geração de valores aleatórios para as propriedades mecânicas do concreto	115
6.3.4 Geração de valores aleatórios para o carregamento	118
6.3.5 Estimativa de erro do modelo.....	120
6.3.6 Resumo dos parâmetros considerados na análise da confiabilidade.....	123
6.4 CARACTERIZAÇÃO DOS PILARES ANALISADOS PELO MODELO.....	124
7 RESULTADOS E DISCUSSÕES	149
7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	149
7.2 VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES	149
7.3 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES	154

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	179
8.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES	180
8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	183
REFERÊNCIAS	185
ANEXOS – RESULTADOS DAS ANÁLISES DO EFEITO DO CONCRETO NÃO CONFORME NA CONFIABILIDADE DOS PILARES ANALISADOS	195
ANEXO A – ÍNDICES DE CONFIABILIDADE DOS PILARES ANALISADOS COM RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DE 30 MPA.....	196
ANEXO B – ÍNDICES DE CONFIABILIDADE DOS PILARES ANALISADOS COM RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DE 40 MPA.....	218
ANEXO C – ÍNDICES DE CONFIABILIDADE DOS PILARES ANALISADOS COM RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DE 50 MPA.....	240

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

b	largura da seção transversal de elementos de seção retangular
d	altura útil da seção transversal
d'	complemento da altura útil em relação à altura da seção do elemento
e	excentricidade de carregamento
e_1	excentricidade de primeira ordem
$e_{1,min}$	excentricidade mínima de primeira ordem
e_2	excentricidade de segunda ordem
e/h	excentricidade relativa de carregamento
f_c	resistência à compressão do concreto;
f_{cd}	resistência de cálculo do concreto
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto;
f_{cm}	resistência média à compressão do concreto
$f_{ct,m}$	resistência média à tração do concreto
$f_{c,ef}$	resistência à compressão real ou efetiva do concreto
$f_{c,ext}$	resistência à compressão do concreto obtida através de testemunhos extraídos
$f_{c,est}$	resistência característica à compressão estimada de determinado lote de concreto
f_{ci}	valor de resistência à compressão individual de uma amostra
$f'_{c,est}$	resistência estimada através da metodologia do ACI
f_{cmCP}	resistência média à compressão obtida dos corpos de prova

f_{cmTT}	resistência média à compressão oriunda dos testemunhos extraídos
f_S	função densidade de probabilidade de S
f_R	função densidade de probabilidade de R
$f_{R,S}$	função densidade de probabilidade na forma conjunta de R e S
f'_c	resistência característica à compressão pela definição do ACI
f'_r	resistência à compressão média transposta
$g(\mathbf{X})$	função de desempenho
h	altura da seção transversal de elementos de seção retangular
k	razão entre carregamentos
l	comprimento de pilar
m	margem de segurança
m	teor de argamassa seca de uma dosagem de concreto
p	razão entre as cargas de ruptura obtidas experimentalmente e através do modelo
z	variável aleatória gaussiana de média zero e desvio padrão unitário

Letras romanas maiúsculas

A_s	área da seção transversal da armadura na seção tracionada de elementos sujeitos a flexão
A_s	área da seção transversal da armadura na seção comprimida de elementos sujeitos a flexão
A_{sw}	área da armadura transversal
D_m	dimensão máxima característica do agregado graúdo
C	consumo de cimento por metro cúbico de um traço de concreto

E_{cm}	módulo de deformação longitudinal médio do concreto
E_c	módulo de deformação longitudinal tangente do concreto
E_{cs}	módulo de deformação longitudinal secante do concreto
E_s	módulo de deformação longitudinal da armadura
\mathbf{F}	vetor de cargas aplicadas aos nós de uma estrutura
F_d	solicitação de cálculo da força normal
F_k	valor característico da força normal
F_R	função de distribuição acumulada de R
G	carga permanente
G_k	carga permanente característica
G_m	carga permanente média
\mathbf{K}	matriz de rigidez global de uma estrutura
M	função margem de segurança
P_f	probabilidade de falha
$P_{U,EXP}$	carga de ruptura determinada experimentalmente
$P_{U,MOD}$	carga de ruptura determinada através do modelo
Q	carga variável
Q_k	carga variável característica
Q_m	carga variável média
R	resistência de ruptura de uma estrutura
S	ação sobre uma estrutura

S_{fc}	desvio padrão da resistência à compressão do concreto
X_i	variáveis básicas envolvidas na análise
U	vetor de deslocamentos nodais
V_{fc}	coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto
V_G	coeficiente de variação do carregamento permanente
V_Q	coeficiente de variação do carregamento variável

Letras gregas minúsculas

α	vetor de cossenos diretores
α_E	coeficiente de correção da correlação entre resistência à compressão e módulo de deformação longitudinal do concreto
β	índice de confiabilidade
ε	deformação específica
λ	índice de esbeltez de pilares
λ'	multiplicador de Lagrange
γ_c	coeficiente de minoração da resistência do concreto
γ_n	fator de minoração da resistência de um material
σ_{adm}	tensão admissível
σ_{lim}	tensão de ruptura ou escoamento
σ_c	tensão do concreto
σ_t	tensão de tração no concreto
$\sigma_{ct,lim}$	máxima tensão de tração do concreto fissurado

σ_M	desvio padrão da margem de segurança
σ_R	desvio padrão da carga de ruptura de uma estrutura
σ_S	desvio padrão da ação sobre uma estrutura
σ_Q	desvio padrão da carga variável
μ_M	valor esperado da margem de segurança
μ_R	valor médio da carga de ruptura de uma estrutura
μ_S	valor médio da ação sobre uma estrutura
μ_Q	valor médio da carga variável
ρ	taxa geométrica de armadura longitudinal
ρ_{min}	taxa geométrica de armadura longitudinal mínima
ϕ	diâmetro das barras das armaduras

Abreviaturas e siglas

ABECE	Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BFGS	tipo de método quase-Newton (<i>Broyden, Fletcher, Goldfarb e Shanno</i>)
CEB	<i>Comité Euro-Internationale du Béton</i>
CP	corpo de prova
CUSUM	<i>cumulative sum</i> (método da soma cumulativa)
ELU	estado limite último

EN	Norma europeia
EUROCODE	<i>European Code</i>
FIP	<i>Fédération Internationale de la Précontrainte</i>
FORM	<i>First order reliability method</i>
FOSM	<i>First order second moment</i>
FS	fator de segurança
IBRACON	Instituto Brasileiro do Concreto
JCSS	<i>Joint Committee on Structural Safety</i>
LC	limite de controle
LCL	limite inferior de controle
LRFD	<i>load and resistance factor design</i>
LWL	limite de alerta inferior
MC	Monte Carlo
NC	não conformidade
NQCP	Núcleo de Qualificação e Certificação de Pessoal
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PTV	Princípio dos Trabalhos Virtuais
UCL	limite superior de controle
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UWL	limite de alerta inferior
VPU	velocidade de pulso ultrassônico

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Formação de lotes de concreto segundo a NBR 12655 (ABNT, 2006)	20
Tabela 2.2 - Valores de Ψ_6 segundo a NBR 12655 (ABNT, 2006)	22
Tabela 2.3 - Estimativa de resistência à compressão pela metodologia de amostragem total da NBR 12655 (ABNT, 2006)	23
Tabela 2.4 – Critérios de conformidade para a resistência segundo a EN 206-1 (2007)	24
Tabela 2.5 - Limites para formulação dos limites de controle e alerta do gráfico de Shewhart (Adaptado: Gibb e Harrison, 2010)	32
Tabela 3.1 – Principais efeitos dos materiais nos resultados do controle tecnológico do concreto (Adaptado: Helene e Terzian, 1992)	41
Tabela 3.2 – Resistência à compressão aos 28 dias dos testemunhos moldados (Magalhães <i>et al.</i> , 2013)	47
Tabela 3.3 – Resistência à compressão aos 180 dias para os testemunhos moldados (Magalhães <i>et al.</i> , 2013)	48
Tabela 3.4 Resistência à compressão aos 180 dias dos testemunhos extraídos (Magalhães <i>et al.</i> , 2013)	49
Tabela 3.5 – Média, desvio padrão e coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto produzido no período considerado	52
Tabela 3.6 – Multiplicadores de conversão da resistência obtida através de extração de testemunhos (Adaptado Silva Filho e Helene, 2011)	61
Tabela 4.1 – Coeficiente de correção da correlação entre o módulo tangente e a resistência à compressão do concreto (Adaptado: NBR 6118, 2014)	67
Tabela 5.1 – Classificação por níveis dos métodos de confiabilidade (Adaptado: Madsen <i>et al.</i> , 1986)	79
Tabela 5.2 – Índices de confiabilidade alvo para o estado limite último segundo o JCSS (Adaptado: JCSS, 2001)	90
Tabela 5.3 – Índices de confiabilidade alvo relacionado a um período de referência de 50 anos (Adaptado: FIB Model Code, 2010)	91
Tabela 6.1 - Características geométricas dos pilares ensaiados por Claeson e Gylltoft (1998)	102
Tabela 6.2 - Propriedades dos materiais e carga de ruptura dos pilares ensaiados por Claeson e Gylltoft (1998)	103

Tabela 6.3 - Características geométricas dos pilares ensaiados por Goyal e Jackson (1971)	104
Tabela 6.4 - Propriedades dos materiais e carga de ruptura dos pilares ensaiados por Goyal e Jackson (1971).....	105
Tabela 6.5 - Características geométricas dos pilares ensaiados por Melo (2009).....	106
Tabela 6.6 - Propriedades dos materiais e carga de ruptura dos pilares ensaiados por Melo (2009).....	106
Tabela 6.7 - Características geométricas dos pilares ensaiados por Kim e Lee (2000)	107
Tabela 6.8 - Propriedades dos materiais e carga de ruptura dos pilares ensaiados por Kim e Lee (2000)	108
Tabela 6.9 - Características geométricas dos pilares ensaiados por Kim e Yang (1995)	109
Tabela 6.10 Propriedades dos materiais e carga de ruptura dos pilares ensaiados por Kim e Yang (1995).....	109
Tabela 6.11 – Variação das dimensões de pilares (Mirza e Macgregor, 1982)	113
Tabela 6.12 Variação das dimensões de pilares (Udoeyo e Ugbem, 1995).....	114
Tabela 6.13 – Variação das dimensões de pilares de obras de médio porte brasileiras	114
Tabela 6.14 Propriedades mecânicas dos concretos ($f_{ck} = 30$ MPa) utilizados na análise dos pilares	116
Tabela 6.15 – Propriedades mecânicas dos concretos ($f_{ck} = 40$ MPa) utilizados na análise dos pilares	117
Tabela 6.16 – Propriedades mecânicas dos concretos ($f_{ck} = 50$ MPa) utilizados na análise dos pilares	117
Tabela 6.17 – Parâmetros e distribuição de probabilidades das variáveis relacionadas à resistência e às solicitações dos pilares analisados	124
Tabela 6.18 – Sistema de identificação dos pilares analisados numericamente	128
Tabela 6.19 Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 26$)	129
Tabela 6.20 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 35$)	130
Tabela 6.21 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 52$)	131
Tabela 6.22 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 26$)	132
Tabela 6.23 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 35$)	133
Tabela 6.24 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 52$)	134
Tabela 6.25 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 26$)	135
Tabela 6.26 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 35$)	136

Tabela 6.27 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 52$) 137
Tabela 6.28 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 26$) ... 138
Tabela 6.29 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 35$) ... 139
Tabela 6.30 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 52$) ... 140
Tabela 6.31 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 26$) ... 141
Tabela 6.32 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 35$) ... 142
Tabela 6.33 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 52$) ... 143
Tabela 6.34 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 26$) ... 144
Tabela 6.35 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 35$) ... 145
Tabela 6.36 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 52$) ... 146

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Concreto não conforme e a cadeia produtiva da indústria da construção civil.....	4
Figura 2.1 – O controle tecnológico do concreto dentro da sistemática de execução de uma estrutura de concreto armado (Adaptado: Helene e Terzian, 1992).....	9
Figura 2.2 – Distribuição de densidade de frequência relativa $p(f_i)$ das resistências à compressão f_i utilizando o modelo teórico Normal (Adaptado: Fusco, 2008).....	15
Figura 2.3 – Determinação da resistência à compressão do concreto sob distintos aspectos de controle (Adaptado: Fusco, 2008; Helene e Terzian, 1992)	17
Figura 2.4 – Resistência estimada do concreto segundo as normas da NBR 12655 (ABNT, 2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2007) (Adaptado: Larrossa <i>et al.</i> , 2014).....	26
Figura 2.5 – Cartas de controle: valores individuais, média móvel de resultados consecutivos e média móvel da diferença no exemplar (Adaptado: ACI-214, 2002 – notação da fonte).....	29
Figura 2.6 – Exemplo de Gráfico de Soma Cumulativa (Adaptado: Day, 1999)	31
Figura 2.7 – Exemplo de utilização do gráfico de controle de Shewhart para o controle de produção do concreto (Larrossa <i>et al.</i> , 2014).....	33
Figura 2.8 – Principais ensaios de avaliação do concreto em estruturas acabadas (Adaptado: Vale Silva, 2014).....	35
Figura 3.1 – Ciclo produtivo da central dosadora de concreto até o laboratório de ensaio e os fatores que contribuem para a alteração dos resultados de controle (Faria, 2009)	40
Figura 3.2 – Representação gráfica dos resultados de resistência à compressão aos 28 dias dos testemunhos moldados	48
Figura 3.3 – Representação gráfica dos resultados de resistência à compressão aos 180 dias dos testemunhos moldados.....	49
Figura 3.4 – Representação gráfica dos resultados de resistência à compressão aos 180 dias dos testemunhos extraídos.....	50
Figura 3.5 – Resistência à compressão média durante as três campanhas para cada um dos sete laboratórios.....	50
Figura 3.6 – Histogramas da resistência do concreto produzido no período de análise para as classes (a) C20; (b) C30; (c) C35 e (d) C40.....	53
Figura 3.7 – Nível de não conformidade do concreto produzido durante o ano de 2011	55

Figura 3.8 – Nível de não conformidade do concreto produzido durante o ano de 2012	56
Figura 3.9 – Nível de não conformidade do concreto produzido durante o ano de 2013	57
Figura 3.10 – Nível de não conformidade do concreto produzido durante o período considerado, incluindo todas as classes de resistência	57
Figura 3.11 – Fluxograma do processo de verificação de elementos estruturais após verificação de não conformidade da resistência à compressão do concreto	59
Figura 3.12 – Início, fim e as interações da cadeia produtiva do concreto	62
Figura 4.1 – Diagrama tensão x deformação do concreto sob compressão simples	65
Figura 4.2 – Diagramas tensão x deformação específica para concretos de diferentes classes de resistência (Aguirre <i>et al.</i> , 2006)	66
Figura 4.3 – Diagrama tensão x deformação teórico em compressão simples	69
Figura 4.4 – Diagrama de dosagem apresentando a relação entre a resistência à compressão e os fatores que afetam os efeitos diferidos (Helene e Terzian, 1992)	71
Figura 5.1 – Incertezas no processo de avaliação da confiabilidade (Adaptado: Melchers, 1999).....	75
Figura 5.2 – Regiões de segurança e falha na combinação de solicitações e resistências (Adaptado: MacGregor, 1997)	75
Figura 5.3 – Função densidade de probabilidade dos esforços resistentes (R) e ações solicitantes (S) (Adaptado: Ang e Tang, 1984)	77
Figura 5.4 – Função de densidade de probabilidades f_M da margem de segurança (Adaptado: Ang e Tang, 1984).....	77
Figura 5.5 – Relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha.....	78
Figura 5.6 – Representação da definição da função de desempenho para um sistema de duas variáveis	82
Figura 5.7 – Representação gráfica do método FORM (Adaptado: Sagrilo, 1994).....	83
Figura 5.8 – Esquema de funcionamento do método de Monte Carlo	87
Figura 5.9 – Critérios de falha estabelecidos (Adaptado: Diniz e Frangopol, 1997).....	88
Figura 5.10 – Obtenção da função de desempenho (Adaptado: Nogueira, 2006)	89
Figura 6.1 – Ações e deslocamentos nodais de um elemento finito genérico (Adaptado: Araújo, 2014)	94
Figura 6.2 – Esquema genérico de esforços e deslocamentos em um elemento linear (Adaptado: Araújo, 2014)	95
Figura 6.3 – Deslocamentos de um elemento linear infinitesimal	96
Figura 6.4 – Diagrama tensão-deformação do concreto tracionado.....	98

Figura 6.5 – Diagrama tensão-deformação do aço em tração e compressão	98
Figura 6.6 – Geometria da seção, modelo de carregamento e discretização do eixo do pilar em elementos finitos	101
Figura 6.7 – Características dos pilares utilizados na validação do modelo	102
Figura 6.8 - Razão entre a carga obtida pelo modelo e os resultados experimentais dos pilares ensaiados por Claeson e Gylltoft (1998)	103
Figura 6.9 - Razão entre a carga obtida pelo modelo e os resultados experimentais dos pilares ensaiados por Goyal e Jackson (1971)	104
Figura 6.10 - Razão entre a carga obtida pelo modelo e os resultados experimentais dos pilares ensaiados por Melo (2009)	107
Figura 6.11 - Razão entre a carga obtida pelo modelo e os resultados experimentais dos pilares ensaiados por Kim e Lee (2000).....	108
Figura 6.12 - Razão entre a carga obtida pelo modelo e os resultados experimentais dos pilares ensaiados por Kim e Lee (2000).....	110
Figura 6.13 – Histograma da relação $p = P_{U,EXP}/P_{U,MOD}$ para os pilares analisados e aderência à curva Normal	111
Figura 6.14 – Razão entre carregamentos permanente e variável.....	120
Figura 6.15 – Histograma da estimativa de erro do modelo numérico utilizado para a análise dos pilares e aderência à curva Normal.....	123
Figura 6.16 – Modelo genérico de geometria e carregamento dos pilares analisados	127
Figura 6.17 – Fluxograma do procedimento de caracterização e dimensionamento adotado para os pilares utilizados na análise de confiabilidade.....	129
Figura 6.18 - Distribuição de frequência da carga permanente (a) e variável (b) Pilar P4311A	147
Figura 6.19 - Distribuição de frequência da carga permanente (a) e variável (b) Pilar P4311B	147
Figura 6.20 - Distribuição de frequência da carga permanente (a) e variável (b) Pilar P4311C	147
Figura 7.1 – Convergência estatística do valor esperado da carga de ruptura dos pilares da série P3311 ($V_{fc} = 0,10$).....	150
Figura 7.2 – Convergência estatística do desvio padrão da carga de ruptura dos pilares da série P3311 ($V_{fc} = 0,10$)	150

Figura 7.3 – Convergência estatística do valor esperado da carga de ruptura dos pilares da série P3311 ($V_{fc} = 0,15$).....	151
Figura 7.4 – Convergência estatística do desvio padrão da carga de ruptura dos pilares da série P3311 ($V_{fc} = 0,15$)	151
Figura 7.5 – Histograma da carga de ruptura dos pilares da série P3311 com a dosagem C22 e aderência à curva Normal.....	152
Figura 7.6 – Histograma da carga de ruptura dos pilares da série P4412 com a dosagem D11 e aderência à curva Normal.....	152
Figura 7.7 – Histograma da carga de ruptura dos pilares da série P5621 com a dosagem E41 e aderência à curva Normal.....	153
Figura 7.8 - Convergência estatística do índice de confiabilidade do pilar P3311A ($V_{fc} = 0,10$)	153
Figura 7.9 - Convergência estatística do índice de confiabilidade do pilar P3311A ($V_{fc} = 0,15$)	154
Figura 7.10 – Exemplo de coeficientes de sensibilidade em função da razão de carregamento k para os pilares da série P3312 ($f_{ck} = 30$ MPa; $\lambda = 26$, $e_1/h = 0,10$, $\rho = 2,0$ %)	155
Figura 7.11 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3311).....	156
Figura 7.12 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3312).....	156
Figura 7.13 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3313).....	156
Figura 7.14 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3321).....	157
Figura 7.15 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3322).....	157
Figura 7.16 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3323).....	157
Figura 7.17 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3411).....	158
Figura 7.18 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3412).....	158
Figura 7.19 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3413).....	158
Figura 7.20 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3421).....	159
Figura 7.21 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3422).....	159
Figura 7.22 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3423).....	159
Figura 7.23 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3611).....	160
Figura 7.24 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3612).....	160
Figura 7.25 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3613).....	160
Figura 7.26 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3621).....	161

Figura 7.27 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3622).....	161
Figura 7.28 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3623).....	161
Figura 7.29 – Índice de confiabilidade dos pilares de $f_{ck} = 30$ MPa ($\lambda = 52$) em função da razão de carregamento k	162
Figura 7.30 – Índice de confiabilidade dos pilares de $f_{ck} = 40$ MPa ($\lambda = 52$) em função da razão de carregamento k	163
Figura 7.31 – Índice de confiabilidade dos pilares de $f_{ck} = 50$ MPa ($\lambda = 52$) em função da razão de carregamento k	164
Figura 7.32 – Índice de confiabilidade em função da resistência característica à compressão (f_{ck}) e da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) com concreto de $V_{fc} = 0,10$	166
Figura 7.33 - Índice de confiabilidade em função da resistência característica à compressão (f_{ck}) e da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) com concreto de $V_{fc} = 0,15$	167
Figura 7.34 – Índice de confiabilidade dos pilares com $\rho = 0,80$ % em função do índice de esbeltez (λ) e da resistência característica à compressão (f_{ck}).....	168
Figura 7.35 – Índice de confiabilidade dos pilares com $\rho = 2,00$ % em função do índice de esbeltez (λ) e da resistência característica à compressão (f_{ck}).....	169
Figura 7.36 – Índice de confiabilidade dos pilares com $\rho = 4,00$ % em função do índice de esbeltez (λ) e da resistência característica à compressão (f_{ck}).....	170
Figura 7.37 – Índice de confiabilidade dos pilares de $\lambda = 26$ em função da resistência característica à compressão (f_{ck}) e da taxa geométrica de armadura (ρ)	171
Figura 7.38 – Índice de confiabilidade dos pilares de $\lambda = 35$ em função da resistência característica à compressão (f_{ck}) e da taxa geométrica de armadura (ρ)	172
Figura 7.39 – Índice de confiabilidade dos pilares de $\lambda = 52$ em função da resistência característica à compressão (f_{ck}) e da taxa geométrica de armadura (ρ)	173
Figura 7.40 – Índice de confiabilidade para o concreto $f_{ck} = 30$ MPa em função da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) e da taxa geométrica de armadura (ρ)	174
Figura 7.41 – Índice de confiabilidade para o concreto $f_{ck} = 40$ MPa em função da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) e da taxa geométrica de armadura (ρ)	175
Figura 7.42 – Índice de confiabilidade para o concreto $f_{ck} = 50$ MPa em função da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) e da taxa geométrica de armadura (ρ)	176

Figura 7.43 – Exemplo da influência do local de ensaio no índice de confiabilidade de pilares (Pilar P4412B)..... 177

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O concreto de Cimento Portland vem sendo, ao longo das últimas décadas, o material de construção mais utilizado no mundo, impulsionado, sobretudo, por sua elevada resistência, facilidade de adequação aos mais variados formatos e pelo custo relativamente reduzido quando comparado aos demais materiais construtivos (Mehta e Monteiro, 2008). A importância deste material e seu crescente desenvolvimento tecnológico leva o concreto a um patamar de grande importância na composição dos custos da construção civil e na economia mundial.

No Brasil, o consumo de concreto apresenta um crescimento bastante acelerado, especialmente a partir de meados da década de 1990, tornando o país um dos maiores consumidores de concreto do mundo. Na medida em que aumenta a utilização do material, crescem os casos de não conformidades do concreto produzido e utilizado nas construções do país em relação aos parâmetros estabelecidos em projeto.

As causas da não conformidade (NC) do concreto entregue nas obras, geralmente, envolvem o não atendimento ao termo de responsabilidade contratado; podendo ser este a resistência à compressão, o módulo de elasticidade, o consumo máximo de água ou mínimo de aglomerante, a resistência à tração, entre outros. Porém, na grande maioria das vezes, o objeto de reclamação recai sobre o não atendimento da resistência à compressão do concreto, ou seja, ao fato da resistência característica à compressão entregue e medida ($f_{ck,est}$) ser inferior ao valor contratado (f_{ck}).

O motivo da resistência à compressão ser a propriedade que apresenta o maior índice de resultados não conformes justifica-se pelo fato de que este é quase que na totalidade das construções, o único parâmetro mecânico estabelecido em projeto e controlado em obra. Este cenário ainda persiste, embora a NBR 12655 (ABNT, 2006) também indique a especificação

em projeto de requisitos correspondentes às propriedades especiais do material, durante a fase construtiva e vida útil da estrutura.

Diversos trabalhos vêm relatando problemas de não conformidade do concreto e a preocupação do setor da construção civil com o crescente aumento dos casos evidenciados. Dentre estes, podem ser citados Santiago e Beck (2011), Santiago (2011), Castro (2009), Borges (2009), Pereira (2008), Pilz (2006), Vieira Filho (2007), Silva Filho e Helene (2011), entre outros.

Notoriamente, se reconhece que o concreto, em decorrência das diversas etapas do processo de produção, apresenta propriedades de caráter aleatório cujo conhecimento se torna fundamental para uma correta análise das relações entre as propriedades esperadas (especificadas em projeto) e as verificadas nas estruturas executadas com este material. Esta aleatoriedade é levada em consideração nas mais diversas metodologias de cálculo de estruturas de concreto, nas quais os princípios de segurança das estruturas são utilizados. Este fato torna fundamental a realização de estudos específicos sobre metodologias estatísticas capazes de estabelecer parâmetros para a aceitação das estruturas executadas com o uso deste material.

As incertezas decorrentes do processo de produção e controle tecnológico do concreto tendem a influenciar de forma decisiva a tomada de decisões acerca da probabilidade de falha e, conseqüente confiabilidade das estruturas. Inferir sobre a influência da não conformidade, devido ao não atendimento à resistência do concreto especificada em projeto, no índice de confiabilidade de determinado elemento estrutural torna-se fundamental para a garantia de qualidade e desempenho das construções.

1.2 IMPORTÂNCIA DO TEMA

Requisito básico em qualquer projeto de concreto armado, a resistência à compressão é a propriedade mais utilizada como parâmetro de aceitação do material. No entanto, crescem de forma bastante acelerada as discussões pelo fato dos concretos fornecidos nas obras brasileiras não estarem atingindo a resistência à compressão especificada nos projetos estruturais.

Conforme Silva Filho e Helene (2012):

“A determinação da resistência à compressão do concreto é uma tarefa muito importante e complexa. Importante porque a adoção de um determinado valor de referência para a resistência à compressão durante o processo de projeto estrutural tem repercussões vitais na segurança e durabilidade das estruturas de concreto resultantes (...). E complexa porque envolve cuidados para uma adequada coleta de amostras e realização de ensaios de laboratório representativos.”

Como consequências da dificuldade inerente ao processo de determinação da resistência do concreto surgem, nos casos de não conformidade, inúmeros questionamentos em relação à confiabilidade dos resultados obtidos nos ensaios. A questão da não conformidade do concreto entregue abrange três aspectos distintos (ABECE, 2009):

- Natureza Comercial: consiste na definição das responsabilidades dos envolvidos no processo;
- Natureza Ética: refere-se às questões contratuais e de atendimento aos padrões normativos;
- Natureza Técnica: acena para a verificação e garantia da segurança da estrutura.

Em relação ao aspecto comercial, Faria (2009) argumenta que as suspeitas recaem diretamente sobre as concreteiras fornecedoras do produto. No entanto, diversos são os fatores que podem influenciar negativamente na qualidade de determinado lote de concreto. A cadeia produtiva do concreto envolve inúmeros atores e cada um destes possui sua parcela de responsabilidade na garantia da qualidade do concreto e, conseqüentemente das construções produzidas com este material (Figura 1.1). Muitas vezes resumida aos produtores e aos clientes, a importância dos demais não pode ser desprezada.

Na questão ética surgem as especulações sobre a idoneidade dos envolvidos no processo, no atendimento das questões contratuais oriundas da responsabilidade contratada e no cumprimento das diretrizes normativas.

A questão técnica é o ponto mais crítico no que diz respeito à qualidade do produto final. Neste quesito residem as questões relacionadas à segurança e à durabilidade da edificação.

Diante deste cenário de incertezas e contradições que envolvem a cadeia produtiva, surgem algumas questões cujo aprofundamento de análise faz-se necessário, visto que ainda são incógnitas no cenário da construção civil. São elas:

- Quais são os fatores decisivos na dispersão dos resultados de resistência à compressão? Onde estão as maiores fontes de erro?
- Qual a relação da resistência à compressão do concreto com o desempenho estrutural? (E_C , f_{ct} , fluência, fissuração, durabilidade,...)
- Qual a real dimensão do problema das não conformidades? Qual o tamanho do problema nas obras brasileiras?
- Qual a repercussão da variabilidade dos resultados dos ensaios na confiabilidade estrutural?
- Quais as consequências de se estar não conforme? Existe não conformidade estruturalmente aceitável? Qual o nível crítico de aceitação?

Estas são algumas das questões que ainda se encontram sem resposta, ou pelo menos com uma grande oportunidade de aprendizado e ampliação do conhecimento sobre o tema. Ao longo do presente trabalho busca-se realizar uma análise de cada uma destas questões, relacionando diferentes mecanismos ou fontes de possíveis problemas de forma conjunta. Não se espera, no entanto, estabelecer um tratado definitivo acerca desta temática e assim apresentar respostas decisivas para estas questões, mas sim contribuir de forma técnica para uma melhor compreensão na perspectiva da solução de problemas.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivos Gerais

Este trabalho tem como objetivo analisar os mecanismos e procedimentos de verificação das propriedades mecânicas do concreto, as situações que levam a não conformidade e a influência do concreto não conforme na confiabilidade de pilares de edifícios usuais de concreto armado.

1.3.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, busca-se: (1) Entender melhor o comportamento mecânico do concreto, as causas e consequências das não conformidades; (2) Comparar metodologias de avaliação das propriedades mecânicas do concreto e sua influência nos casos de não conformidade; (3) Identificar os principais mecanismos de dispersão das propriedades mecânicas do concreto; (4) Discutir as repercussões decorrentes da não conformidade do concreto entregue nas obras brasileiras; (5) Discutir sobre as responsabilidades inerentes a cada membro da cadeia produtiva do concreto; (6) Realizar, através de simulação computacional, o estudo de pilares de concreto armado e comparar com resultados obtidos em programas experimentais; (7) Verificar quais os fatores mais influentes na confiabilidade de pilares de concreto armado; (8) Analisar a influência do não atendimento da resistência à compressão do concreto no comportamento de pilares de concreto armado e o grau de comprometimento das não conformidades na segurança estrutural.

1.4 LIMITAÇÕES

Algumas limitações se fizeram necessárias para a viabilização desta pesquisa dentro das condições disponíveis; podendo ser destacadas:

- A avaliação do efeito das não conformidades foi realizada apenas para pilares do tipo moderadamente esbeltos;
- Foram analisados três níveis de resistência à compressão do concreto;
- Não foi contemplada no estudo a questão dos concretos de alta resistência, referenciados a partir da versão 2014 da NBR 6118;

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta tese está estruturada em oito capítulos. No primeiro capítulo apresenta-se o tema da pesquisa, sua importância e as justificativas que levaram à escolha. Também são expostos os objetivos e as limitações do trabalho.

O segundo capítulo contempla uma revisão bibliográfica sobre o controle tecnológico do concreto desde o processo produtivo, passando pelos mecanismos de aceitação e finalizando com as avaliações no caso de estruturas acabadas.

O terceiro capítulo apresenta uma análise do problema dos concretos não conformes, descrevendo os principais mecanismos que levam ao não atendimento dos parâmetros estabelecidos em projeto, bem como as repercussões de cada um no resultado final. São discutidos tópicos referentes à avaliação da segurança estrutural nestes casos, bem como questões relativas à responsabilidade dos envolvidos na cadeia produtiva do concreto.

No quarto capítulo é discutida a influência das propriedades mecânicas, sobretudo a resistência à compressão, do concreto no desempenho estrutural de pilares de concreto armado.

No quinto capítulo faz-se uma revisão bibliográfica dos conceitos de confiabilidade estrutural, bem como a aplicação destes conceitos na análise do nível de segurança de pilares de concreto armado.

No sexto capítulo é apresentado o modelo computacional utilizado na determinação da carga de ruptura dos pilares analisados durante o trabalho, bem como a validação do mesmo através da comparação com resultados experimentais de diferentes pesquisadores. Também são definidas as variáveis aleatórias envolvidas, bem como caracterizados os pilares adotados como modelo.

O sétimo capítulo apresenta os principais resultados oriundos da avaliação da confiabilidade realizada, assim como uma breve discussão dos dados expostos.

O oitavo capítulo apresenta as principais conclusões obtidas ao final do trabalho, bem como as perspectivas e indicações para trabalhos futuros.

2 CONTROLE TECNOLÓGICO DO CONCRETO

2.1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de estruturas de concreto armado é um processo que envolve diversas propriedades de difícil mensuração. As ações impostas à estrutura, bem como suas características geométricas e de materiais, são todos parâmetros aleatórios.

Dentro da diversidade de fatores presentes no dimensionamento, expressos esquematicamente através da Figura 2.1, está o controle tecnológico do concreto utilizado. No controle tecnológico existem diversos fatores de dispersão, presentes desde a escolha dos materiais, passando pela mão de obra e processo de produção e chegando aos ensaios de aceitação e tratamento dos dados. Estas fontes de variabilidade serão analisadas detalhadamente ao longo do Capítulo 3.

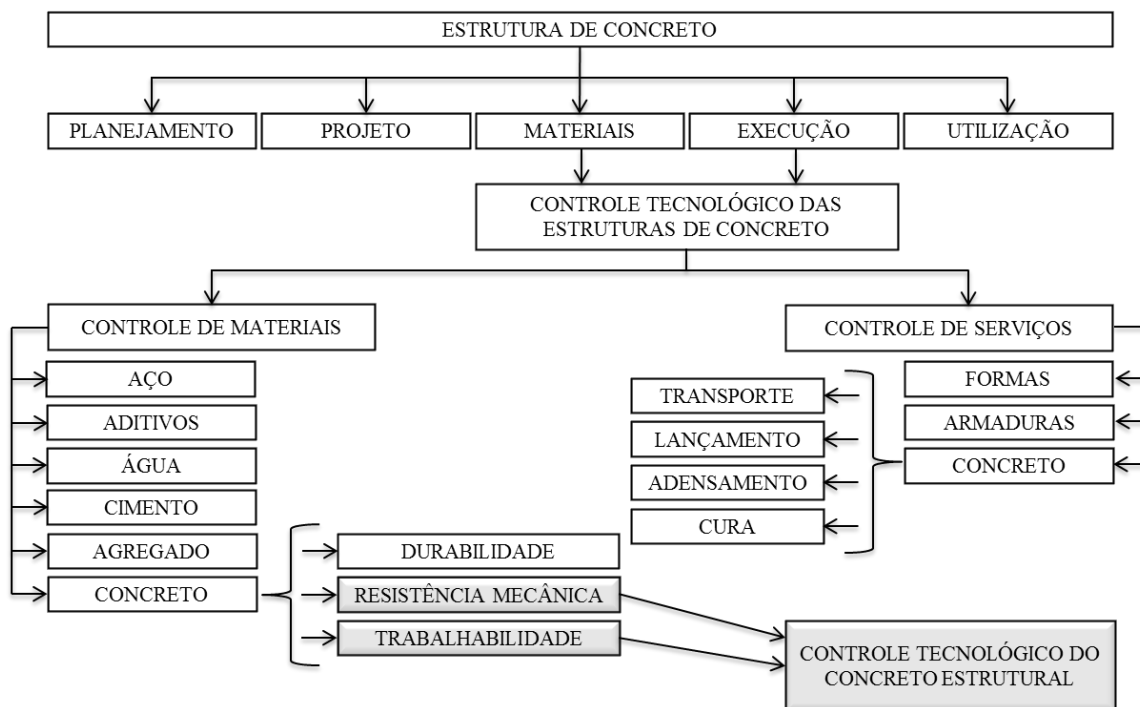


Figura 2.1 – O controle tecnológico do concreto dentro da sistemática de execução de uma estrutura de concreto armado (Adaptado: Helene e Terzian, 1992)

O controle tecnológico do concreto tem se limitado, basicamente, ao controle do atendimento da resistência à compressão do material entregue; sendo esta a propriedade mais valorizada pelos projetistas no momento de decidir sobre a metodologia de verificação da qualidade de uma estrutura. Sendo assim, este parâmetro está intimamente relacionado com a segurança estrutural e medir de forma confiável a resistência à compressão apresenta-se como uma tarefa fundamental na estimativa da confiabilidade de estruturas de concreto.

A determinação da resistência à compressão do concreto é realizada de distintas formas, dependendo da região onde o material é produzido. As diferenças mais notáveis entre metodologias e textos normativos sobre o tema são o formato e as dimensões dos elementos de concreto utilizados como testemunho, bem como o tratamento estatístico aplicado aos resultados obtidos.

A metodologia brasileira, prescrita no texto da NBR 5738 (ABNT, 2008) e da NBR 5739 (ABNT, 2007), preconiza a utilização de corpos de prova (CP's) cilíndricos de relação altura por diâmetro igual a dois. São previstos corpos de prova com diâmetros de 100, 150, 200, 250, 300 e 450 mm; embora apenas os dois primeiros sejam encontrados nas obras correntes brasileiras. Os testemunhos de 150 x 300 mm foram muito utilizados no Brasil até a década de 1990, sendo gradativamente substituídos nos laboratórios de controle e obras pelos CP's de 100 x 200 mm. Esta mudança pode ser considerada benéfica por, ao menos, três aspectos principais: a) redução substancial do esforço necessário para o transporte e manipulação dos testemunhos pelos tecnólogos do concreto, devido à redução do peso e volume; b) redução de cerca de 70 % do consumo de concreto para a confecção das amostras e conseqüente diminuição de resíduos e c) possibilidade de utilização de concretos de maior resistência sem a necessidade de dispor-se de prensas de maior capacidade de carga.

Desta forma, os corpos de prova de 150 x 300 mm têm sido destinados apenas a concretos produzidos com brita 2 – dimensão máxima característica (D_m) igual ou superior a 25 mm, conforme classificação da NBR 7211 (ABNT, 2005). O tamanho do testemunho caracteriza-se como um fator importante na variabilidade do resultado de resistência à compressão, conforme será discutido no Capítulo 3.

A metodologia norte-americana, estabelecida através do texto do ACI 318 (2011), também especifica a utilização de corpos de prova cilíndricos com dimensões iguais as dos testemunhos brasileiros. O modelo europeu, apresentado pela norma EN 206-1 (2007),

permite o uso de CP's cilíndricos de 150 mm de diâmetro ou de testemunhos cúbicos com arestas de 150 mm.

2.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO E A SEGURANÇA ESTRUTURAL

A natural dispersão presente nos resultados de controle de resistência à compressão do concreto torna necessária uma análise criteriosa de parâmetros de qualificação mais precisos do material considerado. Vieira Filho (2007) relata que, a consideração da resistência do concreto como uma variável aleatória e a introdução dos conceitos de probabilidade e estatística só passou a ser considerada através das metodologias normatizadas ao redor do mundo após a publicação das recomendações do *American Concrete Institute*, no ano de 1957.

A NB-1 de 1960 foi o primeiro documento brasileiro a apresentar tais considerações, deixando implícita a definição de uma resistência básica de controle da qualidade do concreto referente ao quinto percentil de uma distribuição Normal de probabilidades. Antes de 1960, os projetos estruturais baseavam-se em metodologias determinísticas, nas quais as propriedades dos materiais eram representadas por valores previamente fixados, desconsiderando-se as variabilidades destes parâmetros.

Até a versão de 1960 da NB-1, pressupunha-se que os lotes de concreto estavam conformes à medida que a média aritmética dos resultados dos ensaios fosse superior à resistência especificada. Esta era uma metodologia capaz de atestar lotes de concreto com grandes variações nos resultados dos exemplares. Ou seja, alguns ensaios com valores muito superiores ao especificado tenderiam a compensar valores muito abaixo do disposto em projeto e, portanto, reduzir a margem de segurança das estruturas. A especificação com relação à resistência média pressupunha que, em torno de 50 % dos resultados apresentavam-se com valores abaixo do especificado.

A maior evolução na introdução de conceitos de segurança nas estruturas de concreto no Brasil ocorreu a partir da publicação da revisão da NB-1, já como NBR 6118, no ano de 1978. Esta norma, baseada em estudos realizados pelo *Comité Euro-Internacional du Béton*, considerava de forma separada a resistência do concreto e as ações sobre a estrutura como variáveis de caráter aleatório. Uma probabilidade de falha é estabelecida em 5 % na

resistência característica dos materiais e a ação sobre a estrutura é estabelecida por um valor tal que, 95 % das ações sejam inferiores.

Também a partir da publicação da norma de 1978 introduz-se no país o conceito semiprobabilístico de cálculo estrutural adotado até hoje pela grande maioria das normas técnicas mundiais. Neste conceito, reconhecem-se as solicitações e as resistências dos materiais como variáveis aleatórias e o modelo de dimensionamento determinístico com uma probabilidade preestabelecida de ocorrência. Segundo Zagottis *apud* Vieira Filho (2007), a utilização de um método probabilístico clássico (completo) tornaria o cálculo demasiadamente oneroso, uma vez que, consideraria todas as variáveis envolvidas no processo como aleatórias, com distribuição de probabilidades próprias.

No caso do dimensionamento de estruturas de concreto, o controle da resistência característica dos materiais recai sobre a resistência à compressão do concreto utilizado (f_c). Embora a resistência à compressão não seja o único parâmetro necessário para a verificação da capacidade resistente de uma estrutura de concreto, esta acaba por ser o valor efetivamente verificado, a partir do qual, são inferidos os demais resultados.

A resistência à compressão do concreto caracteriza-se com o principal mecanismo de mensuração da qualidade e da capacidade resistente de determinado lote do material. Parâmetros correlacionados à resistência à compressão, tais como a resistência à tração e o módulo de deformação longitudinal acabam, na maioria dos casos, por serem determinados a partir de modelos matemáticos baseados nos valores de f_c obtidos experimentalmente.

Esta dependência da resistência à compressão na avaliação dos demais parâmetros do concreto e, conseqüentemente, no dimensionamento estrutural exige um rigoroso controle durante o processo de controle tecnológico desta propriedade.

2.2.1 O conceito de resistência característica

Como consequência da variabilidade das propriedades mecânicas do concreto, os métodos de introdução de segurança no projeto estrutural são fundamentados em conceitos de teoria de probabilidades, descontinuando o uso de metodologias puramente determinísticas.

Todos os processos e etapas constituintes de uma obra apresentam incertezas na avaliação. O aço utilizado em determinada peça não possui exatamente a resistência

característica, seu posicionamento não é 100 % disposto nas posições indicadas nos projetos; as formas sofrem deformações, provocando excentricidades não previstas e o concreto *in loco* não possui a resistência uniforme esperada. Também são ocasionais as condições ambientais do local, tais como: temperatura, nível de insolação e umidade. Além disso, variam as influências da mão de obra, tipo e condições dos equipamentos no resultado final dos processos construtivos.

Devido à sua grande importância no contexto da construção civil, inferir sobre a resistência à compressão do concreto em uma estrutura e, portanto, estimar sua capacidade estrutural apresenta-se como uma tarefa de grande responsabilidade. Helene (2011) define esta inferência como uma atividade muito complexa, uma vez que, envolve questões como segurança e durabilidade das estruturas que dependem, além de outros fatores, da resistência à compressão do concreto.

Quando determinado traço de concreto é desenvolvido e dosado, são estabelecidos alguns parâmetros que tem por objetivo fazer com que o material apresente características desejadas, podendo ser estas características mecânicas ou não. Fato é que, as porções do concreto produzido não terão exatamente as mesmas características. No caso da resistência à compressão, em uma série de amostras de uma mesma amassada de concreto, dificilmente serão determinadas resistências à compressão com o mesmo valor. Isto ocorre porque, dentre outros fatores, a resistência à compressão do concreto depende dos materiais utilizados, do processo de dosagem, transporte, lançamento, adensamento, cura, condições de carregamento, além das variáveis de ensaio, tais como moldagem, capeamento, formato do testemunho, entre outros.

Neste sentido, a resistência à compressão do concreto é, assim como outras propriedades deste material, uma variável de caráter aleatório devendo, portanto, ser analisada como tal. Tomando como exemplo, se todo concreto produzido em uma betoneira fosse transformado em n testemunhos do material e realizado o rompimento dos mesmos à compressão, obter-se-ia um conjunto de n resultados de resistência f_n . Os valores de resistência f_n obtidos teriam uma probabilidade de ocorrência determinada pela sua distribuição de frequências que, por consenso da maioria das metodologias e normas brasileiras e internacionais, pode ser considerada como uma distribuição Normal, ou seja, como uma distribuição que obedece a Curva Normal de Gauss.

Considerando-se uma aproximação da distribuição dos resultados de resistência à compressão através do modelo Normal, pode-se, com base nos resultados f_n obtidos a partir de n ensaios, determinar o valor médio de resistência à compressão da amostra (f_{cm}), seu desvio-padrão (S_{fc}) e coeficiente de variação (V_{fc}) através das equações (2.1), (2.2) e (2.3), respectivamente.

$$f_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}, (\text{MPa}) \quad (2.1)$$

$$S_{fc} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (f_{ci} - f_{cm})^2}, (\text{MPa}) \quad (2.2)$$

$$V_{fc} = \frac{S_{fc}}{f_{cm}} \cdot 100, (\%) \quad (2.3)$$

Onde:

f_{ci} é valor de resistência à compressão individual de cada um dos n exemplares da amostra.

O conceito de resistência característica à compressão (f_{ck}) surge da necessidade de se obter um valor potencial e único de um determinado lote de concreto, no intuito de comparar esse valor com aquele especificado no dimensionamento estrutural. Conforme definição da norma brasileira NBR 12655 (ABNT, 2006), a *resistência característica à compressão do concreto* - f_{ck} corresponde ao valor de resistência à compressão acima do qual se espera ter 95 % de todos os resultados possíveis de ensaio de uma dada amostra. Neste sentido, de uma amostra composta por n exemplares, um número de rompimentos igual a $0,05.n$ com resistência inferior à resistência acordada estaria, do ponto de vista da conformidade do concreto e não necessariamente de questões comerciais ou de segurança estrutural, dentro das regras estabelecidas. A Figura 2.2 apresenta a Curva Normal teórica representativa de uma amostra de concreto e mostra a probabilidade de ocorrência de cada valor f_i determinada pela sua distribuição de frequências relativas.

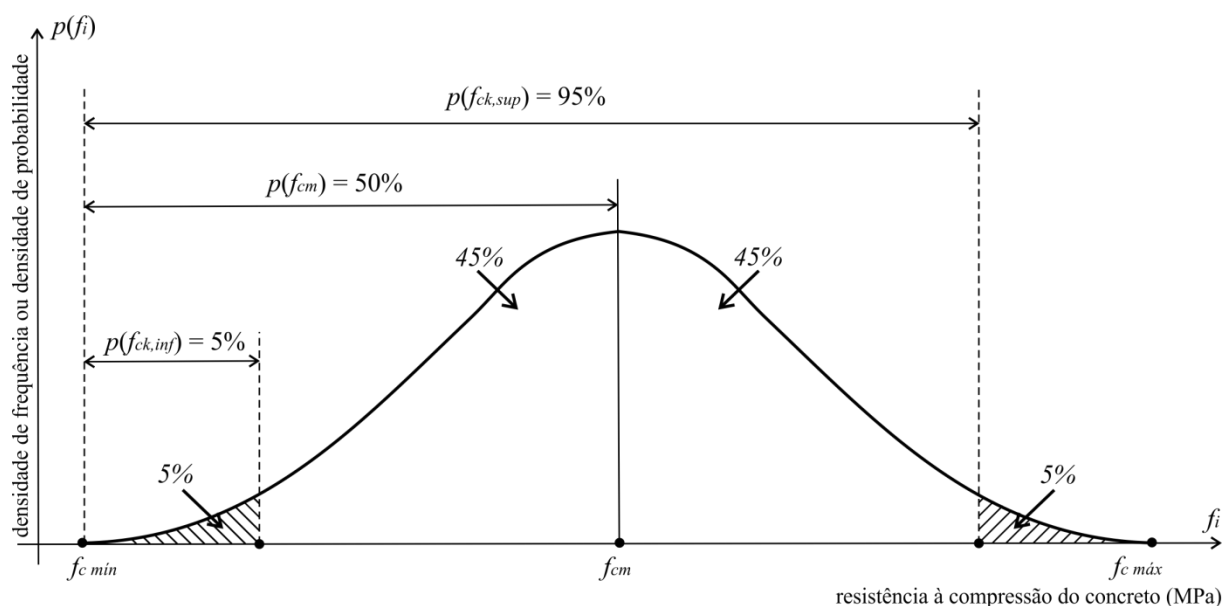


Figura 2.2 – Distribuição de densidade de frequência relativa $p(f_i)$ das resistências à compressão f_i utilizando o modelo teórico Normal (Adaptado: Fusco, 2008)

A resistência média à compressão do concreto não é suficiente para representar de forma eficiente a qualidade de determinado lote do material. Para tal análise faz-se necessário o uso de parâmetros de dispersão dos resultados, através do desvio padrão (S_{fc}) ou do coeficiente de variação (V_{fc}). A adoção do conceito de resistência característica permite o uso de apenas um valor para representar a média e a dispersão dos resultados de ensaio para fins de controle tecnológico. A equação (2.4) apresenta a relação entre a resistência média à compressão e a dispersão dos resultados considerando-se uma probabilidade de que 5 % dos valores não sejam alcançados.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \cdot S_{fc} \quad (2.4)$$

Embora ocorram divergências na definição dos valores característicos, as normas técnicas internacionais também estabelecem este conceito nas metodologias de dimensionamento estrutural, sendo a consideração estendida aos demais esforços resistentes e solicitantes envolvidos no processo.

2.2.2 Relação entre as resistências à compressão potencial e efetiva do concreto

Determinar a resistência à compressão do concreto que compõe uma determinada estrutura e a partir deste valor inferir sobre a capacidade resistente da peça apresenta-se como uma tarefa bastante complexa. Alheia às metodologias de cálculo, destaca-se a dificuldade de

se determinar de forma precisa a resistência à compressão e demais propriedades mecânicas do material.

Como forma de determinar, ou pelo menos, mensurar de modo aproximado, a resistência à compressão do concreto aplicado em determinada estrutura, utiliza-se a moldagem de testemunhos do material utilizado. Estes testemunhos ou corpos de prova padrões de concreto fornecem um valor de resistência potencial do material, sendo naturalmente diferente do real valor da resistência encontrada no interior do elemento concretado. Estabelece-se assim a necessidade de se determinar satisfatoriamente a diferença entre a resistência obtida com os testemunhos de concreto (potencial) e a resistência existente na estrutura de concreto (efetiva).

Inúmeros são os fatores que fazem com que as resistências potencial e efetiva apresentem valores distintos. Na realidade, desde que o concreto é separado entre os testemunhos (corpos de prova) e a estrutura, ele recebe tratamento diferenciado, resultando em diferenças significativas entre os dois casos. Em geral, testemunhos extraídos diretamente da estrutura são utilizados para determinar a resistência real do concreto e assim compará-la ao resultado potencial oriundo de corpos de prova padrão. Cremonini e Helene (1994) apresentam um estudo detalhado da relação entre as resistências potencial e a resistência efetiva do concreto, tomando como efetiva a resistência estabelecida através de testemunhos extraídos. Vieira Filho (2007) apresenta uma completa análise dos efeitos do broqueamento na resistência à compressão obtida através de extração de corpos de prova.

A Figura 2.3 apresenta a resistência à compressão do concreto sob três diferentes aspectos. A partir da mistura do material, surgem duas vias distintas: a parcela de concreto retirada como amostra para a confecção de corpos de prova do material e o restante da betonada responsável pelo preenchimento das formas e confecção dos elementos estruturais em obra. Os corpos de prova são moldados, curados e acondicionados nas condições ideais, enquanto que o concreto utilizado na estrutura, embora todos os cuidados e recomendações das normas de execução (tais como a NBR 7212, 2012) são expostos às condições ambientais e de execução, difíceis de serem padronizadas. Desta forma, a resistência potencial (f_c) e a resistência efetiva ($f_{c,ef}$) não são obrigatoriamente iguais; bem como a resistência obtida pela extração de testemunhos ($f_{c,ext}$), que também tende a apresentar resultados distintos dos anteriores.

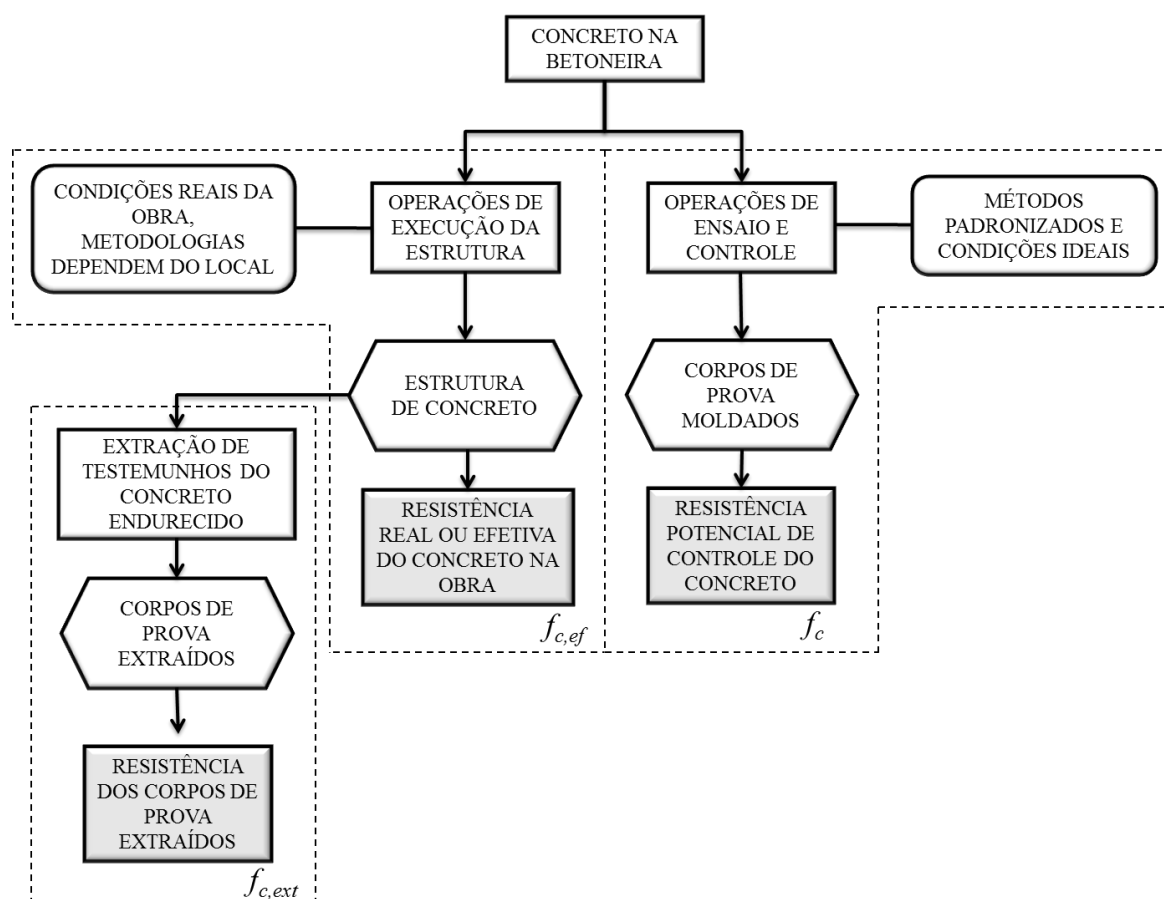


Figura 2.3 – Determinação da resistência à compressão do concreto sob distintos aspectos de controle (Adaptado: Fusco, 2008; Helene e Terzian, 1992)

Conforme Pacheco e Helene (2013^a) as operações de ensaio estão estabelecidas para obter a máxima resistência potencial do concreto. Sendo assim a eficiência destas operações é decisiva para obtenção de um valor confiável e que possa ser tomado como estimativa de valor característico de certo lote.

A aceitação de um determinado lote de concreto analisado se dá mediante a satisfação da inequação (2.5), sendo o método de estimativa do valor potencial do concreto alterado, dependendo da região do mundo onde o concreto é produzido.

$$f_{ck,est} \geq f_{ck} \quad (2.5)$$

No dimensionamento de estruturas de concreto a resistência à compressão efetiva considerada é minorada a partir do valor de resistência estimada durante o controle tecnológico (potencial). Trata-se (Helene, 2011) de um recurso matemático utilizado pelo

projetista estrutural devido à impossibilidade de se conhecer a resistência efetiva do concreto *in loco* após a execução do elemento dimensionado. Neste caso, o conceito de resistência de cálculo do concreto (f_{cd}) é definido, sendo adotada a equação (2.6) na minoração da resistência potencial medida.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.6)$$

Onde γ_c é um coeficiente de ponderação da resistência do concreto no estado limite último (ELU).

Helene (2011) considera no Brasil este coeficiente através da equação (2.7):

$$\gamma_c = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} \cdot \gamma_{c3} \quad (2.7)$$

Onde:

- $\gamma_{c1} = 1,21$ leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência;

- $\gamma_{c2} = 1,03$ considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos de prova padronizados;

- $\gamma_{c3} = 1,12$ considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos, seja em virtude do método do cálculo empregado.

Percebe-se assim que, muitas das variabilidades inerentes à resistência à compressão do concreto são previamente consideradas na fase de projeto. Isto possibilita uma maior garantia da manutenção de níveis adequados de segurança.

2.3 ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO ATRAVÉS DE DIFERENTES METODOLOGIAS

Existem distintos métodos utilizados para definir pela aceitação de determinado conjunto de betonadas de concreto. Em geral, as normas técnicas do processo de aceitação do

concreto diferem em questões como tamanho e critérios de formação de lotes, amostragem e tratamento dos resultados.

Diversos modelos matemáticos são propostos para, a partir de um número finito de amostras obtidas, estimar o valor da resistência característica à compressão do concreto de determinado lote. Helene e Terzian (1992) alertam que, por mais preciso que seja o estimador, sempre haverá a possibilidade de se aceitar um concreto ruim ou rejeitar um lote satisfatório, sendo a eficiência do estimador a sua capacidade de discriminar entre concretos de boa ou má qualidade. Os processos mais rigorosos costumam exigir maior periodicidade de amostragem.

No caso do tratamento dos dados obtidos e consequente estimativa de resistência, diferentes metodologias podem levar a classificações bastante distintas. Nesta seção são discutidos os principais mecanismos de aceitação do concreto segundo as principais normas de qualidade utilizadas nos principais polos produtores.

2.3.1 Aceitação do concreto conforme a metodologia brasileira (NBR 12655)

A norma brasileira NBR 12655 (ABNT, 2006), Concreto de Cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento, especifica os ensaios para controle de produção e aceitação do concreto. Basicamente, o controle de qualidade do concreto adotado pela metodologia brasileira divide a análise do material no estado fresco e no estado endurecido.

No estado fresco a aceitação ocorre mediante atendimento do valor de consistência especificado, sendo amplamente difundido o uso do abatimento do tronco de cone (*slump test*), método prescrito pela NBR NM 67 (ABNT, 1998). Conforme este documento, a verificação do abatimento do concreto antes do lançamento deve ser realizada nas seguintes situações: a) primeira amassada do dia; b) ao se reiniciar o preparo após uma interrupção da jornada de concretagem igual ou superior a duas horas; c) na troca dos operadores e; d) toda vez que forem retirados testemunhos para análise da resistência.

No caso da análise do concreto no estado endurecido, procede-se o ensaio de resistência à compressão, conforme especificação da norma NBR 5739 (ABNT, 2007). O procedimento de controle deve ser realizado com base na formação de lotes apresentada na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Formação de lotes de concreto segundo a NBR 12655 (ABNT, 2006)

Limites superiores	Compressão ou compressão e flexão
Volume de concreto	50 m ³
Número de andares	1
Tempo de concretagem	Três dias de concretagem ¹⁾

¹⁾ Este período deve estar compreendido no prazo total máximo de sete dias, que inclui eventuais interrupções para tratamento de juntas.

A NBR 12655 (ABNT, 2006) indica que as amostras devem ser formadas por n exemplares, conforme o método de amostragem a ser utilizado, servindo assim de índice para a representação do lote de concreto em análise.

Define-se a resistência de um exemplar como o maior dos resultados obtidos a partir do rompimento de dois corpos de prova moldados do mesmo concreto e rompidos na mesma idade. Deve-se ressaltar que estas amostras devem ser colhidas do concreto da mesma amassada, moldados pelo mesmo operador, receber o mesmo tratamento e serem rompidos no mesmo ato.

Para o tratamento estatístico do concreto a norma brasileira NBR 12655 (ABNT, 2006) indica os controles por amostragem parcial e por amostragem total. Para cada um destes é prevista uma forma de cálculo do valor estimado da resistência característica dos lotes. Para a aceitação dos lotes, a resistência característica estimada através dos resultados dos ensaios deve ser sempre igual ou superior à resistência característica de projeto. Na sequência são apresentadas as duas metodologias de controle de qualidade do concreto segundo a metodologia brasileira.

a) Controle estatístico do concreto por amostragem parcial

É o tipo de controle em que apenas algumas betonadas de concreto têm testemunhos moldados. Para concretos do grupo I, conforme classificação da norma NBR 7212 (ABNT, 2012), o mínimo é de seis exemplares e para concretos do grupo II (superiores ao C50) o mínimo são doze exemplares.

Duas formas são utilizadas para o cálculo da resistência característica estimada ($f_{ck,est}$), dependendo do número de exemplares disponíveis. Quando o número de exemplares que

compõe a amostra (n) é igual ou superior a vinte, o estimador de resistência à compressão é definido através da equação (2.8).

No entanto, essa quantidade de concreto é bastante elevada e não condiz com as necessidades de controle de muitas obras de edificações correntes, nas quais pode ser necessário e conveniente julgar a conformidade do concreto dos pilares de um andar, por exemplo, o que representaria um volume total de cerca de 20 m³. Nas circunstâncias em que o número de exemplares é baixo o estimador baseado no desvio padrão tende a não apresentar um nível de precisão confiável. Por essa razão, quando o número de exemplares considerados é menor que 20, a NBR 12655 (ABNT, 2006) utiliza-se de outros estimadores mais práticos (equação (2.9)), derivados de operações aritméticas que podem ser aplicadas a um conjunto reduzido de resultados (Silva Filho e Helene, 2011).

$$\text{Se } n \geq 20: \quad f_{ck,est} = f_{cm} - 1,65 \cdot s \quad (2.8)$$

$$\text{Se } 6 \leq n < 20: \quad f_{ck,est} = 2 \cdot \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_n}{m-1} - f_m \quad (2.9)$$

Onde:

- $m = n/2$;
- f_1, f_2, \dots, f_m são os valores de resistência dos exemplares organizados em ordem crescente, expressos em MPa;
- f_{cm} é a resistência média do lote, expressa em MPa;
- s é o desvio padrão da amostra, expresso em MPa.

Nesta situação, o valor de $f_{ck,est}$ não deve ser inferior a $\Psi_6 \cdot f_1$, adotando-se para Ψ_6 os valores apresentados na Tabela 2.2, em função da condição de preparo do concreto e do número de exemplares da amostra.

Tabela 2.2 - Valores de Ψ_6 segundo a NBR 12655 (ABNT, 2006)

Condição de preparo	Número de exemplares										
	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14	≥ 16
A	0,82	0,86	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,99	1,00	1,02
B ou C	0,75	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,00	1,02

Observação: Os valores de n entre 2 e 5 são empregados para os casos excepcionais.

Onde, de acordo com a NBR 12655 (ABNT, 2006):

- Condição A (aplicável às classes C10 até C80): o cimento e os agregados são medidos em massa, a água de amassamento é medida em massa ou volume com dispositivo dosador e corrigida em função da umidade dos agregados;

- Condição B: aplicável às classes C10 até C25: o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em massa combinada com volume; aplicável às classes C10 até C20: o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em volume. A umidade do agregado miúdo é determinada pelo menos três vezes durante o serviço do mesmo turno de concretagem. O volume de agregado miúdo é corrigido através da curva de inchamento estabelecida especificamente para o material utilizado;

- Condição C (aplicável apenas aos concretos de classe C10 e C15): o cimento é medido em massa, os agregados são medidos em volume, a água de amassamento é medida em volume e a sua quantidade é corrigida em função da estimativa da umidade dos agregados e da determinação da consistência do concreto, conforme disposto na NBR NM 67 (ABNT, 1998) ou outro método normalizado.

b) Controle estatístico do concreto por amostragem total

No caso de utilização deste controle são retiradas amostras e realizado o ensaio de exemplares de todas as amassadas de concreto, ou seja, 100 % das amassadas são analisadas, permitindo a constatação da resistência potencial de todos os lotes do concreto produzido. Este é o controle mais completo do concreto, sendo (Pacheco e Helene, 2012^b), provavelmente, um dos mais caros e seguros do planeta.

São propostas duas expressões para o controle da resistência do concreto por amostragem total. Quando o número de exemplares é igual ou inferior a vinte define-se a resistência estimada como o menor dentre os valores obtidos. No caso de amostragens com número de elementos superiores a vinte a resistência estimada é definida como o valor correspondente ao quinto percentil. A Tabela 2.3 apresenta de forma resumida as duas situações apontadas.

Tabela 2.3 - Estimativa de resistência à compressão pela metodologia de amostragem total da NBR 12655 (ABNT, 2006)

Número de exemplares (n)	$n \leq 20$	$n > 20$
Resistência à compressão estimada ($f_{ck,est}$)	$f_{ck,est} = f_1$	$f_{ck,est} = f_i$

Onde:

- f_1 é o menor valor de resistência dos exemplares rompidos, expressa em MPa.

- $i = 0,05.n$. Quando o valor de i for fracionário, adota-se o número inteiro imediatamente superior.

2.3.2 Aceitação do concreto conforme a metodologia europeia (EN 206-1)

A norma EN 206-1 (2007) – Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade – é o documento europeu que rege as premissas necessárias para o controle de qualidade do concreto.

Em relação ao documento brasileiro, a EN 206-1 difere em alguns pontos. Por exemplo, a norma europeia estabelece como resultado de uma amassada o valor obtido a partir de um único corpo de prova ou, no caso de dois ou mais testemunhos, define o resultado como o valor médio entre estes.

Na metodologia europeia, faz-se distinção do controle tecnológico durante o início da produção daquele que deve ser efetuado durante a produção contínua. Considera-se atingido o estágio de produção contínua quando são obtidos pelo menos trinta e cinco resultados de ensaio em um período não superior a doze meses. Esta distinção no tratamento inicial tem como principal objetivo estabelecer um controle rigoroso nas primeiras produções, permitindo realizar correções necessárias no início do processo.

A aceitação do concreto segundo esta norma é realizada através do atendimento simultâneo de dois critérios, conforme apresentado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Critérios de conformidade para a resistência segundo a EN 206-1 (2007)

Produção	Número “n” de resultados de ensaios da resistência à compressão no grupo	Critério 1	Critério 2
		Média dos “n” resultados (f_{cm}) MPa	Qualquer resultado individual de ensaio (f_{ci}) MPa
Inicial	3	$\geq f_{ck} + 4$	$\geq f_{ck} - 4$
Contínua	≥ 15	$\geq f_{ck} + 1,48.s$	$\geq f_{ck} - 4$

Onde s é o desvio padrão dos resultados.

A formação dos lotes, também, difere do modelo adotado pela metodologia brasileira. Quando a produção é contínua a retirada de amostras deve ser realizada a cada 400 m³ cúbicos, passados os 50 m³ iniciais; sendo observado o mínimo de um exemplar por semana, para concretos com certificação de controle de produção. Quando o processo de produção do concreto não possuir certificação, a amostragem deve se dar a cada 150 m³.

2.3.3 Aceitação do concreto conforme a metodologia norte-americana (ACI-318)

O modelo de controle tecnológico do concreto proposto pelo *American Concrete Institute* (ACI) segue os procedimentos apresentados no capítulo 5 do texto da norma ACI-318 *Building Code Requirements for Structural Concrete* (2011).

Assim como no Brasil, a norma norte-americana considera que os projetos de construção requerem amostragem de rotina através de testemunhos cilíndricos moldados. A norma ACI 214 *Evaluation Strength Test Results of Concrete* (2002) apresenta-se como o documento complementar na avaliação da qualidade do concreto produzido, permitindo a correta análise dos dados amostrais obtidos.

Os critérios de amostragem definidos pelo ACI apresentam-se bem menos rigorosos, quando comparados aos parâmetros brasileiros. Conforme esta norma a amostragem mínima deve ser de (Pacheco e Helene, 2012^b):

- um exemplar por dia de concretagem;

- um exemplar para cada 115 m³ de concreto produzido;
- um exemplar para cada 465 m² de área construída.

Sempre que possível, indica-se que a amostra seja composta por pelo menos dois exemplares.

O conceito de amostragem também difere do apresentado pelo modelo da ABNT. Considera-se o valor de um exemplar a média dos resultados obtidos a partir do rompimento de dois corpos de prova cilíndricos de dimensões 15 x 30 cm ou a média dos resultados obtidos de três corpos de prova cilíndricos de 10 x 20 cm.

A resistência característica à compressão (f_{ck}), definida pela ABNT, difere da definição norte-americana (f'_c) pelo fato de considerar um percentual de falha correspondente a 10 % ao invés de 5 % adotados pela norma brasileira.

A aceitação do concreto exige o atendimento dos seguintes critérios:

- a média móvel de quaisquer três resultados consecutivos do controle tecnológico deve igual ou superior à resistência característica definida em projeto (f'_c), descrito (Azevedo e Diniz, 2008) com um nível de significância de 1 %, através da equação (2.10);
- quando $f'_c \leq 35$ MPa, nenhum resultado individual deve ser inferior em 3,5 MPa do valor da resistência característica à compressão (equação (2.11));
- quando $f'_c > 35$ MPa, nenhum resultado individual pode ser inferior a 90 % do valor da resistência característica à compressão (equação (2.12)).

$$f'_{c,est} = f_{cm} - 1,34.s \quad (2.10)$$

$$f'_{c,est} = f_{cm} - 2,33.s + 3,5 \quad (2.11)$$

$$f'_{c,est} = (f_{cm} - 2,33.s)/0,90 \quad (2.12)$$

Onde:

- $f'_{c,est}$ é a resistência característica estimada calculada pelo ACI 318, em MPa;

- f_{cm} é a resistência média do lote, em MPa;

- s é o desvio padrão da amostra, em MPa.

Desta forma, percebe-se que, para concretos com resistência característica à compressão igual ou inferior a 35 MPa, a aceitação ocorre mediante o atendimento simultâneo das equações (2.10) e (2.11) ao passo que para concretos com $f'_c > 35$ MPa a aceitação se dá pelo atendimento simultâneo das equações (2.10) e (2.12).

2.3.4 Resumo comparativo dos critérios de aceitação do concreto estrutural

Conforme apresentado, percebe-se que as metodologias de aceitação do concreto diferem quanto aos conceitos e critérios adotados. Estas diferenças de métodos podem ser capazes de classificar um mesmo concreto como conforme por um e não conforme por outro critério. A Figura 2.4 apresenta, como exemplo, a estimativa de resistência à compressão de lotes de concreto com resistência característica à compressão de projeto (f_{ck}) igual a 40 MPa segundo os critérios de aceitação descritos anteriormente. A fim de comparação, embora o controle deste concreto tenha sido realizado por amostragem total, são apresentados os valores para os dois métodos da NBR 12655 (ABNT, 2006). Naturalmente, o fato de se ter amostragem total, exime o controle da necessidade de qualquer inferência estatística; porém o objetivo aqui é analisar os diferentes tratamentos propostos para a execução da mesma tarefa.

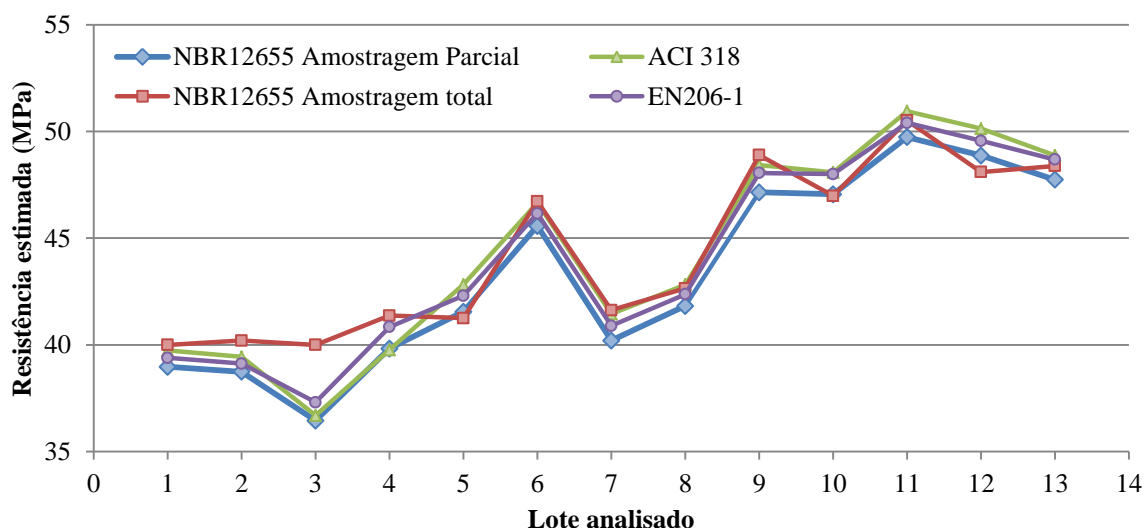


Figura 2.4 – Resistência estimada do concreto segundo as normas da NBR 12655 (ABNT, 2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2007) (Adaptado: Larrossa *et al.*, 2014)

Percebe-se que, de acordo com a região onde o concreto é produzido, têm-se critérios de aceitação e definição de conformidade distintos. Isso faz se chegar a conclusão de que, muitos concretos podem ser considerados conformes por uma e não conformes por outra metodologia. Deve-se sempre atentar para todos os agentes envolvidos no processo; Azevedo e Diniz (2008) apontam que, antes de se concluir apressadamente que uma norma é mais conservadora do que outra se deve ter conhecimento dos níveis de confiabilidade implícitos em cada caso, sem tratar de forma isolada as variáveis envolvidas no processo.

Fato é que, em relação ao processo de amostragem e formação dos lotes, a metodologia prescrita pela norma brasileira apresenta maior rigor, sobretudo quando adotado o critério de amostragem total.

2.4 MÉTODOS DE CONTROLE DE PRODUÇÃO DO CONCRETO

A realização de um criterioso controle de produção caracteriza-se como um dos principais mecanismos de garantia da qualidade, tendo como principal objetivo reduzir o risco de não conformidades no produto final.

O controle de produção do concreto compreende todas as medidas necessárias para a manutenção das propriedades do material em conformidade com os requisitos especificados. Sendo de responsabilidade exclusiva do produtor, o controle tem como objetivo detectar alterações significativas com influência sobre as propriedades do concreto e a tomada de ações corretivas adequadas (EN 206-1, 2007).

Helene e Terzian (1992) complementam afirmando que a primeira condição para se alcançar e se manter uma dada resistência à compressão é assegurar a qualidade e a uniformidade dos materiais com que o concreto é produzido. A segunda condição refere-se ao correto proporcionamento dos materiais e ao processo de dosagem; sendo neste ponto fundamentais a qualidade da mão de obra e dos equipamentos disponíveis.

A norma brasileira NBR 7212 (ABNT, 2012) estabelece a metodologia de controle do processo de produção do concreto. Este documento define o desvio-padrão como o parâmetro básico para determinação do nível de qualidade do processo. Para a avaliação da uniformidade da resistência à compressão a referida norma estabelece dois critérios, um considerando apenas concretos de uma mesma classe de resistência e outra estabelecendo o

conceito de família de concretos, através da transposição das distintas classes de resistência produzidas no período. Pela metodologia brasileira, o processo é considerado satisfatório em um determinado período de tempo quando a resistência média dos exemplares avaliados ou transpostos (f'_r) satisfaz a equação (2.13):

$$f'_r = f_{ck} + 1,65 \cdot S_d \quad (2.13)$$

Onde:

S_d é o desvio padrão adotado para o cálculo da dosagem.

Desta forma, pode-se perceber que a NBR 7212 (ABNT, 2012) faz a avaliação do processo de produção do concreto através da verificação do atendimento à resistência média à compressão estabelecida no momento da dosagem do traço. Alternativamente, este documento permite a utilização de outros métodos de controle de qualidade, onde se cita como exemplo, as normas do ACI 214 e a EN 206-1.

Os gráficos de controle de qualidade são uma das formas mais utilizadas para a verificação da qualidade do processo produtivo do concreto. Caracterizam-se (ACI 214, 2002) como mecanismos auxiliares na redução da variabilidade, aumentando a eficiência da produção e a identificação de tendências mais rapidamente. Com o uso destes gráficos, tendências tornam-se mais facilmente evidenciadas, através da comparação com padrões e limites preestabelecidos.

Os gráficos ou cartas de valores individuais são o sistema de controle de produção mais comum. Embora tenham suas limitações, apresentam-se como mecanismos muito utilizados na avaliação do processo produtivo do concreto. Métodos para criação e caracterização destes gráficos podem ser obtidos na versão 2010 do texto da *ASTM Manual 7 on Presentation Data and Control Chart Analysis* (MNL7).

Basicamente, estas cartas apresentam todos os resultados individuais da variável que está sendo analisada. Muito comum, a carta de valores individuais da resistência à compressão (Figura 2.5-a) permite a visualização de particularidades do processo produtivo e mudanças de tendências. No entanto, outras variáveis podem ser avaliadas, tais como o desvio padrão e o coeficiente de variação.

De forma complementar, as cartas podem ser construídas com valores diferenciados para facilitar a identificação de tendências específicas do processo. O uso da média móvel dos resultados individuais (Figura 2.5-b) é um exemplo de alternativa ao gráfico padrão; sendo interessante pela redução das dispersões encontradas na carta de valores individuais e pela maior eficácia na detecção de problemas. O gráfico da Figura 2.5-c apresenta a média móvel da diferença entre resultados de testemunhos de um mesmo exemplar, sendo de grande utilidade o monitoramento da precisão da produção e dos mecanismos de ensaio.

Alternativas às cartas de controle são estabelecidas e apresentadas por textos normativos. Exemplos destes métodos de controle são exibidos nos próximos itens.

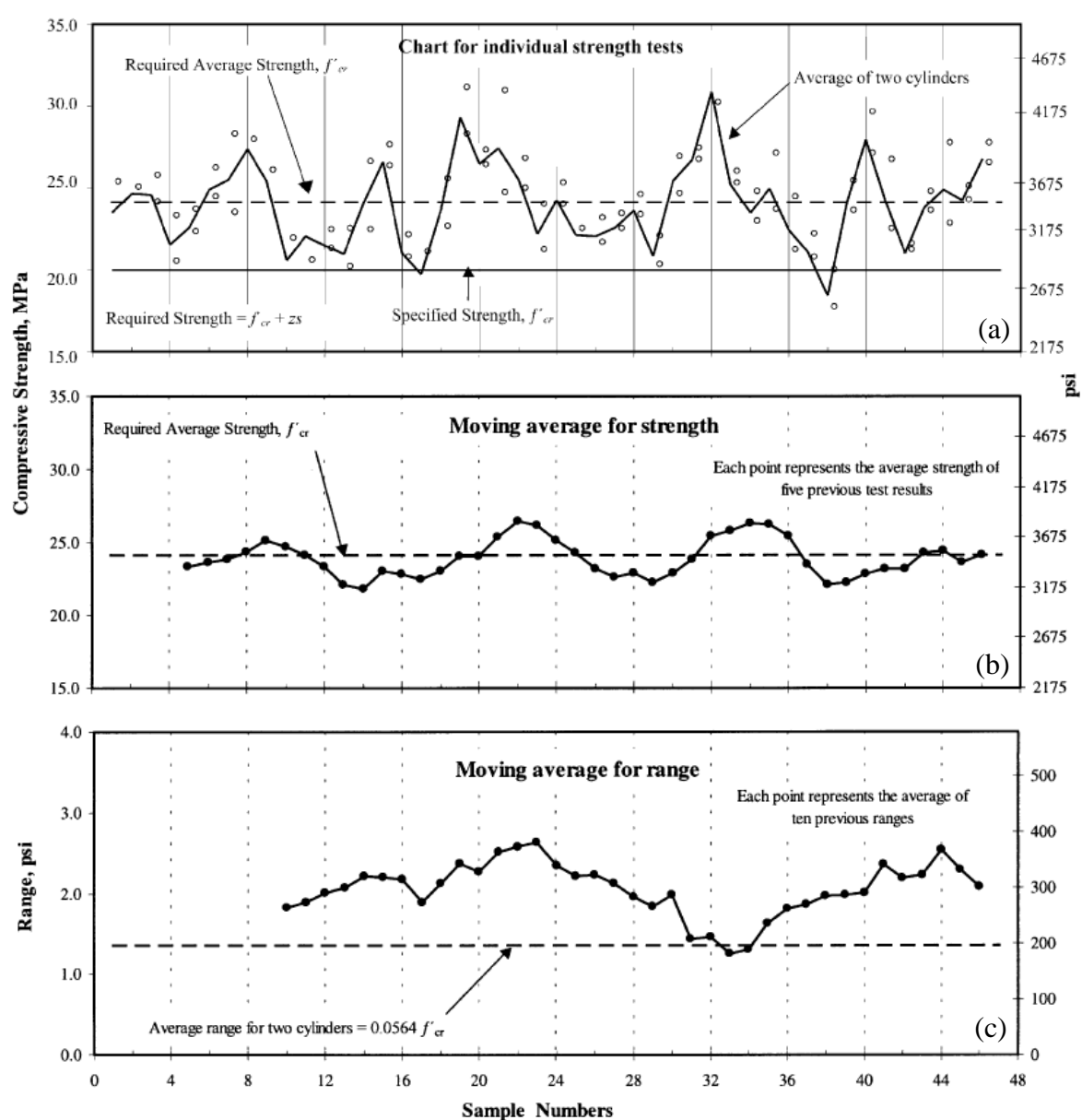


Figura 2.5 – Cartas de controle: valores individuais, média móvel de resultados consecutivos e média móvel da diferença no exemplar (Adaptado: ACI-214, 2002 – notação da fonte)

2.4.1 Soma Cumulativa

O método da Soma Cumulativa (*Cumulative Sum* – CUSUM) tem uso generalizado na indústria de produção do concreto. Formulado na década de 1950, inicialmente para o controle dos processos de fabricação contínua, o método é hoje utilizado para a avaliação de diversos parâmetros na produção do concreto, sendo inclusive indicado pela norma norte-americana ACI 214 (2002).

A aplicação do método CUSUM permite detectar variações na resistência à compressão do concreto ao longo do processo produtivo. Pode ser utilizado para ajudar a detectar mudanças relativamente pequenas ou verificar alterações no valor de resistência média do concreto de forma relativamente rápida. Em comparação com as cartas de controle clássicas (ACI 214, 2002), o método da soma cumulativa apresenta maior sensibilidade na detecção de pequenas alterações no processo.

A formulação do gráfico de controle da soma cumulativa baseia-se na soma acumulada das diferenças entre cada valor sucessivo dos resultados de resistência à compressão do lote analisado e um valor de controle; em geral a média esperada para a variável avaliada.

Se o processo tiver uma média constante, naturalmente que a soma destas diferenças deve resultar zero. Então, haverá flutuações em torno deste valor central, mas o diagrama de soma cumulativa permanecerá basicamente horizontal. Caso haja variações, mesmo que pequenas, o gráfico de soma acumulada mostrará através do afastamento do ponto anterior de uma distância vertical igual a esta diferença (Larrossa, 2013).

Além disso, através do gráfico podem-se analisar oscilações em relação ao valor central. Quando ocorre tal desvio, a linha do gráfico apresentará uma inclinação constante em relação à horizontal. A medida desta inclinação é igual à variação ocorrida na média. A intersecção entre a linha horizontal anterior (média anterior) com a linha inclinada denota o ponto onde começou a mudança, como se visualiza na Figura 2.6 (Day, 1999). Exemplos de aplicação do método podem ser verificados em Real *et al.* (2010).

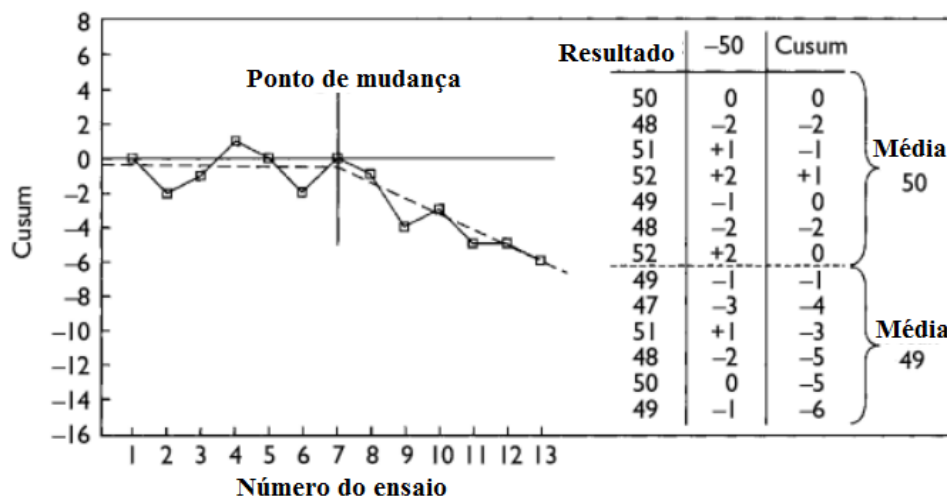


Figura 2.6 – Exemplo de Gráfico de Soma Cumulativa (Adaptado: Day, 1999)

2.4.2 Gráficos de Shewhart

Uma metodologia alternativa no controle de processos de produção que pode ser aplicado ao concreto é a utilização dos Gráficos de Shewhart; apresentado na norma ISO 8258-2 (2013) *Control Charts – Part 2: Shewhart control charts*. Este método permite analisar visualmente, através de gráficos, valores incomuns e tendências existentes nos resultados (Walpole *et. al*, 2009).

Atualmente a metodologia é utilizada para análise e acompanhamento de variações na qualidade de diversos produtos, demonstrando eficácia nesta atividade. Todavia, não é usualmente empregada para o controle de qualidade do concreto, embora apresente êxito também nesta análise (Larrossa *et al.*, 2014).

O princípio básico do método consiste em se estabelecer limites de controle ou alerta, com base em parâmetros estatísticos dentro do desempenho esperado para o processo. A definição precisa destes limites faz-se fundamental para garantir a correta interpretação da variabilidade da produção analisada, evitando alertas em situações de normalidade ou a ausência de alertas em condições que podem acarretar em prejuízos à qualidade do produto final.

O gráfico de controle de Shewhart é composto, basicamente, por cinco linhas contínuas, representando cada uma, um valor da variável que está sendo controlada. A linha central (LC) é um valor de referência da variável controlada. No caso do controle da resistência à compressão do concreto, geralmente, representa o valor médio obtido de ensaios

em amostras da produção. Estes parâmetros podem ser estabelecidos através dos ensaios preliminares ao processo de produção, ainda durante a elaboração dos estudos de dosagem dos concretos.

Outras duas linhas do gráfico representam o limite superior de controle (UCL) e limite inferior de controle (LCL). As demais linhas, de uso não obrigatório, são o limite de alerta superior (UWL) e o limite de alerta inferior (LWL). Os limites de alerta (UWL e LWL) são fixados a um nível de modo que a maioria dos resultados fique entre estas quando um sistema está funcionando dentro do esperado. Estes não são limites de especificação, mas limitam o alerta com base na variação do processo de produção. Na realidade, estes valores buscam impedir que o processo aproxime-se de forma despercebida de situações de não conformidade.

Gibb e Harrison (2010) apresentam um estudo baseado no uso de cartas de controle de produção de concreto. Neste trabalho são estabelecidos parâmetros para a determinação dos limites de controle baseados na probabilidade de falha adotada para a intervenção do processo. Os limites adotados estão apresentados de forma resumida na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Limites para formulação dos limites de controle e alerta do gráfico de Shewhart (Adaptado: Gibb e Harrison, 2010)

Limites	Identificação dos limites	Equação
Linha central	LC	f_{cm}
Limite superior de controle	UCL	$f_{cm} + 3.s$
Limite inferior de controle	LCL	$f_{cm} - 3.s$
Limite de alerta superior	UWL	$f_{cm} + 2.s$
Limite de alerta inferior	LWL	$f_{cm} - 2.s$

Onde:

- f_{cm} é a resistência média do lote, expressa em MPa;

- s é o desvio padrão da amostra, expresso em MPa.

De acordo com os parâmetros estabelecidos na Tabela 2.5 a probabilidade de se ter um resultado fora dos limites de alerta (UWL e LWL) é de 4,56 %; sendo 2,28 % para acima e

2,28 % para baixo. Para dois resultados consecutivos esta probabilidade se reduz a 0,21 %. Considerando-se a condição de ambos os resultados estarem abaixo ou ambos acima dos limites, chega-se a probabilidade de apenas 0,05 %. Os limites de controle estabelecem uma probabilidade de 0,3 % para resultados individuais fora do limite. Larrossa (2013) complementa que a possibilidade de que haja uma violação dos limites é realmente um acontecimento aleatório, e quando aparece um ponto fora dos limites, ações devem ser tomadas para o retorno do controle do processo.

Outro importante passo na utilização do método é a decisão sobre o tamanho da amostra e a periodicidade de amostragem. Esta decisão envolve a verificação dos custos presentes nos procedimentos de ensaio. Walpole *et al.* (2009) relatam que costuma ser considerado mais eficaz amostrar frequentemente com um tamanho de amostra pequeno. No caso do concreto, um bom parâmetro para o processo de amostragem é o atendimento às especificações das normas NBR 12655 (ABNT, 2006) e NBR 7212 (ABNT, 2012).

A Figura 2.7 apresenta um exemplo de utilização do gráfico de controle de Shewhart aplicado ao processo produtivo do concreto, os limites de controle e alerta estão estabelecidos com base na Tabela 2.5. Pode-se perceber que o sistema permite identificar desvios no processo produtivo, possibilitando providenciar medidas de correção, tanto para evitar não conformidades, quanto para redução de custos de produção.

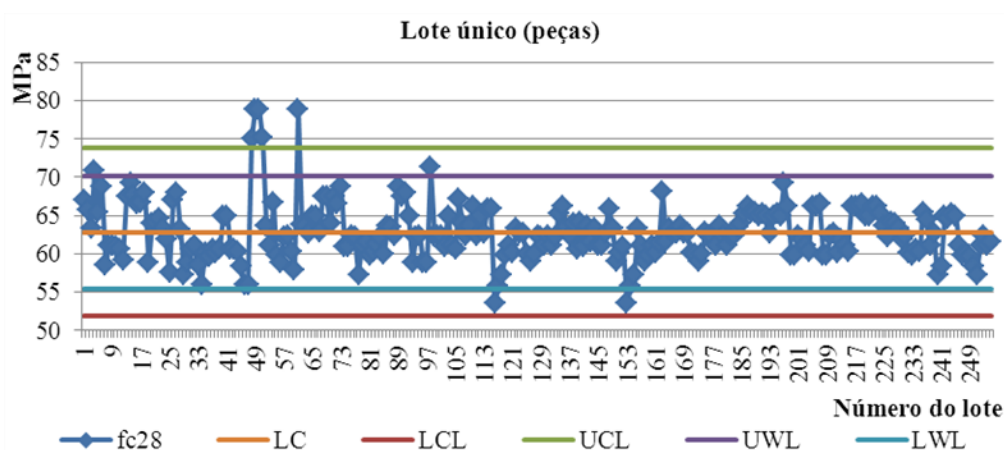


Figura 2.7 – Exemplo de utilização do gráfico de controle de Shewhart para o controle de produção do concreto (Larrossa *et al.*, 2014)

A utilização dos gráficos de controle de Shewhart deve ser realizada com algumas precauções; a ISO 8258-2 (2013) alerta para a possibilidade de dois tipos de erros. O primeiro decorre de situações em que o processo, até então dentro dos limites, apresenta um valor fora

do controle e este induz a esforços de correção levando a custos desnecessários. O segundo ocorre quando o sistema de amostragem não é capaz de detectar o erro, sendo assim o processo permanece dentro dos limites segundo o controle, contribuindo para a não conformidade do produto final. Este último erro é função de três possibilidades (Larrossa *et al.*, 2014): a largura dos limites de controle, grau em que o processo está fora de controle e o tamanho da amostra.

2.5 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL EM ESTRUTURAS ACABADAS

O controle tecnológico do concreto tem por principal objetivo verificar o atendimento dos parâmetros preestabelecidos em projeto, geralmente a resistência à compressão.

Silva Filho e Helene (2011) relatam que:

“... o processo de controle da resistência tem a função de averiguar se a resistência do concreto usado nas peças estruturais é superior à especificada em projeto ou, no limite extremo, suficiente para assegurar um adequado comportamento estrutural, com um nível aceitável de segurança, sob o ponto de vista estatístico”.

Por vezes, no entanto, o controle tecnológico do concreto realizado desde o momento da concretagem não é suficiente para atestar sobre a qualidade e conseqüente confiabilidade da estrutura executada. Quando as dúvidas surgem, faz-se necessária a realização de um processo complementar de verificação. São inúmeras as situações que induzem a necessidade de realizar-se uma reavaliação, podendo resumir as principais em (Silva Filho e Helene, 2011):

- Não conformidade do concreto em relação ao especificado, por exemplo, $f_{ck,est} < f_{ck}$;
- Exposição do concreto a ambiente agressivo;
- Necessidade de perícias;
- Mudanças de uso (*retrofits*).

O presente trabalho apresenta maior enfoque na questão da não conformidade do concreto, buscando analisar mecanismos de minimização dos efeitos deletérios decorrentes de

falhas na cadeia produtiva do material. Nas situações em que o controle tecnológico da resistência à compressão do concreto determinou valores inferiores aos desejados ou não forneceu resultados com nível de confiabilidade adequado, é necessário investigar nas estruturas acabadas se a resistência de fato está em desconformidade com o objetivo estabelecido.

A primeira medida a ser tomada é a anamnese; este processo consiste na análise criteriosa de todas as etapas do processo de produção e controle de concreto. Busca-se nesta verificação confirmar se todas as exigências e especificações foram cumpridas, não tendo havido erros de manipulação, execução ou tratamento de informações.

Na falta de conclusões definitivas advindas do processo de anamnese, surge a necessidade de se iniciar uma campanha de ensaios para a verificação da resistência do concreto na estrutura acabada. Existem muitos ensaios que podem ser realizados para a averiguação da resistência do concreto *in loco*, sendo estes normalmente classificados em ensaios destrutivos, semidestrutivos e não destrutivos. A Figura 2.8 apresenta de forma esquemática os principais ensaios utilizados nesta análise.

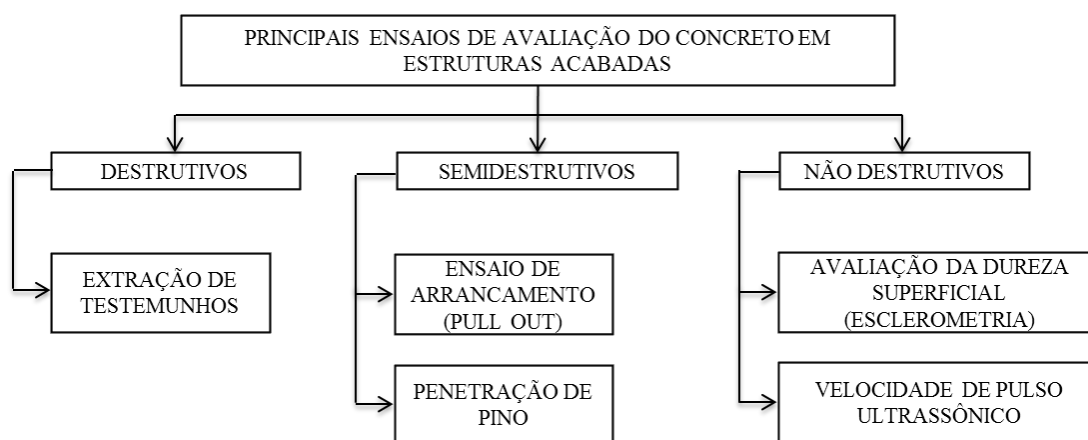


Figura 2.8 – Principais ensaios de avaliação do concreto em estruturas acabadas (Adaptado: Vale Silva, 2014)

A escolha por um dentre os métodos principais propostos deve ser feita em comum acordo entre as partes envolvidas no processo. No entanto, a extração de testemunhos acaba por ser o método mais utilizado, uma vez que fornece maior garantia de acurácia. O procedimento de extração de testemunhos é descrito pela norma brasileira NBR 7680 (ABNT, 2007) e consiste na retirada de porções de concreto diretamente do elemento estrutural por meio de uma broca diamantada com diâmetros usuais de 50, 75 e 100 mm.

Embora garanta resultados satisfatórios, a própria NBR 7680 (ABNT, 2007) não indica a extração de uma quantidade excessiva de testemunhos. Esta recomendação ocorre devido ao fato de que a extração de porções dos elementos estruturais acarreta redução da seção de concreto, o que por vezes, pode causar uma diminuição substancial na capacidade resistente. Outro problema consiste na possibilidade de corte de barras de aço durante a extração, situação que pode ser evitada (Vale Silva, 2014) com a utilização de ensaios de pacometria conforme ACI 228.2R-21 (2004) ou BS 1881 204 (1988).

Os ensaios não destrutivos e semidestrutivos são utilizados como um mecanismo complementar na análise do concreto de estruturas acabadas. Este complemento por ser através da obtenção de informações relevantes, tais como a resistência superficial e integridade, ou através da possibilidade de extrapolação de resultados obtidos do processo de extração.

No Brasil, os ensaios não destrutivos são mais difundidos quando comparados aos procedimentos semidestrutivos. A esclerometria é o método de mais simples execução, consistindo na avaliação da dureza superficial do material através da reflexão de uma massa projetada (martelo), sob a ação de uma mola, sobre o objeto de ensaio. A norma NBR 7584 (ABNT, 2012) apresenta a metodologia básica de execução do ensaio, baseia-se na hipótese de que existe uma correlação entre a resistência à compressão do concreto e a dureza superficial do elemento medida através do rebote do martelo. Silva Filho e Helene (2011), no entanto, alertam que esta relação é influenciada por várias condições e que as curvas de correlação devem ser empregadas com cautela. Entre os fatores que influenciam o resultado do ensaio, denominado índice esclerométrico, podem ser citados os tipos e dimensões dos agregados, proporcionamento dos materiais, níveis de carbonatação do concreto, tipo de cimento, nível de hidratação, posicionamento do esclerômetro, entre outros.

O método da velocidade de pulso ultrassônico (VPU) mede a velocidade de propagação de uma onda ultrassônica no interior de um elemento de concreto. No Brasil, o procedimento de ensaio é descrito pela NBR 8802 (ABNT, 2013). A instrumentação é composta basicamente por um gerador de sinal e um par de transdutores, um emissor e outro receptor. A medida da VPU é utilizada para estimar a compacidade do concreto e, considerando-se que a resistência à compressão está relacionada à porosidade do material, pode-se estabelecer uma correlação entre f_c e VPU. O ensaio de ultrassom é comumente utilizado para a verificação da integridade no interior de elementos de concreto e seus

resultados podem ser influenciados por diversos fatores. Dentre estes fatores podem ser citados os tipos e dimensões dos agregados, nível de adensamento, condições de cura, presença de armaduras, temperatura do concreto, entre outros.

Pode-se perceber, portanto, que o uso de ensaios não destrutivos, embora tenha como um dos intuitos estabelecer correlações e assim estimar a resistência à compressão do concreto na estrutura acabada caracteriza-se por ser um processo auxiliar de ampliação dos resultados. Desta forma, determinando-se, por exemplo, a resistência de um pilar de edifício através de um ensaio destrutivo, pode-se, de forma comparativa com ensaios não destrutivos, inferir sobre a resistência de outros elementos que estão em análise.

3 A PROBLEMÁTICA DOS CONCRETOS NÃO CONFORMES

Diversos podem ser os fatores responsáveis pelo insucesso na produção do concreto como material estrutural. O fato é que a ocorrência de situações de não conformidade em um ou mais requisitos de projeto acarreta um grande problema de ordem técnica e comercial nas obras brasileiras. Conhecer os mecanismos que levam às situações de não conformidade e as consequências destas é de fundamental importância para a garantia da qualidade das construções no país.

Conforme discutido anteriormente, a análise da não conformidade do concreto no presente trabalho é baseada no não atendimento à resistência à compressão especificada em projeto. Neste capítulo são discutidas questões de controle tecnológico do concreto com vistas aos casos de não aceitação do material, sendo discutidas as principais fontes de dispersão nos resultados que tendem a originar problemas. Também são tratadas questões relativas à avaliação de estruturas com problemas de não conformidade e a parcela de responsabilidade dos atores envolvidos no processo produtivo.

3.1 FATORES QUE INFLUENCIAM NA VARIABILIDADE DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO

O processo produtivo do concreto estrutural envolve inúmeros aspectos, desde a produção ou extração das matérias-primas, passando pela dosagem, transporte, execução, chegando ao controle tecnológico do material produzido. Os inúmeros fatores envolvidos na cadeia produtiva acarretam em níveis consideráveis de dispersão nos resultados finais oriundos do controle tecnológico do material. Estes são os principais responsáveis pela variabilidade verificada durante a avaliação das propriedades de concretos de mesmas características, porém, de diferentes testemunhos.

A Figura 3.1 apresenta de forma esquemática o ciclo produtivo do concreto desde sua produção nas centrais dosadoras até o processo de controle de qualidade do produto final.

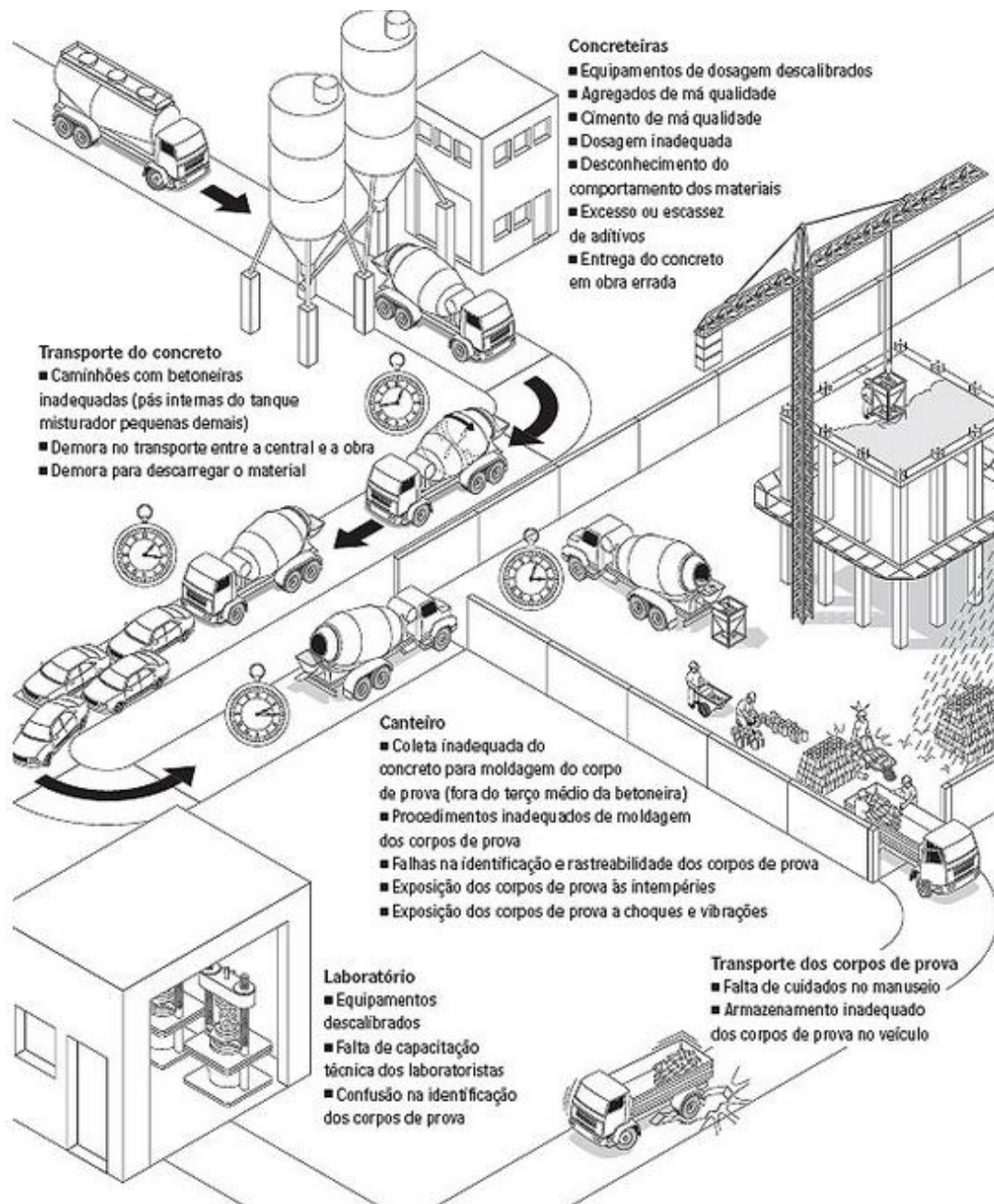


Figura 3.1 – Ciclo produtivo da central dosadora de concreto até o laboratório de ensaio e os fatores que contribuem para a alteração dos resultados de controle (Faria, 2009)

Percebe-se o grande número de fatores intervenientes dentro deste ciclo, que pode ser resumidamente avaliado sob três diferentes aspectos: a influência dos materiais, a influência dos mecanismos de produção e a influência dos processos de ensaio. Nos próximos itens são discutidos brevemente cada um destes aspectos e, na sequência, são avaliadas as repercussões proporcionadas pelas principais causas de dispersão.

3.1.1 A influência dos materiais na variabilidade das propriedades do concreto

Diversas pesquisas têm comprovado experimentalmente que a variabilidade oriunda das características dos materiais componentes do concreto influencia diretamente na variabilidade das propriedades mecânicas do produto produzido. Helene e Terzian (1992) complementam afirmando que a uniformidade do concreto decorre da uniformidade apresentada pelos materiais que o compõe. A Tabela 3.1 apresenta de forma resumida os principais efeitos dos materiais nos resultados obtidos no controle tecnológico do concreto segundo estes autores. Neste caso, a quantidade de água é considerada como efeito do material, embora nesta tese se considere a quantidade de água como um fator referente à produção; fruto de mão de obra não treinada dentro da cadeia produtiva.

Tabela 3.1 – Principais efeitos dos materiais nos resultados do controle tecnológico do concreto (Adaptado: Helene e Terzian, 1992)

Influência dos materiais na variabilidade do concreto	Efeito máximo no resultado
Variabilidade da resistência do cimento	± 12 %
Variabilidade da quantidade total de água	± 15 %
Variabilidade dos agregados (principalmente miúdos)	± 8 %

Os mecanismos de dispersão proporcionados pelos materiais podem ocorrer de diferentes formas. Como exemplo, a variabilidade oriunda do cimento pode ser de difícil análise, uma vez que se apresenta sob distintos aspectos. Embora possua um processo produtivo bastante controlado, as propriedades mecânicas do cimento podem sofrer variações, geralmente decorrentes da matéria-prima. Ocorre que possíveis desvios nas propriedades básicas dos materiais, podem muitas vezes, na prática, só serem percebidas após a utilização do produto; nestes casos as não conformidades podem ser inevitáveis. Ressalta-se que isso decorre do imediato consumo do cimento, uma vez que o material costuma ser rapidamente distribuído e utilizado após a produção.

No caso dos agregados a probabilidade de desvios na qualidade tende a ser ainda mais comum durante o processo de produção do concreto. No caso dos agregados miúdos, não são raras as situações de variação da qualidade do material. Quando as areias são de origem natural estes desvios decorrem dos processos naturais, tais como variações nos pontos de

extração em cavas ou mesmo mudanças de características provocadas por enchentes ou longos períodos de seca em extrações realizadas em rios ou arroios.

Os agregados graúdos também são suscetíveis a efeitos de variabilidade características de materiais de origem natural. Além disso, processos de britagem realizados sem os devidos cuidados agregam relevantes dispersões nas propriedades esperadas para o insumo. Um exemplo comum é a realização de britagem com chuva ou com rochas umedecidas. Neste caso a britagem resulta em agregado graúdo com excesso de partes finas e materiais pulverulentos; fato que altera significativamente as propriedades do concreto, tanto no estado fresco quanto no endurecido.

Apesar de serem de difícil mensuração, os efeitos destes fenômenos não podem ser omitidos pelas empresas de serviço de concretagem no momento da dosagem de concretos estruturais. Embora exista uma probabilidade muito reduzida de que estes efeitos ocorram de forma conjunta – e, portanto sejam somados, é evidente que acarretam em consideráveis variações nas propriedades mecânicas do concreto, tais como a resistência à compressão.

3.1.2 A influência dos processos produtivos na variabilidade das propriedades do concreto

Os processos que envolvem a fabricação ou dosagem do concreto têm sido, ao longo dos anos, considerado o maior agente causador de variabilidade de suas propriedades. Helene e Terzian (1992) mensuram em 30 % o efeito máximo proporcionado pela mão de obra, incluindo neste a variabilidade do tempo e procedimento de mistura.

Estes efeitos são facilmente percebidos nos resultados de resistência potencial, ou seja, resultantes do controle tecnológico do concreto. Os efeitos da produção podem ocorrer de forma bastante ampla; na realidade, muitos dos mecanismos de dispersão dos resultados de ensaios são capazes de proporcionar variabilidade também na resistência do concreto *in loco*.

Entre estes mecanismos podem ser destacadas as questões relativas aos equipamentos utilizados na dosagem. O advento do uso das centrais dosadoras em detrimento do uso do concreto dosado em obra tem colaborado também para a melhoria da qualidade do concreto estrutural nos últimos anos. Embora tenha ocorrido uma considerável elevação na tecnologia das centrais dosadoras, ainda existem muitos pontos de possível variação na qualidade do material produzido. Alheias às condições de aferição e variabilidade característica das células

de carga e balanças utilizadas nas dosagens, existem as questões relativas ao processo operacional. As centrais dosadoras do tipo *tow go*, por exemplo, tendem a apresentar maiores dispersões pela maior dificuldade no ajuste fino da massa dos agregados necessários à mistura. Este é um problema que vêm se reduzindo pela introdução de centrais com silos específicos para os agregados, similar ao mecanismo adotado para o cimento, aliado aos sistemas automatizados de dosagem.

Erros grosseiros, tais como superdosagens de aditivos, excesso de água ou falhas na pesagem de cimentos são mais facilmente detectados, porém as variações sistemáticas no processo produtivo tendem a ser mais complicadas de identificar e assim providenciar as correções necessárias. Estas variações influenciam diretamente na dispersão dos resultados obtidos do controle da resistência à compressão do concreto. Outras questões envolvem problemas com equipamentos de mistura ou a influência humana no processo produtivo. Caminhões betoneira com facas desgastadas ou com sobras de concreto encrostadas (populares lagartos) são fortes mecanismos de prejuízo à qualidade do material.

Além disso, não podem ser descartados os efeitos de correções de abatimento realizados sem critério, cuja influência na resistência à compressão do concreto é muito elevada. Neste caso, a norma NBR 7212 (ABNT, 2012) alerta que se deve estabelecer um sistema rigoroso de controle e registro da quantidade de água adicionada na central e a quantidade a ser complementada no canteiro, a fim de evitar excesso de água. No entanto, ainda persiste em algumas obras brasileiras a exigência por parte dos profissionais responsáveis pela execução da concretagem na obra, pela adição suplementar de água, propiciando uma elevação no abatimento e facilitando o processo de lançamento e adensamento do material. Deve-se notar, porém, que este fato exime a concreteira da responsabilidade quanto às características do concreto entregue, devendo este fato ser documentado. Esta é uma consequência da falta de conhecimento técnico de alguns profissionais e que causa enormes problemas na cadeia produtiva do concreto, levando muitas vezes a casos de não conformidade e no início de litígios que poderiam ser evitados. Este autor considera esta a principal causa das não conformidades do concreto, sobretudo nas obras de menor produção, acarretando em dispersões difíceis de serem previstas.

Helene (2011) indica que seja realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone (NBR NM 67, 1998) com o concreto do terço final da descarga do balão. Segundo ele este é um método simples de impedir até o final da descarga que seja lançada água em excesso no

concreto. Do ponto de vista da segurança estrutural e da garantia de representação mais fiel do concreto presente na estrutura este procedimento é válido; no entanto não evita a variação percebida no controle tecnológico do material. Ou seja, o registro da adição suplementar de água é fundamental para a garantia da definição correta dos responsáveis em um possível insucesso.

Fato é que os processos de avaliação da conformidade da produção do concreto, tais como: as cartas de controle e métodos de soma cumulativa e Shewhart apresentados no Capítulo 2 são uma das formas mais eficazes de corrigir desvios na qualidade do processo produtivo do material.

3.1.3 A influência dos processos de ensaio na variabilidade das propriedades do concreto

Por muitas vezes esquecida nas ocasiões de não conformidade, os efeitos proporcionados pela falta de qualidade nos procedimentos de ensaio podem ser responsáveis por uma parcela considerável de dispersão nos resultados do controle tecnológico. É preciso ter a clareza de que estas variações são alheias às variações intrínsecas ao concreto; contribuindo para o aumento da dispersão final. Desta forma, é necessário garantir que não sejam realizadas correções no processo produtivo ou reavaliações nas estruturas acabadas sem que haja um real problema no material produzido.

Inúmeros são os fatores que influenciam de forma direta no valor de resistência à compressão estimada de determinado lote de concreto. Dentre estes fatores podem ser citados relação altura/diâmetro, cura, moldagem, manuseio, grau de saturação e tipo de capeamento dos testemunhos; como também, itens relacionados aos equipamentos de ensaio, tais como: a velocidade de carregamento e a aferição de prensas.

Ao longo dos últimos anos diversos trabalhos vêm buscando estimar o efeito proporcionado por cada uma destas variáveis nos resultados do controle tecnológico do concreto. Dentre estes trabalhos podem ser citados Martins (2008), Borges (2009), Pereira (2008), Cupertino *et al.* (2007), Araújo *et al.* (2012); Magalhães *et al.* (2013); Chies *et al.* (2013), Silva *et al.* (2008), Silva *et al.* (2010), entre outros.

Os laboratórios e os procedimentos de ensaio são variáveis fundamentais para um correto diagnóstico acerca da conformidade de determinado lote de concreto. Muitas vezes,

dentro da cadeia produtiva da construção civil este fator é descartado, porém nos casos de não conformidade uma contraprova em um segundo laboratório pode proporcionar em uma redução considerável no desgaste entre fornecedores e consumidores do material.

3.2 REPERCUSSÕES PROPORCIONADAS PELOS MECANISMOS QUE EXERCEM INFLUÊNCIA NA VARIABILIDADE DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO

A dimensão de cada um dos fatores capazes de exercer influência significativa nos resultados do controle tecnológico do concreto é de difícil mensuração. Muitos trabalhos, no entanto, apresentam índices da relevância de cada um dos parâmetros ou realizam análise dos efeitos proporcionados de forma conjunta.

Mesmo sabendo-se que os efeitos proporcionados pelos materiais são praticamente impossíveis de serem evitados; o exercício de procedimentos corretos de produção, aliado a um controle tecnológico bem realizado, proporciona uma redução substancial dos problemas de qualidade.

Araújo *et al.* (2012) apresentam os resultados de uma análise da influência de alguns fatores nos resultados de resistência à compressão do concreto. Foi analisada a influência do tipo de concreto, da dimensão do corpo de prova cilíndrico (10 x 20 cm e 15 x 30 cm) e do laboratório de ensaio. Os autores concluíram que a classe do concreto e o laboratório influenciaram significativamente os resultados de resistência à compressão.

Cupertino *et al.* (2007) apresentaram um estudo semelhante sobre fatores de dispersão. Neste trabalho os autores atribuem 95 % da variação total dos resultados de resistência à compressão à classe de resistência do concreto, tipo de acabamento dos topos e à velocidade de carregamento no momento do ensaio.

Um fato é que efeitos alheios às variações características do concreto (materiais e processo produtivo) podem levar a classificações equivocadas acerca de sua qualidade. Com o intuito de evidenciar e quantificar estes efeitos realizou-se um estudo experimental apresentado detalhadamente em Magalhães *et al.* (2013). Neste estudo foram analisados os efeitos atribuídos aos laboratórios de ensaio na variação dos resultados de resistência à compressão de uma mesma amassada de concreto dosado para uma $f_{cm} = 40$ MPa.

Naturalmente, os procedimentos utilizados pelos laboratórios que compuseram a amostra do trabalho são baseados nas premissas das normas NBR 5738 (ABNT, 2008) e NBR 5739 (ABNT, 2007); de modo que o estudo buscou analisar fatores alheios aos apresentados nas normas, tais como: a calibração dos equipamentos, possíveis falhas de acondicionamento, de identificação dos testemunhos, imperícias na operação, entre outros.

Foram encaminhados corpos de prova de uma mesma amassada de concreto para sete laboratórios diferentes. A análise foi realizada em laboratórios dos estados do Rio Grande do Sul e de Santa Catarina e, embora esta não seja uma grande amostragem frente ao número de laboratórios existentes no país, apresenta-se como um indicador da variabilidade que pode estar ocorrendo no controle tecnológico das obras brasileiras. A distribuição dos CP's deu-se de forma aleatória, ou seja, nenhum laboratório recebeu apenas testemunhos da etapa inicial ou da etapa final da moldagem. Estes testemunhos foram rompidos com 28 dias de idade.

No prosseguimento, foram extraídos de blocos produzidos com o mesmo concreto, testemunhos através de extrator com broca de 4" de diâmetro. Os CP's extraídos foram encaminhados para os mesmos laboratórios da primeira etapa do estudo, juntamente com mais um lote de testemunhos moldados no momento da concretagem. O segundo lote de CP's moldados e os CP's extraídos foram rompidos no mesmo dia com idade superior a 180 dias. Esta etapa buscou simular situações de não conformidades do concreto aos 28 dias de idade, nas quais a extração de testemunhos torna-se uma das formas de verificar a qualidade do concreto na estrutura. O rompimento deste último lote de exemplares possibilita uma análise sobre a influência dos efeitos de broqueamento no resultado final de resistência à compressão e o quanto este tipo de testemunho aumenta a variabilidade dos resultados.

Os resultados obtidos dos diferentes laboratórios permitiram verificar a natural variação esperada devido aos fatores citados anteriormente. A Tabela 3.2 apresenta a resistência à compressão obtida no ensaio de cada um dos sete laboratórios. Pode-se observar que o desvio padrão interno, ou seja, considerando apenas a variação dos resultados obtidos no próprio laboratório ficou entre 1,1 e 3,4 MPa; sendo que em apenas um laboratório o desvio padrão foi superior a 2,2 MPa. Estes valores são considerados baixos conforme recomendações da NBR 7212 (ABNT, 2012) e mostram que os corpos de prova irmãos apresentaram pequena variação entre si. Quando verificado o desvio padrão dos resultados individuais oriundos dos sete laboratórios, percebe-se que o valor sobe para 4,6 MPa, mostrando o aumento da variabilidade entre laboratórios quando comparada à variação interna.

É importante perceber que para a mesma amassada de concreto analisada, o concreto poderia ser considerado não conforme se o laboratório I fosse utilizado para o controle tecnológico da obra. O valor de resistência à compressão estimado pela norma NBR 12655 (ABNT, 2006) foi utilizado para simular um possível estudo de dosagem do traço. Em um caso utilizou-se o desvio padrão gerado pelos resultados laboratoriais e no outro caso foi adotado o desvio padrão recomendado pela NBR 12655 (ABNT, 2006) considerando-se a condição de preparo A. Percebe-se que a resistência característica estimada apresentou variação superior a 13,0 MPa. Excetuando-se o resultado do laboratório I, a diferença foi reduzida a 7,1 MPa, porém ainda um valor elevado, representando cerca de 16 % da resistência média dos valores analisados. Para uma melhor visualização, a Figura 3.2 apresenta gráficos em forma de caixa das resistências à compressão obtidas aos 28 dias com os testemunhos moldados.

Tabela 3.2 – Resistência à compressão aos 28 dias dos testemunhos moldados (Magalhães *et al.*, 2013)

Laboratório	I	II	III	IV	V	VI	VII
CP 1	36,7	46,5	42,7	46,8	49,4	42,5	44,4
CP 2	35,3	51,3	45,1	47,8	47,4	41,3	46,4
CP 3	38,5	49,9	46,9	49,3	50,5	48,0	45,0
CP 4	34,3	50,3	43,5	47,3	50,2	48,8	42,2
CP 5	34,5	52,6	47,6	48,2	47,6	31,0*	43,0
CP 6	39,8	48,2	42,8	46,3	47,6	43,4	45,7
Média	36,5	49,8	44,8	47,6	48,8	44,8	44,5
Desv. Padrão	2,2	2,2	2,1	1,1	1,4	3,4	1,6
Coef. Variação	0,06	0,04	0,05	0,02	0,03	0,08	0,04
$f_{ck,estimado}^1$	32,8	46,2	41,3	45,9	46,4	39,2	41,8
$f_{ck,estimado}^2$	29,9	43,2	38,2	41,0	42,2	38,2	37,9
Topo³	Fresado	Neoprene	Enxofre	Fresado	Fresado	Fresado	Neoprene

¹Resistência estimada segundo o critério 6.2.3.1.b da NBR 12655 (ABNT, 2006) e desvio padrão do ensaio.

²Resistência estimada segundo o critério 6.2.3.1.b da NBR 12655 (ABNT, 2006) e desvio padrão = 4,0 MPa (condição de preparo A).

³Tipo de acabamento do corpo de prova para rompimento.

*Valor desconsiderado da análise.

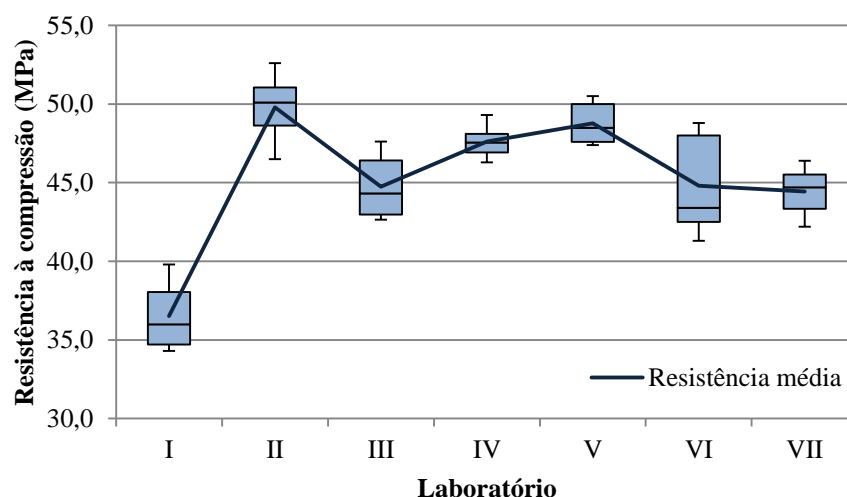


Figura 3.2 – Representação gráfica dos resultados de resistência à compressão aos 28 dias dos testemunhos moldados

A Tabela 3.3 apresenta os resultados dos testemunhos moldados e rompidos na mesma data dos testemunhos extraídos, cujos resultados são apresentados na Tabela 3.4. Pode-se perceber que o laboratório I permaneceu apresentando resultados bastante inferiores à média dos demais laboratórios, indicando que em uma situação real, a manutenção do uso deste acarretaria inevitavelmente na necessidade de uma reavaliação do elemento estrutural produzido. A Figura 3.3 e a Figura 3.4 apresentam os gráficos em forma de caixa das resistências à compressão obtidas aos 180 dias com os testemunhos moldados e extraídos, respectivamente.

Tabela 3.3 – Resistência à compressão aos 180 dias para os testemunhos moldados (Magalhães *et al.*, 2013)

Laboratório	I	II	III	IV	V	VI	VII
CP 1	28,1	46,8	36,7	51,6	54,9	46,3	46,7
CP 2	27,9	50,6	43,4	47,7	54,6	55,5	45,9
CP 3	25,3	48,7	40,8	53,4	54,4	53,9	49,3
CP 4	27,1	47,2	46,1	54,1	55,8	50,9	47,8
CP 5	25,8	49,8	42,5	45,9	52,6	51,0	47,4
CP 6	25,1	51,1	43,0	48,6	55,5	50,0	44,2
Média	26,6	49,0	42,1	50,2	54,6	51,3	46,9
Desv. Padrão	1,3	1,8	3,1	3,3	1,1	3,2	1,7
Coef. Variação	0,05	0,04	0,07	0,07	0,02	0,06	0,04
$f_{ck, estimado}^1$	24,4	46,1	36,9	44,8	52,8	46,0	44,0
Topo²	Fresado	Neoprene	Enxofre	Fresado	Fresado	Fresado	Neoprene

¹Resistência estimada segundo o critério 6.2.3.1.b da NBR 12655 (ABNT, 2006).

²Tipo de acabamento do corpo de prova para rompimento.

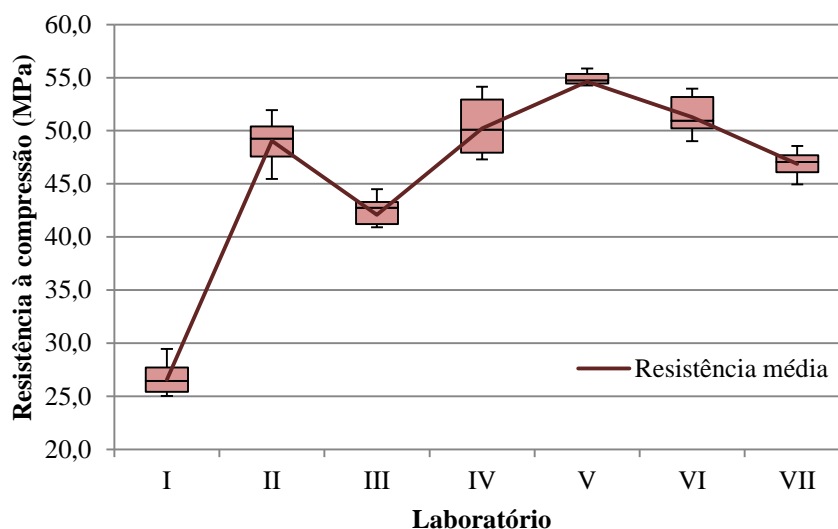


Figura 3.3 – Representação gráfica dos resultados de resistência à compressão aos 180 dias dos testemunhos moldados

Tabela 3.4 Resistência à compressão aos 180 dias dos testemunhos extraídos (Magalhães *et al.*, 2013)

Laboratório	I	II	III	IV	V	VI	VII
CP 1	26,9	38,8	37,4	37,5	46,4	38,3	35,3
CP 2	29,7	36,4	31,2	40,2	42,7	42,0	37,6
CP 3	30,5	39,0	35,2	36,3	43,9	41,2	34,4
Média	29,0	38,1	34,6	38,0	44,3	40,5	35,8
Desv. Padrão	1,9	1,4	3,1	2,0	1,9	1,9	1,7
Coef. Variação	0,07	0,04	0,09	0,05	0,04	0,05	0,05
$f_{ck,estimado}^1$	25,9	35,7	29,4	34,7	41,2	37,3	33,0
$f_{ck,estimado}^2$	28,5	39,2	32,4	38,2	45,3	41,0	36,3
Topo³	Fresado	Neoprene	Enxofre	Fresado	Fresado	Fresado	Neoprene

¹Resistência estimada segundo o critério 6.2.3.1.b da NBR 12655 (ABNT, 2006).

²Resistência estimada segundo a NBR 12655 (ABNT, 2006) levando em consideração recomendação do item 12.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

³Tipo de acabamento do corpo de prova para rompimento.

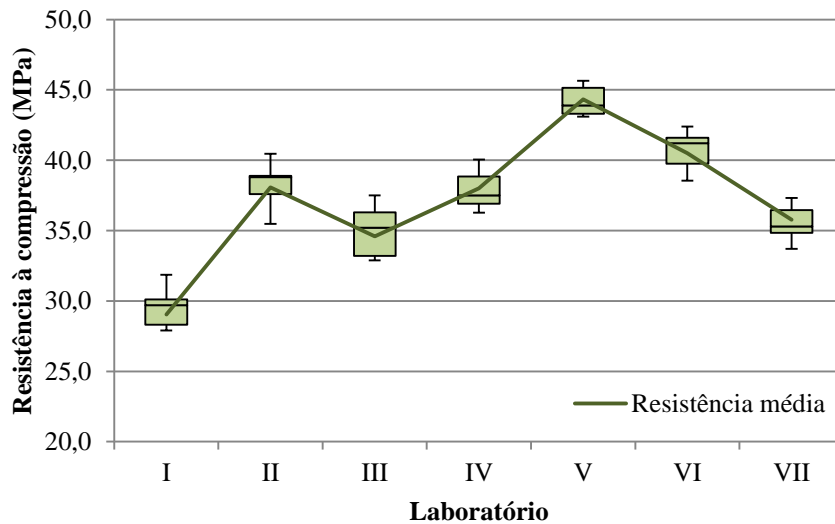


Figura 3.4 – Representação gráfica dos resultados de resistência à compressão aos 180 dias dos testemunhos extraídos

A Figura 3.5 apresenta os resultados médios obtidos em cada um dos sete laboratórios para cada uma das análises realizadas. Percebe-se que ocorreram casos de resultados inferiores em idade superior. No entanto, pode-se verificar que, de forma geral, os valores apresentaram coerência nos três casos. Em outras palavras, os laboratórios que apresentaram resultados mais elevados aos 28 dias também foram os que apresentaram maiores valores nas situações dos 180 dias. Os efeitos deletérios provocados pelo processo de extração também podem ser evidenciados pela apresentação gráfica.

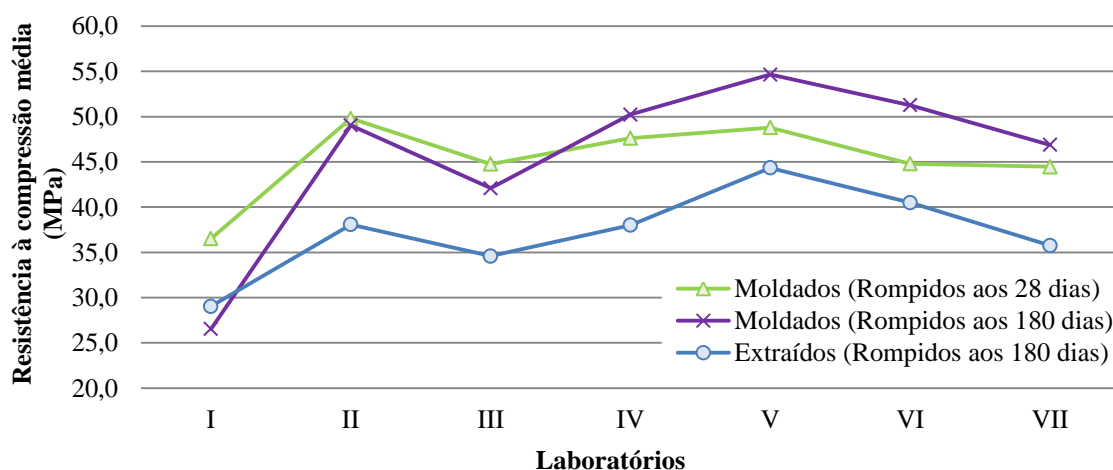


Figura 3.5 – Resistência à compressão média durante as três campanhas para cada um dos sete laboratórios

Excetuando-se os resultados visivelmente incoerentes do laboratório I, chega-se a uma razão entre a resistência média à compressão obtida dos corpos de prova pela resistência

média à compressão oriunda dos testemunhos extraídos (f_{cmCP}/f_{cmTT}) como sendo igual a 1,27. Este valor representa a variabilidade da resistência do concreto na estrutura em relação à variabilidade da resistência deste concreto dentro da mesma betonada (γ_{cl}). Embora esta seja uma amostragem pequena, o resultado desta relação apresenta-se bastante coerente com resultados obtidos por outros autores e adotados nos coeficiente de minoração presentes em textos normativos como a NBR 6118 (ABNT, 2014). Cremonini (1994) determinou a relação $f_{cmCP}/f_{cmTT} = 1,24$; já para a razão entre as resistências características a razão passou a ser maior; 1,29.

Em outra análise, buscando uma verificação alheia às variabilidades decorrentes dos procedimentos de ensaio, fez-se um levantamento de dados oriundos de um mesmo laboratório. Foi considerada a produção de três anos consecutivos de concretos de classes de resistência variando entre C20 e C40 utilizados em obras no interior do estado do Rio Grande do Sul. As variações decorrentes do processo de ensaio, desta forma, são minimizadas na comparação com a análise antes apresentada. Assim, nesta etapa, fica mais evidenciada a variabilidade proporcionada pelos materiais e pelo processo de produção do material.

Os dados foram comparados considerando-se apenas os resultados oriundos de uma mesma central dosadora por análise. Neste sentido, o lote de cada uma das classes de resistência consideradas é composto pelo concreto de uma única concreteira, havendo diferenças de local de produção apenas quando se trata de distintos valores de f_{ck} . Assim, se buscou analisar a variabilidade decorrente do processo de produção do concreto, não havendo diferenças provocadas pela consideração de mais de uma unidade produtora no lote.

Este autor pondera que a consideração de concretos de mesma resistência produzidos de uma única central é um modelo mais adequado para a avaliação da situação real do material aplicado nas obras no país. Esta consideração se deve ao fato de que, na grande maioria das construções, uma mesma concreteira é a responsável por todo o concreto lançado na obra. Justificativas para o uso da mesma concreteiras durante todo o período de construção podem ser atribuídas tanto a questões comerciais de contratos e acordos prévios quanto a motivos de cunho técnico, tais como a montagem total de tubulações e demais equipamentos a cada etapa. Desta forma, comparar concretos de distintas centrais dosadoras agregaria uma variabilidade incoerente com a realidade da grande maioria dos casos.

O volume de concreto efetivamente medido é de cerca de 10.500 m³; sendo este um dado representativo de aproximadamente 110.000 m³. Este percentual de controle pode ser considerado como seguindo o modelo de amostragem parcial de acordo com a NBR 12655 (ABNT, 2006) ou um controle de produção atendendo com facilidade as premissas da norma NBR 7212 (ABNT, 2012). Este montante, embora de reduzidas proporções na comparação com o total produzido no país, se mostra útil na avaliação do processo produtivo do concreto e do nível de conformidade do material produzido.

A Tabela 3.5 apresenta os principais parâmetros dos lotes de concreto considerados de forma global no período de um ano. São expostos os valores médios anuais da resistência à compressão do concreto, bem como o desvio padrão e o coeficiente de variação.

Tabela 3.5 – Média, desvio padrão e coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto produzido no período considerado

Período de produção	Parâmetro	Classe de resistência do concreto (MPa)			
		C20	C30	C35	C40
2011	Média (MPa)	24,1	32,3	38,2	51,7
	Desvio Padrão (MPa)	3,4	3,4	3,8	6,4
	Coef. de Variação	0,14	0,11	0,10	0,12
2012	Média (MPa)	25,3	32,0	37,3	46,0
	Desvio Padrão (MPa)	4,6	4,8	4,4	7,1
	Coef. de Variação	0,18	0,15	0,12	0,15
2013	Média (MPa)	28,2	34,9	41,1	44,2
	Desvio Padrão (MPa)	5,9	4,5	4,3	5,9
	Coef. de Variação	0,21	0,13	0,11	0,13

Com base nos dados apresentados, pode-se notar que o coeficiente de variação é maior quando são analisados concretos de menor resistência; como é o caso do concreto de $f_{ck} = 20$ MPa. O valor de V_{fc} ficou compreendido entre 0,10 e 0,21; excetuando-se a classe C20, o coeficiente de variação foi sempre inferior a 0,15. Analisando-se mais criteriosamente, percebe-se que o concreto de classe C30 foi o que apresentou o pior desempenho pela proximidade do valor média da resistência em relação ao valor especificado (característico). A distribuição dos resultados de resistência pode ser observada através dos histogramas da

Figura 3.6 para as quatro classes consideradas, bem como a curva teórica de distribuição Normal de probabilidades para cada caso.

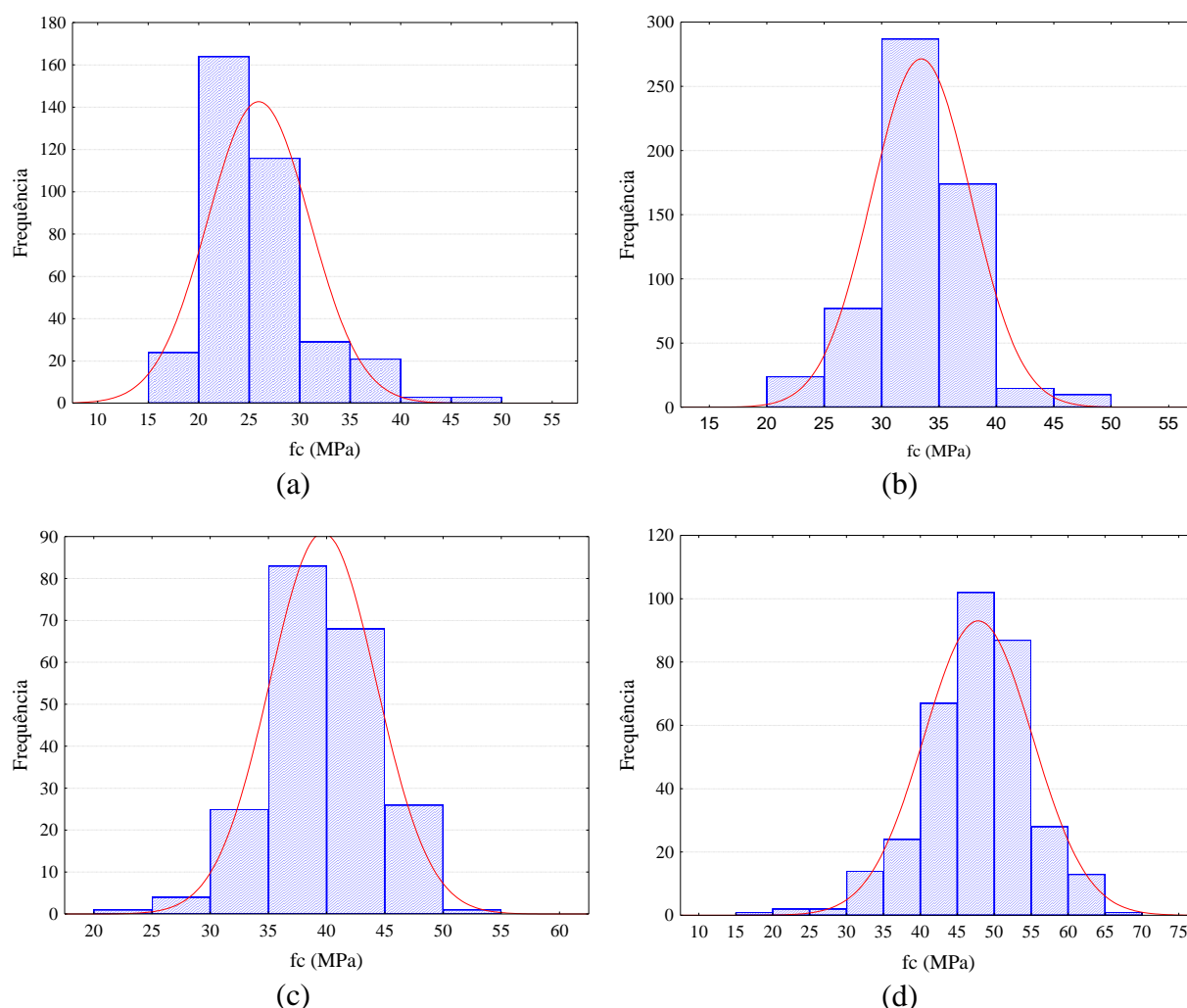


Figura 3.6 – Histogramas da resistência do concreto produzido no período de análise para as classes (a) C20; (b) C30; (c) C35 e (d) C40

Sendo o intuito do presente trabalho a análise do nível de não conformidade do concreto a que as estruturas podem estar sendo submetidas, fez-se o levantamento dos dados sob o ponto de vista do nível de comprometimento da resistência à compressão. A Figura 3.7 apresenta gráficos referentes à produção de concreto do ano de 2011 para cada uma das resistências. São apresentados os percentuais de não conformidade dos concretos produzidos, bem como são expostos os níveis desta não conformidade. Busca-se verificar o nível de prejuízo verificado no controle tecnológico para cada caso de insucesso. Para isso, os gráficos apresentam o valor percentual da razão entre a resistência efetivamente medida e a resistência especificada em projeto ($f_{ck,est}/f_{ck}$).

Foram considerados seis níveis na avaliação:

- $(f_{ck,est}/f_{ck}) \geq 110 \%$
- $100 \% \leq (f_{ck,est}/f_{ck}) < 110 \%$
- $95 \% \leq (f_{ck,est}/f_{ck}) < 100 \%$
- $80 \% \leq (f_{ck,est}/f_{ck}) < 95 \%$
- $70 \% \leq (f_{ck,est}/f_{ck}) < 80 \%$
- $(f_{ck,est}/f_{ck}) < 70 \%$

Os dois primeiros casos representam concretos com resistência à compressão superior à especificada em projeto, sendo considerados materiais conformes. O terceiro caso define um concreto dito não conforme, porém com um nível de prejuízo considerado aceitável do ponto de vista prático (Pacheco e Helene, 2013). As demais situações referem-se a casos de NC mais acentuadas nos quais os procedimentos de reanálise são indispensáveis.

Tomando-se como exemplo o concreto produzido em 2011, é possível constatar que, embora tenham ocorrido casos de concreto não conforme, o valor determinado foi sempre superior a 80 % da resistência especificada. No caso do material de $f_{ck} = 30$ MPa, no entanto, percebe-se que 8 % do concreto produzido apresentou resistência inferior a 95 % do f_{ck} de projeto.

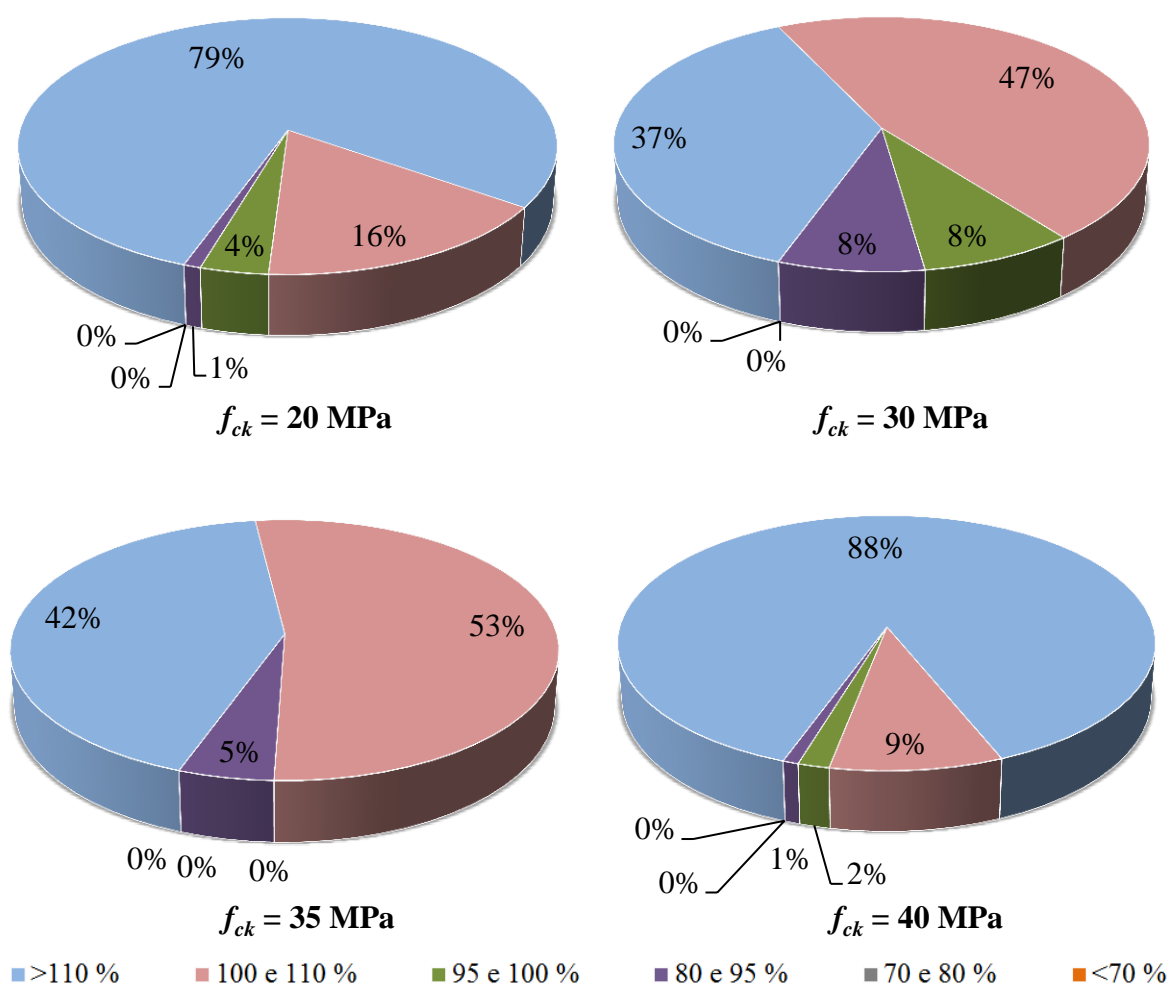


Figura 3.7 – Nível de não conformidade do concreto produzido durante o ano de 2011

Esta mesma análise pode ser realizada através da visualização da Figura 3.8 e da Figura 3.9, para a produção referente aos anos de 2012 e 2013, respectivamente. No caso do material produzido em 2012, percebe-se para concretos de classe C35 e C40, um percentual de 2 % com resistência inferior a 70 % do valor especificado em projeto. Também é expressivo o percentual de concretos com resistência à compressão inferior a 80 % de f_{ck} . Este é um nível que tende a apresentar elevada redução do nível de segurança da estrutura, conforme será discutido nos próximos capítulos deste trabalho. No ano de 2013 a produção apresentou melhores resultados, sobretudo nos concretos de menor resistência. No caso da classe C40, no entanto, percebe-se um considerável percentual de não conformidade com nível de prejuízo de potencial risco à segurança.

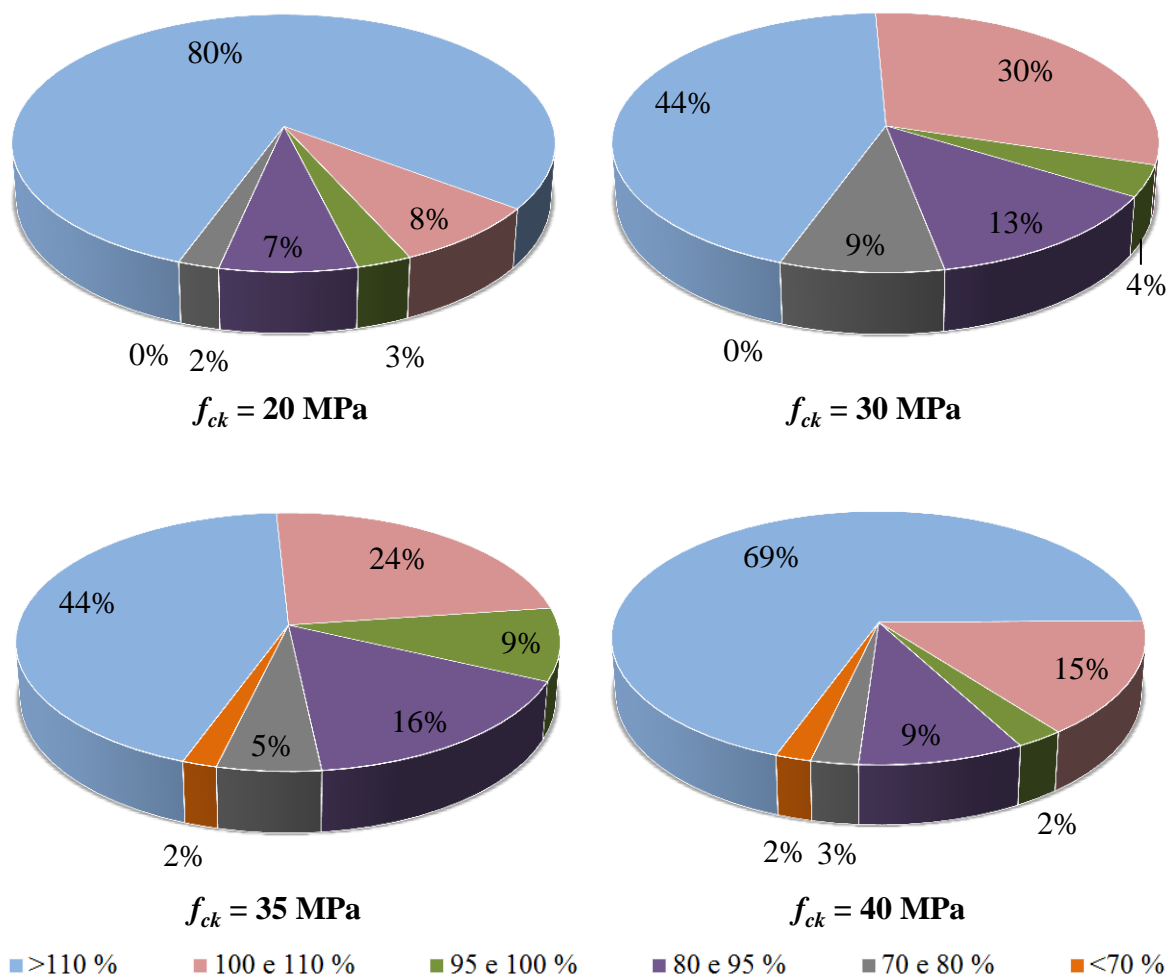


Figura 3.8 – Nível de não conformidade do concreto produzido durante o ano de 2012

A Figura 3.10 apresenta uma representação resumida de todos os concretos produzidos em cada um dos períodos analisados. Não foram realizados mecanismos de análise da resistência transposta da central (NBR 7212, 2012) para o tratamento em conjunto dos resultados, uma vez que o objeto em estudo é o nível percentual de conformidade ou não conformidade, e não o valor específico de f_c .

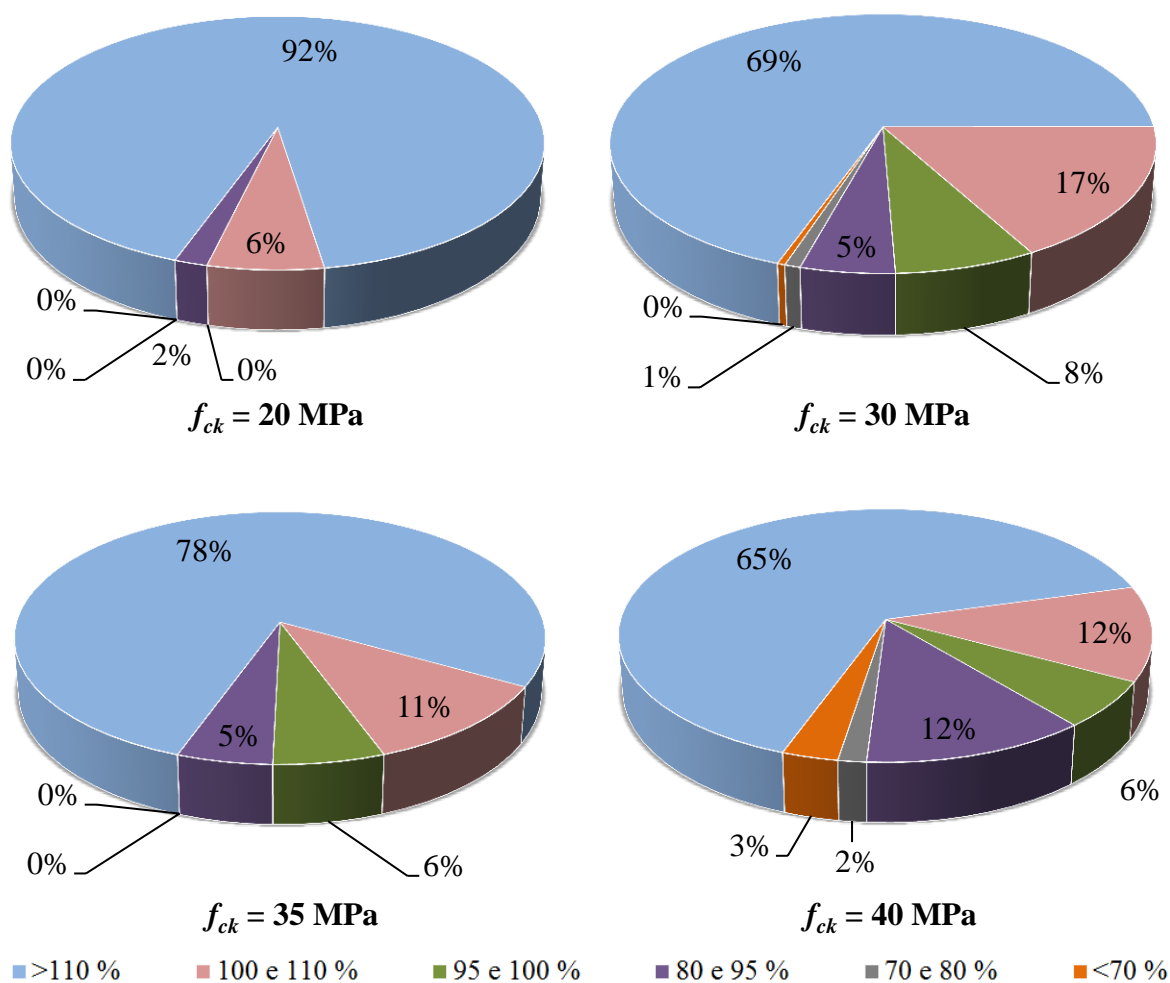


Figura 3.9 – Nível de não conformidade do concreto produzido durante o ano de 2013

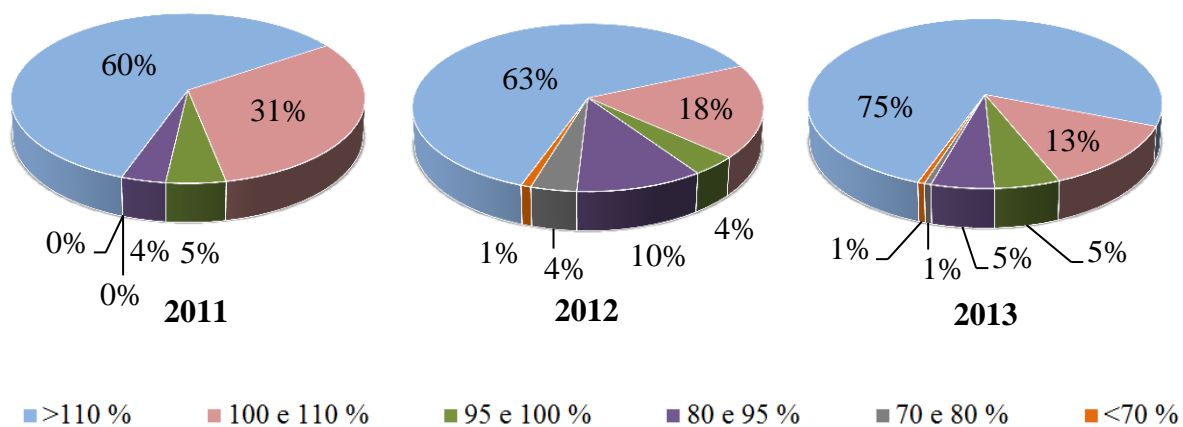


Figura 3.10 – Nível de não conformidade do concreto produzido durante o período considerado, incluindo todas as classes de resistência

3.3 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2007), válida até o mês de maio de 2014, apresentava em seu texto uma seção com as ações corretivas a serem adotadas para situações de não conformidades verificadas em obras executadas. A referida norma indicava, no caso de constatação de não conformidades, a adoção das seguintes ações corretivas:

- Revisar o projeto para determinar se a estrutura, no todo ou em parte, pode ser considerada aceita, considerando os valores obtidos do rompimento de CP's moldados durante a concretagem;

- No caso negativo, devem ser extraídos e ensaiados testemunhos de acordo com a NBR 7680 (ABNT, 2007), realizada a avaliação dos resultados de acordo com a NBR 12655 (ABNT, 2006) e se realizar uma nova verificação da estrutura visando a sua aceitação. Nesta situação o coeficiente de ponderação da resistência do concreto no estado limite último (ELU) pode ser dividido por 1,1; resultando em um $\gamma_c = 1,27$.

- Finalmente, constatada a não conformidade em última instância, deve-se escolher uma das seguintes alternativas:

- a) Determinar as restrições do uso da estrutura;
- b) Providenciar o projeto de reforço;
- c) Decidir pela demolição parcial ou total da estrutura.

O texto da NBR 6118 (ABNT, 2014), válida a partir do mês de maio de 2014, suprimiu este item relativo às ações corretivas no caso de não conformidades detectadas no concreto. Em substituição foi ampliada a discussão acerca das responsabilidades em casos de não conformidades, conforme será discutido mais detalhadamente na seção 3.4.

3.3.1 Metodologias de avaliação da segurança de estruturas com problemas de não conformidade

Um dos grandes desafios da cadeia produtiva do concreto quando surgem casos de não atendimento à resistência à compressão especificada em projeto é a verificação da manutenção de níveis adequados de segurança da estrutura. O desafio é garantir que os

índices de confiabilidade estabelecidos em projeto, através das normas de dimensionamento, sejam mantidos, ou pelo menos não tenham redução substancial.

Surge desta situação a necessidade de uma reanálise do projeto do elemento estrutural afetado. O objetivo principal deste processo é verificar se o resultado de resistência à compressão do concreto, embora inferior ao especificado no dimensionamento, é capaz de garantir a segurança esperada. Ou seja, se o nível de não conformidade medido é do ponto de vista da engenharia estrutural, aceitável; independente das questões de cunho comercial envolvidas.

Silva Filho e Helene (2011) apresentam uma proposta de metodologia de verificação da segurança em estruturas acabadas. O procedimento parte do princípio que a extração de testemunho deve ser utilizada para a análise. Os principais pontos desta metodologia estão apresentados na forma de fluxograma através da Figura 3.11. Percebe-se que o fluxograma apresentado faz referência apenas às situações de cunho técnico, eximindo-se de estabelecer responsabilidades por cada procedimento.

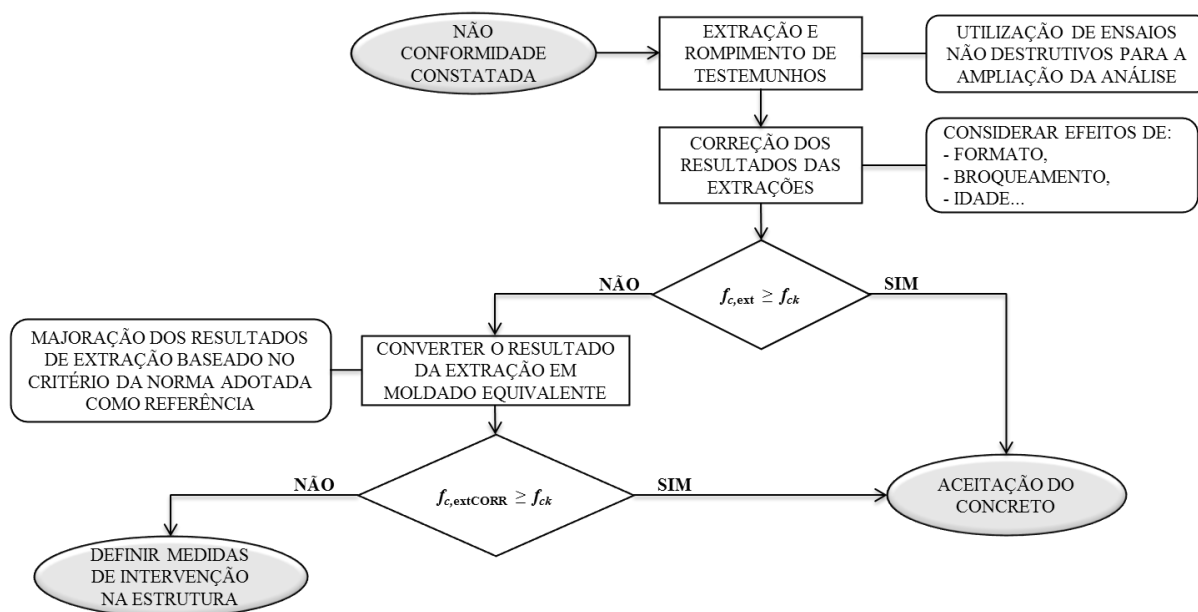


Figura 3.11 – Fluxograma do processo de verificação de elementos estruturais após verificação de não conformidade da resistência à compressão do concreto

Após a extração de testemunhos dos elementos estruturais em análise e a obtenção dos resultados de resistência à compressão ($f_{c,ext}$) indica-se a utilização de coeficientes de correção. Estes coeficientes levam em consideração possíveis diferenças na razão entre altura e diâmetro do testemunho, quando diferente da adotada por testemunhos moldados

(NBR 7680, 2007), efeitos deletérios decorrentes do processo de broqueamento, a influência da idade de realização do ensaio, entre outros.

Neste momento indica-se a realização de análises complementares dos elementos. A experiência prática mostra que a realização de ensaios não destrutivos nos elementos que tiveram CP's extraídos, nos demais elementos não conformes e também em elementos considerados conformes é de grande importância. Esta prática possibilita uma análise comparativa dos resultados, permitindo generalizar os resultados e ampliar o escopo de verificação para todos os elementos analisados.

Se os valores de resistência dos testemunhos extraídos, depois de realizadas as correções apontadas, forem superiores ao especificado em projeto a análise deve ser encerrada, e o concreto considerado conforme.

Quando o resultado não atender ao especificado, deve-se realizar a verificação da segurança utilizando-se a conversão do resultado em um valor equivalente. Esta conversão se baseia na consideração de que os resultados das extrações serem muito mais representativos na comparação com testemunhos moldados (Silva Filho e Helene, 2011). Na prática, por determinar resultados de resistência mais próximos aos efetivos da estrutura, reduzindo o grau de imprecisão, o procedimento consiste em majorar o resultado obtido. Em outro espectro, pode-se considerar a redução dos coeficientes de ponderação (minoração) da resistência do concreto utilizados no dimensionamento inicial.

As normas técnicas diferem quanto ao parâmetro de conversão adotado. A metodologia prescrita na NBR 6118 (ABNT, 2007) e mantida na versão 2014, equivale a acrescentar 10 % ao valor da resistência à compressão do concreto obtido de testemunhos extraídos, quando comparados aos testemunhos moldados no momento da concretagem. Silva Filho e Helene (2011) observam que, comparativamente à normatização internacional, a recomendação da norma brasileira pode ser considerada conservadora, estando a favor da segurança, porém contra a economia. A Tabela 3.6 apresenta os valores utilizados como multiplicadores no caso de resultados obtidos de extração de diferentes normas. Cremonini (1994), em seu estudo experimental utilizando testemunhos extraídos de concreto, obteve 1,24 como parâmetro multiplicador.

Tabela 3.6 – Multiplicadores de conversão da resistência obtida através de extração de testemunhos (Adaptado Silva Filho e Helene, 2011)

EN 13971 (2007)	FIP Model Code 90	ACI 417 (2003)	ACI 318 (2011)	NBR 6118 (1978)	NBR 6118 (2007) e (2014)
1,18	1,20	1,18	1,21 a 1,25	1,15	1,10

Independente da metodologia de análise adotada, Melchers (1999) alerta que conservadorismo durante o projeto de novas estruturas implica em apenas uma elevação pequena nos custos de construção; no entanto, o conservadorismo exagerado no critério de aceitação para a estrutura existente pode ter um grande impacto, resultando em grandes intervenções, demolições e impactos na atividade comercial.

3.4 RESPONSABILIDADES

Alheias aos problemas técnicos de qualidade e segurança decorrentes da não conformidade do concreto estão as questões comerciais envolvidas. Conforme já discutido, a constatação do não atendimento aos parâmetros de resistência estabelecidos em projeto gera um clima de grande apreensão na cadeia produtiva do concreto. Inúmeros são os fatores capazes de levar o concreto produzido à rejeição, bem como são inúmeros os atores envolvidos.

As relações estabelecidas na cadeia produtiva do concreto são bastante similares às relacionadas com outros processos produtivos, seja da construção civil ou não. Na realidade, o processo pode ser resumido em dois extremos: Em um dos extremos está o produtor, responsável pelo fornecimento dos materiais e serviços na forma de produto final, geralmente representado pela empresa de serviço de concretagem. No outro extremo encontra-se o cliente final, que pode estar representado na figura do proprietário ou responsável pela obra, e tem como principal função definir as premissas básicas, requisitos e necessidades. Ocorre que, dentro da relação destes dois extremos existem muitas questões cuja implicação na qualidade do produto final é de difícil mensuração. Dentre estas questões podem ser citados os serviços terceirizados, tais como os serviços de controle tecnológico por laboratórios isentos, o fornecimento de matéria-prima e demais insumos, consultorias, projetistas, entre outras. A Figura 3.12 busca apresentar em forma esquemática as interações principais da cadeia produtiva do concreto, evidenciando a existência de questões de difícil tratamento.

A norma NBR 12655 (ABNT, 2006) define o responsável técnico pela obra ou o proprietário como responsáveis pelo recebimento do concreto. Desta forma, deve ser previsto o controle tecnológico do concreto, execução e custos, como uma das etapas da obra. A concreteira é, por sua vez, responsável pelo controle de produção do concreto, compreendendo neste controle os insumos e os serviços até o lançamento do material nas formas.

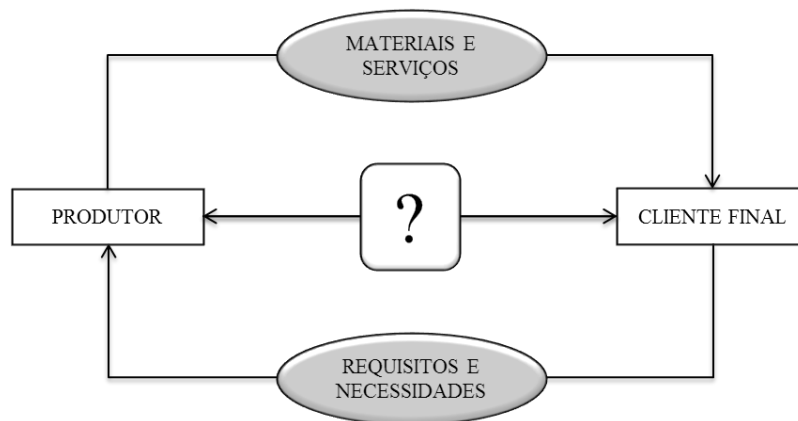


Figura 3.12 – Início, fim e as interações da cadeia produtiva do concreto

Esta definição de responsabilidades faz-se importante uma vez que em muitos casos os dois controles acabam se sobrepondo. Na prática, muitos construtores, por redução de despesas, negligência ou desconhecimento, acabam por utilizar os resultados oriundos do controle de produção das empresas produtoras como parâmetro para a aceitação de elementos estruturais.

É importante salientar que, seguidos os procedimentos de controle de pilares prescritos pela NBR 12655 (ABNT, 2006), ou seja, realizando o controle tecnológico de 100 % do concreto utilizado, tem-se a garantia de que todos os elementos estarão com sua resistência determinada. Assim, utilizar dados oriundos de controles de produção podem gerar resultados insuficientes, tanto no objetivo de garantir a segurança quanto na tentativa de se estabelecer os responsáveis pelo insucesso.

Em contrapartida às premissas das normas brasileiras, o modelo europeu EN 206 (2007) aponta o produtor como o responsável nato pela produção e também pela avaliação da conformidade do concreto. Neste aspecto a referida norma encarrega o produtor de executar os ensaios iniciais e o controle de produção, incluindo neste o controle de conformidade.

4 A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO E O DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO

Responsável pelo suporte de vigas e lajes de edifícios, a importância dos pilares de concreto armado na manutenção do equilíbrio estrutural é incontestável, devendo receber um tratamento de maior cuidado no projeto e execução (Graziano, 2005).

A análise dos efeitos das não conformidades do concreto teve foco nos pilares de concreto armado. Considera-se esta situação, uma vez que estes elementos estruturais são submetidos quase que exclusivamente à esforços de compressão, estando portanto, mais suscetíveis a situação de redução de resistência à compressão do concreto. Além disso, esta escolha se deve ao elevado potencial de risco decorrente das falhas destas peças.

O concreto pode ser caracterizado por inúmeras propriedades que resultam em comportamentos bastante distintos. Neste capítulo são apresentadas as propriedades mais importantes quando do dimensionamento de pilares de concreto armado. Busca-se analisar a influência dos parâmetros mecânicos, sobretudo a resistência à compressão, do concreto no desempenho estrutural destes elementos.

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O comportamento estrutural dos pilares de concreto armado é tipicamente não linear cuja modelagem é, em geral, bastante complexa. As não linearidades apresentam-se de duas formas distintas: não linearidade geométrica e não linearidade física.

As não linearidades geométricas podem ser simplificadaamente definidas pela deformação do eixo da estrutura por efeito do carregamento. São efeitos que devem ser analisados cuidadosamente considerando-se a configuração final de equilíbrio do sistema estrutural analisado. Em geral, as não linearidades geométricas são analisadas em termos de

efeitos proporcionados pela deformação imposta ao elemento estrutural; os ditos efeitos de segunda ordem.

As não linearidades físicas, por sua vez, são efeitos do comportamento mecânico não linear dos materiais que compõem a estrutura de concreto armado; no caso, concreto e aço (após escoamento). A análise das não linearidades físicas baseia-se na avaliação da rigidez dos elementos estruturais, a partir do conhecimento das propriedades dos materiais constituintes.

Desta forma, percebe-se que o desempenho dos pilares de concreto armado está intimamente relacionado com o desempenho dos materiais utilizados. O comportamento mecânico do concreto afeta de forma direta o mecanismo estrutural e, conforme já fora discutido nos capítulos anteriores, a resistência à compressão acaba por ser o parâmetro básico de avaliação do desempenho deste material.

4.2 A INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO NO COMPORTAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO

A resistência à compressão apresenta-se como uma variável fundamental no dimensionamento de pilares de concreto armado. Dentre os fatores que podem ser correlacionados ao valor de f_c podem ser destacados a deformação, rigidez e fissuração, bem como o comportamento reológico do material considerado.

Nos próximos itens são discutidas brevemente estas variáveis. A apresentação é dividida em tópicos, embora a influência da resistência à compressão ocorra de forma conjunta.

4.2.1 A resistência à compressão do concreto e o módulo de deformação longitudinal

O concreto apresenta um comportamento não linear quando submetido a incrementos de tensão. Isso significa que não existe proporcionalidade entre tensão e deformação, sendo este efeito relacionado às características intrínsecas do material.

Antes do início do carregamento a zona de transição entre os agregados e a pasta já apresenta certo grau de fissuração ou microfissuração. Este grau de fissuração inicial se reduz naturalmente com o aumento da resistência à compressão do concreto. O diagrama tensão x deformação do concreto não é linear, conforme apresentado na Figura 4.1.

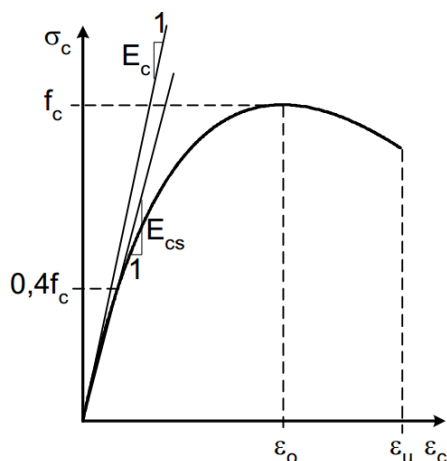


Figura 4.1 – Diagrama tensão x deformação do concreto sob compressão simples

Nos concretos com resistências à compressão ditas convencionais existe uma tendência de aumento da fissuração na zona de transição quando o carregamento atinge cerca de 25 % da capacidade resistente do material. Isso pode ser observado pela alteração na inclinação do diagrama tensão x deformação. Quando o carregamento se aproxima de 70 % da carga de ruptura, as fissuras atingem a matriz da pasta, acarretando na interligação das fissuras iniciais e produzindo a parcela descendente do diagrama até a ruptura. Experimentalmente, o trecho descendente do diagrama é obtido através de um ensaio com velocidade de deformação controlada.

Na Figura 4.1, E_c representa a inclinação da reta tangente à curva na origem do diagrama; denominado módulo de deformação longitudinal tangente. O módulo secante E_{cs} representa a inclinação da reta que passa pela origem e concorre com o diagrama no ponto correspondente a uma tensão em torno de 40 % da resistência do concreto analisado. De forma experimental, pode-se verificar que o valor de E_c é função do valor da resistência à compressão do concreto estudado.

Torrico (2010) esclarece que, no caso de concretos de alta resistência, a interface tem um comprimento de fissuras menor que o dos concretos convencionais, sendo que a propagação rápida do processo de fissuração só se inicia quando o carregamento supera 85 %

da carga de ruptura do material. Neste caso, a ruptura pode ocorrer tanto na matriz quanto nos agregados, uma vez que estes não funcionam como barreira para a fissuração, permitindo uma ruptura brusca, sem plastificação.

Neste sentido, além de não linear, o diagrama tensão x deformação do concreto varia em função da classe do concreto utilizado. No caso, para concretos de resistências mais baixas, o pico das tensões ocorre para deformações em torno de 2 ‰; na medida em que a resistência do concreto se eleva, este valor tende a aumentar. Acompanhado do incremento da deformação específica correspondente ao pico da curva percebe-se uma perda de resistência mais repentina na porção pós-pico da curva, diferente da situação de concretos convencionais. Isso pode ser observado através dos diagramas apresentados na Figura 4.2.

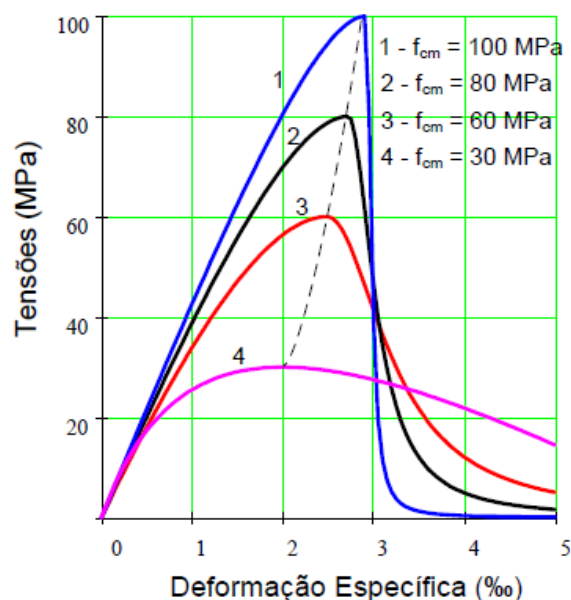


Figura 4.2 – Diagramas tensão x deformação específica para concretos de diferentes classes de resistência (Aguirre *et al.*, 2006)

Inúmeras correlações entre o módulo de deformação longitudinal e a resistência à compressão do concreto têm sido propostas por projetos de pesquisa sobre o tema; muitas destas adotadas nos textos das normas de dimensionamento. Em geral (Araújo, 2008), estas correlações são válidas para concretos de massa específica normal e na utilização de carregamentos estáticos. No caso de cargas dinâmicas existe a tendência de aumento do módulo de deformação.

O FIB Model Code (2010) estabelece a relação entre o módulo de deformação tangente e a resistência à compressão do concreto através da equação (4.1):

$$E_c = \alpha_E \cdot 21500 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}, \text{MPa} \quad (4.1)$$

Onde α_E varia de acordo com o tipo de agregado, conforme a Tabela 4.1 e:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8, \text{MPa} \quad (4.2)$$

O módulo secante é dado por:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_c, \text{MPa} \quad (4.3)$$

Tabela 4.1 – Coeficiente de correção da correlação entre o módulo tangente e a resistência à compressão do concreto (Adaptado: NBR 6118, 2014)

Tipo de agregado	Basalto e diabásio	Granito e gnaisse	Calcário	Arenito
α_E	1,2	1,0	0,9	0,7

O ACI 318 (2011) define, considerando-se a proporção da equação (4.3), a relação para o módulo secante e tangente, respectivamente pelas equações (4.4) e (4.5):

$$E_{cs} = 4700 \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{MPa} \quad (4.4)$$

$$E_c = 5529 \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{MPa} \quad (4.5)$$

A norma brasileira, até a versão de 2007, utilizava o mesmo modelo de correlação definido pela norma norte-americana. A partir da versão de 2014, a NBR 6118 passou a considerar uma combinação das equações dos modelos do CEB e ACI, diferindo o tratamento de acordo com a classe de resistência do concreto analisado. Por esta metodologia o módulo de deformação tangente é dado por:

$$E_c = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{ MPa, quando } 20 \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.6)$$

$$E_c = \alpha_E \cdot 21500 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \text{ MPa, quando } 55 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (4.7)$$

O módulo de deformação secante é estimado por:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_c \quad (4.8)$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (4.9)$$

O módulo de deformação do concreto é um parâmetro de elevada importância na caracterização do comportamento estrutural, sobretudo na estimativa durante a fase de projeto. No entanto, quando o objetivo é realizar uma análise estrutural mais detalhada, baseada na simulação do comportamento de determinado elemento, faz-se necessária a adoção de relações matemáticas, que representem o diagrama tensão x deformação, tanto na zona pré quanto na pós-pico.

Dentre os modelos de previsão, o FIB Model Code (2010) adota a relação tensão x deformação da equação (4.10) para o concreto em simples compressão, válida para as zonas ascendente e descendente do diagrama:

$$\sigma_c = f_c \left(\frac{k' \eta - \eta^2}{1 + (k' - 2) \eta} \right) \quad (4.10)$$

Onde:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (4.11)$$

$$k' = \frac{E_c}{E_{c1}} \quad (4.12)$$

O módulo de deformação tangente na origem pode ser obtido através da equação (4.1). A deformação específica e o módulo tangente na origem são dados, respectivamente, pelas equações (4.13) e (4.14):

$$\varepsilon_{c1} = 1,7 + \frac{f_{cm}}{70} \quad (4.13)$$

$$E_{c1} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}/1000} \quad (4.14)$$

Na Figura 4.3 são apresentados diagramas tensão x deformação obtidos teoricamente pelo processo descrito anteriormente, considerando-se as resistências médias de 30, 40 e 50 MPa e $\varepsilon_0 = 2 \%$.

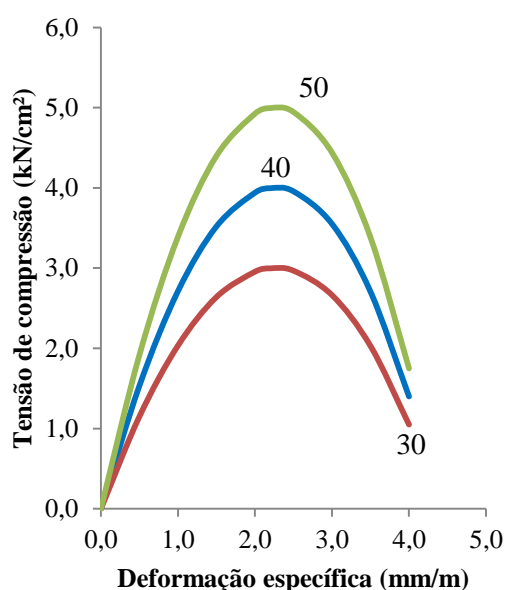


Figura 4.3 – Diagrama tensão x deformação teórico em compressão simples

Em geral, os modelos teóricos de construção do diagrama tensão x deformação apresentam boa concordância quando são comparados os trechos ascendentes. Na parcela pós-pico, no entanto, apresentam algumas divergências entre métodos de previsão distintos. Araújo (2014) relaciona esta característica ao fato desta parte do diagrama depender do comprimento sobre o qual são realizadas as medições no processo experimental; sendo assim, função do tamanho do elemento estrutural em análise.

Desta forma, quando o objetivo não é simular o comportamento do elemento estrutural e sim a fase de projeto, admite-se o uso do denominado diagrama parábola-retângulo. Este diagrama considera uma equação de segundo grau na fase ascendente e a parcela descendente é adotada como um valor constante, representado através de uma reta. Este tipo de diagrama é apresentado e sugerido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e pelo FIB Model Code (2010).

Obviamente, a resistência à compressão não é a única variável que influencia na relação entre a tensão e a deformação do concreto. A idade, velocidade e duração do carregamento são fatores consideráveis. Além disso, as propriedades elásticas dos agregados têm uma grande influência no módulo de deformação do concreto. Salienta-se, no entanto, que as situações de não atendimento da resistência à compressão do concreto acarretam em evidente elevação da deformabilidade do elemento estrutural, resultando no aumento dos efeitos de segunda ordem sobre a estrutura.

No caso específico do dimensionamento de pilares de concreto armado, a resistência à compressão tem influência direta na metodologia de cálculo. É evidente que a redução da capacidade resistente do concreto representada pelo valor de f_c irá acarretar em uma maior taxa de armadura. Além disso, naturalmente, quanto menor o valor de f_c , para uma mesma taxa de armadura, menor será a capacidade de carga do pilar. Este fato gera um considerável problema do ponto de vista de segurança estrutural quando surgem os casos de não conformidade.

4.2.2 A resistência à compressão do concreto e os efeitos diferidos

Os efeitos diferidos, responsáveis pelas deformações dependentes do tempo em determinado elemento estrutural, costumam ser analisados através dos fenômenos da fluência e da retração.

A fluência consiste, basicamente, no acréscimo contínuo das deformações que ocorrem quando o elemento estrutural de concreto é submetido a um carregamento constante. Este efeito é intimamente relacionado à duração e à idade de início do carregamento. Além disso, a fluência sofre os efeitos das condições ambientais, como por exemplo, a umidade do ar. A retração consiste no aumento das deformações do concreto independente de esforços externos aplicados. Este fenômeno ocorre principalmente no processo de endurecimento à medida que a água de amassamento é eliminada do interior do material.

O comportamento reológico do concreto pode ter efeito significativo na capacidade resistente de pilares de concreto armado. Seus efeitos podem ser traduzidos na forma de aumento da curvatura dos elementos e na introdução de momentos e esforços indesejáveis na estrutura considerada. Fluência e retração são propriedades que variam de acordo com as características intrínsecas ao concreto como material. Na realidade, estes efeitos diferidos são função da relação água-cimento (a/c), do teor de argamassa seca (m) e do consumo de cimento (C) adotados no traço. Diagramas de dosagem, tal como o apresentado na Figura 4.4, podem servir como exemplo da relação direta destes fatores com a resistência à compressão do concreto. Ou seja, situações de não conformidade tendem a acarretar, embora aparentemente de forma singela, em aumento dos efeitos indesejáveis oriundos do comportamento reológico do concreto.

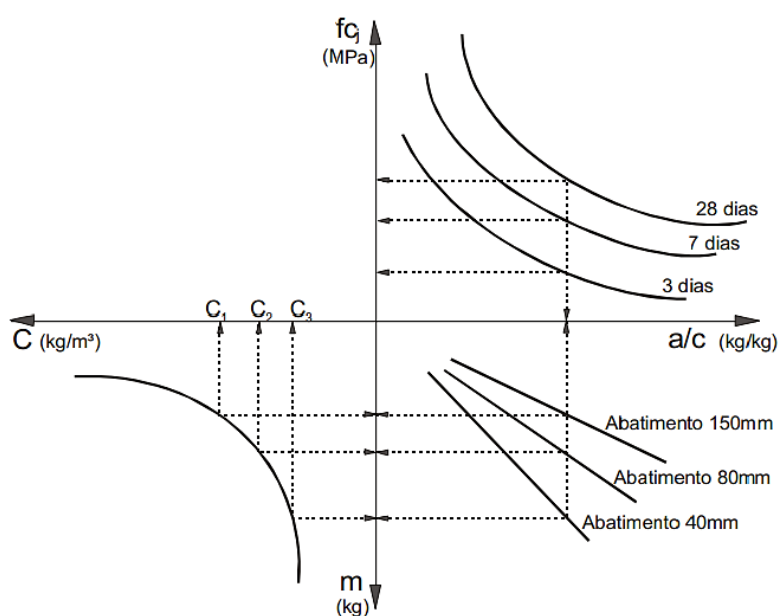


Figura 4.4 – Diagrama de dosagem apresentando a relação entre a resistência à compressão e os fatores que afetam os efeitos diferidos (Helene e Terzian, 1992)

4.2.3 A resistência à compressão do concreto, fissuração e a rigidez

Embora seja um parâmetro desconsiderado durante o dimensionamento de estruturas de concreto armado, a resistência à tração do concreto possui importante interesse quando o objetivo é analisar o comportamento de dado elemento.

A resistência à tração é dificilmente determinada experimentalmente nas obras correntes brasileiras. Os valores adotados para as verificações relativas aos estados limites de utilização são oriundos de correlações com a resistência à compressão do material.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece dois modelos, muito similares aos propostos pelo FIB Model Code (2010), dependendo da classe do concreto analisado:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}, \text{ MPa, quando } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.15)$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}), \text{ MPa, quando } 55 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (4.16)$$

Além disso, notadamente, o concreto caracteriza-se por apresentar uma pequena resistência à tração quando comparada com a resistência à compressão. Ocorre que esta característica faz com que, mesmo para níveis elevados de carregamento, surjam fissuras em pontos submetidos a esforços de tração, comuns em pilares submetidos a fortes efeitos de flexão. Este processo de fissuração tem grande influência na rigidez estrutural do elemento analisado; acarretando em uma elevação nas deformações e nos efeitos nocivos oriundos destes.

5 CONFIABILIDADE EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

5.1 INTRODUÇÃO

Elementos estruturais de concreto armado são projetados para atenderem, dentre outros, requisitos de segurança, desempenho em serviço e durabilidade. Nos casos em que algum requisito de segurança ou desempenho não seja atendido, considera-se atingido algum estado limite.

Estes limites podem ser classificados em Estados Limites de Serviço ou Estados Limites Últimos. O primeiro caso refere-se às situações em que há prejuízo à utilização da estrutura, como ocorre no caso de deformações excessivas. A segunda situação faz referência ao colapso estrutural, acarretando o impedimento do uso da estrutura. Analisar a confiabilidade estrutural apresenta-se como uma verificação da garantia de segurança proporcionada.

O termo confiabilidade estrutural é geralmente empregado para designar a medida probabilística de segurança de determinado sistema ou estrutura frente a um determinado desempenho esperado. Alternativamente, pode-se defini-lo como o complemento da probabilidade de falha e conseqüente violação de determinado estado limite.

5.2 CONCEITOS DE CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

As teorias de confiabilidade permitem quantificar as incertezas e determinar a probabilidade de que um sistema estrutural atinja determinado estado limite. Os conceitos básicos em termos de confiabilidade estão associados ao nível de confiança para o qual uma estrutura apresenta um bom desempenho em serviço (Santiago, 2011).

Conforme Diniz (1999):

“O problema básico da confiabilidade estrutural é o de garantir que a resistência R será superior ao carregamento (ou efeito do carregamento) ao longo da vida útil da estrutura. Devido à presença de incertezas na determinação da resistência e do carregamento (S), a confiabilidade pode ser estabelecida apenas em termos probabilísticos, ou seja, em termos da probabilidade $P(R > S)$.”

As metodologias normatizadas de dimensionamento estrutural buscam garantir uma determinada probabilidade pré-ajustada de falha, ou no caso específico e esperado, de sucesso. Neste sentido, estes documentos permitem uniformizar os critérios adotados e desta forma assegurar uma condição aceitável de segurança.

Ocorre que no espectro que compreende aos esforços resistentes (R) existem inúmeras variáveis de caráter aleatório e de difícil mensuração. As resistências de ruptura dos materiais podem sofrer variações, assim como o posicionamento e as dimensões das peças, por exemplo, levando a incertezas no processo. Além disso, os carregamentos representados pelos esforços solicitantes (S) apresentam grande variabilidade na maioria dos projetos; uma vez que durante a vida útil da estrutura distintas configurações de carregamento podem ser impostas. Nestas condições, a análise de confiabilidade, cujo intuito é garantir a condição $R > S$, só é possível em termos de probabilidade, ou seja, $P(R > S)$.

Para Melchers (1999), as incertezas envolvidas no processo de análise estrutural podem ser divididas em (Figura 5.1):

- Incertezas Físicas: relacionadas à aleatoriedade inerente aos materiais, geometria e dimensões dos elementos e à avaliação dos carregamentos impostos;
- Incertezas Estatísticas: associadas aos dados utilizados na previsão da distribuição de probabilidades das variáveis aleatórias envolvidas na análise e seus parâmetros principais;
- Incertezas de Fatores Humanos: provenientes de falhas ocorridas nas fases de projeto, execução ou utilização da estrutura, sejam intencionais ou não;
- Incertezas Fenomenológicas: decorrente de eventos não previstos e, conseqüentemente, não corretamente mensurados;

- Incertezas de Decisão: caracteriza-se pela definição da ocorrência ou não do fenômeno analisado; refere-se à decisão sobre o alcance de um estado limite;

- Incertezas de Previsão: envolve a previsão de um determinado estado do elemento analisado em um tempo futuro ($t > 0$);

- Incertezas de Modelo: relacionadas às aproximações teóricas do comportamento real das estruturas analisadas, sejam em relação aos materiais, geometria ou carregamentos.

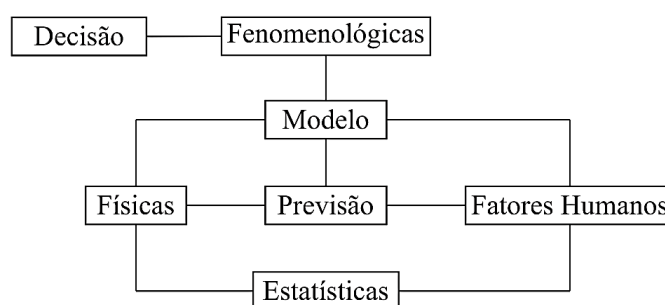


Figura 5.1 – Incertezas no processo de avaliação da confiabilidade
(Adaptado: Melchers, 1999)

Surge desta forma a necessidade de se estimar os parâmetros de variabilidade de cada uma das variáveis envolvidas no processo. Esta estimativa é de fundamental importância para a garantia da coerência na análise de confiabilidade que está sendo realizada. A Figura 5.2 apresenta um modelo representativo da análise do nível de segurança de determinado elemento estrutural. Nela o eixo horizontal representa a distribuição da resistência e o eixo vertical representa a distribuição dos efeitos proporcionados pelo carregamento. A reta bissetriz representa a região limite, ou seja, a situação em que os esforços solicitantes se igualam à capacidade resistente do elemento analisado.

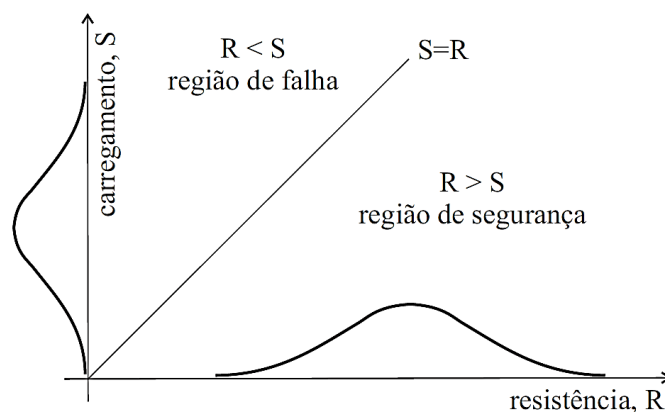


Figura 5.2 – Regiões de segurança e falha na combinação de solicitações e resistências
(Adaptado: MacGregor, 1997)

A estimativa de confiabilidade pode ser tomada em termos de probabilidade de falha $[P(R < S)]$ ou probabilidade de sobrevivência $[P(R > S)]$. Conhecendo-se os principais parâmetros envolvidos no processo e suas respectivas distribuições de probabilidade pode-se definir a probabilidade de falha ($P_f = P(R < S)$), considerando-se R e S contínuas e estatisticamente independentes, conforme a equação (5.1) (Ang e Tang, 1984).

$$P_f = \int_0^{\infty} F_R(s) \cdot f_S(s) ds \quad (5.1)$$

Onde:

F_R é a função de distribuição acumulada de R ;

f_S é a função densidade de probabilidade de S .

Como forma de avaliar a confiabilidade do problema para duas variáveis, R e S , define-se a função *margem de segurança* (M) do sistema estrutural como a diferença entre a resistência de ruptura (R) da estrutura e a ação (S) a qual a estrutura é submetida, conforme a equação (5.2).

$$M = R - S \quad (5.2)$$

Considerando-se contínuas, com distribuição de probabilidades Normal e estatisticamente independentes as variáveis R e S (Figura 5.3), pode-se definir o valor esperado da margem de segurança (μ_M) através da equação (5.3). A equação (5.4) apresenta o desvio padrão da margem de segurança (σ_M).

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (5.3)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (5.4)$$

Onde: σ_R e σ_S representam o desvio padrão da carga de ruptura e das ações, respectivamente.

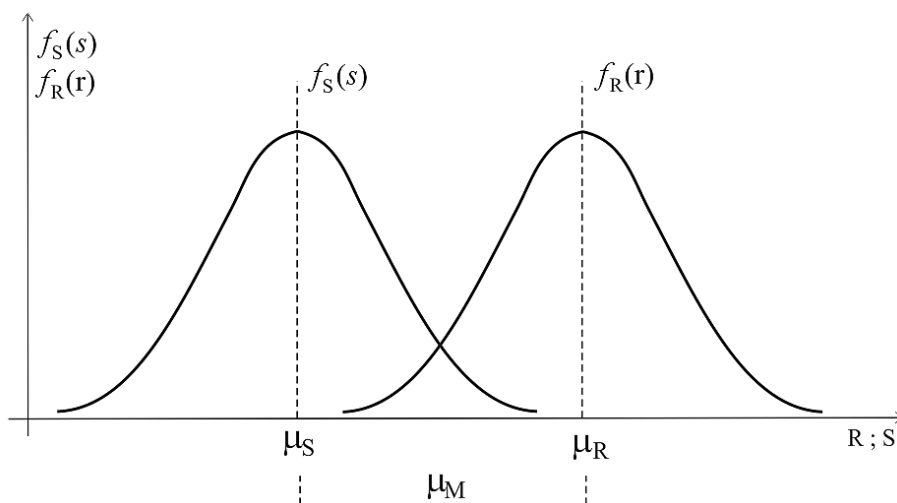


Figura 5.3 – Função densidade de probabilidade dos esforços resistentes (R) e ações solicitantes (S) (Adaptado: Ang e Tang, 1984)

Através da análise da Figura 5.4 pode-se verificar que:

$$\mu_M = 0 + \beta \cdot \sigma_M \quad (5.5)$$

Onde:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (5.6)$$

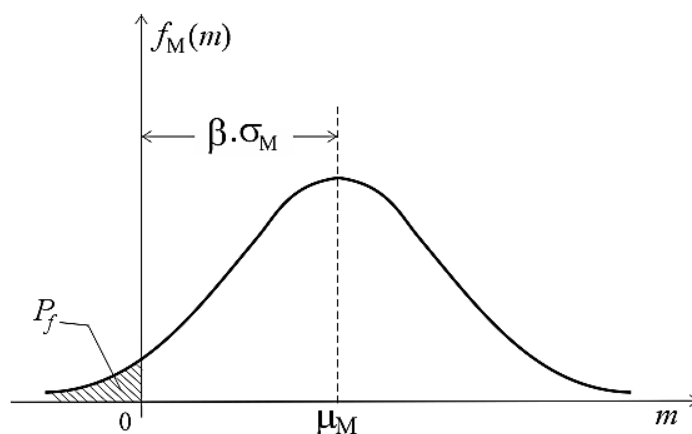


Figura 5.4 – Função de densidade de probabilidades f_M da margem de segurança (Adaptado: Ang e Tang, 1984)

Tomando-se como Normal a distribuição de probabilidades acumulada (Φ) da margem de segurança, pode-se determinar a probabilidade de falha de uma estrutura, conforme apresentado na Figura 5.4, através da equação (5.7).

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (5.7)$$

Através da análise da Figura 5.4, pode-se perceber que o aumento do valor de β implica em uma redução da área hachurada. Nestas condições, percebe-se que a probabilidade de falha (P_f), representada pela área hachurada, é função do índice de confiabilidade β ; sendo este um parâmetro útil para a comparação do nível de segurança atingido no projeto de determinada estrutura (Real, 2000). Fato importante na análise é observar a não linearidade desta relação; neste caso, pequenas reduções de β implicam grande aumento na probabilidade de falha. A Figura 5.5 apresenta em forma gráfica a relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha estabelecida através da equação (5.7).

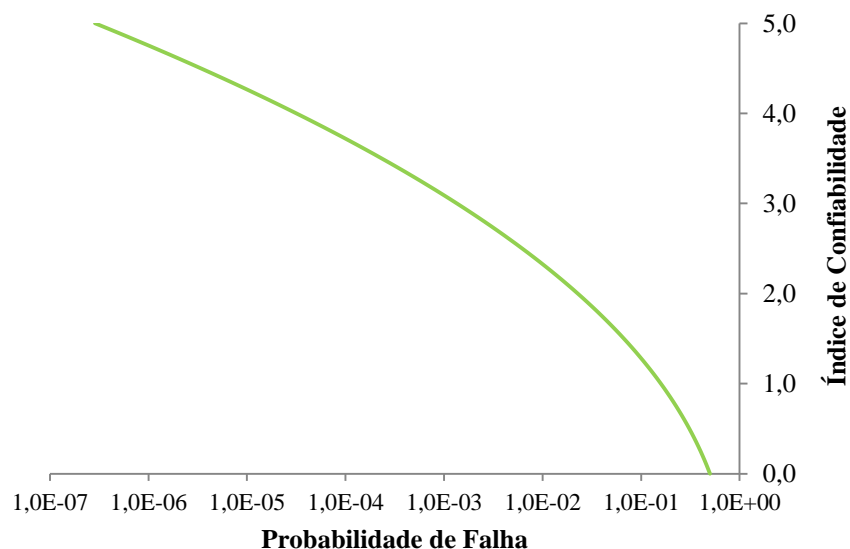


Figura 5.5 – Relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha

Nos casos mais gerais R e S são funções de variáveis aleatórias e podem resultar em variáveis não-gaussianas. Nos casos gerais, a relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha não é exata, sendo que outros métodos de análise devem ser utilizados, tais como os apresentados no item 5.4. Entretanto, devido à simplicidade apresentada pelo procedimento acima descrito, este tem sido largamente utilizado na calibração de normas, citando-se como exemplo, Szerszen e Nowak (2003) e Szerszen *et al.* (2005).

5.3 CRITÉRIOS DE INTRODUÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

Em uma análise de confiabilidade uma grande variabilidade de modelos pode ser utilizada. Estes modelos podem ser adotados de forma isolada ou através da associação de duas ou mais metodologias. Com forma de organização do tema, os métodos de confiabilidade são classificados por níveis segundo a quantidade de informações que se dispõe do problema estrutural analisado. A Tabela 5.1 apresenta, de forma resumida o nivelamento assumido para os métodos de confiabilidade estrutural. A grande maioria dos autores, no entanto, classifica os métodos de avaliação da confiabilidade em apenas dois destes níveis.

Tabela 5.1 – Classificação por níveis dos métodos de confiabilidade
(Adaptado: Madsen *et al.*, 1986)

Nível	Definição
0	Todas as cargas são tratadas similarmente e as tensões elásticas são reduzidas por um fator de segurança. Formato das “tensões admissíveis”.
I	As cargas são tratadas de formas distintas e é definido um valor característico para cada variável. Formato do tipo <i>Load and Resistance Factor Design</i> (LRFD) ou método dos estados limites.
II	As variáveis são estabelecidas através de dois parâmetros - em geral média e dispersão - e uma medida de correlação entre estes.
III	Requer a densidade de probabilidade das variáveis básicas. Utiliza a probabilidade de falha como parâmetro de avaliação da confiabilidade.
IV	Combina a confiabilidade com a otimização estrutural. Neste caso, busca-se minimizar o custo total ao longo da vida útil da estrutura.

Dentre os critérios de segurança adotados, podem ser destacadas o Método das Tensões Admissíveis e o Método dos Estados Limites. O primeiro consiste basicamente na determinação de um valor limite para o carregamento imposto com base em um fator de segurança previamente estabelecido. O segundo método, também conhecido por *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) tem como ideia central a minoração das resistências e majoração dos carregamentos supostamente impostos. Nos itens a seguir são apresentadas as principais características destes modelos.

5.3.2 Método das Tensões Admissíveis

No método das tensões admissíveis os carregamentos são considerados de forma determinística e admitidos os valores máximos esperados no decorrer da vida útil da estrutura.

O princípio da metodologia consiste em impedir que a carga considerada supere a capacidade limite do elemento estrutural. Em outras palavras, busca-se que a tensão imposta (σ) seja inferior à tensão de ruptura ou de escoamento dos materiais utilizados (σ_{lim}) considerando-se um fator de segurança (FS) previamente estabelecido. A equação (5.8) apresenta a representação matemática do método.

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{FS} \quad (5.8)$$

Onde: σ_{adm} é a tensão admissível para o sistema, considerando-se o nível de segurança adotado.

O método das tensões admissíveis possui inúmeros pontos críticos sob os pontos de vista científico, probabilístico e econômico (Galambos *et al.*, 1982). Devido às objeções apontadas no método, novas metodologias foram desenvolvidas, resultando no método conhecido como Método dos Estados Limites.

5.3.3 Método dos Estados Limites

Entre as teorias de análise mais utilizadas, pode ser destacado o Método dos Estados Limites (ou Método Semi-Probabilístico). O princípio básico desta metodologia é minorar o valor das resistências (esforços resistentes) e majorar os carregamentos aplicados (esforços solicitantes). A representação matemática deste método é definida pela equação (5.9) (Galambos *et al.*, 1982).

$$\frac{1}{\gamma_n} \cdot R_n \geq \sum \gamma_i \cdot S_i \quad (5.9)$$

Onde:

$\gamma_n > 1,0$ é o fator de minoração da resistência do material R ;

$\gamma_i > 1,0$ é o fator de majoração de cada esforço solicitante S .

A NBR 6118 (ABNT, 2014) adota o método semiprobabilístico no projeto estrutural. Neste documento, os conceitos probabilísticos são introduzidos no cálculo através de valores característicos e dos coeficientes de minoração das resistências e o carregamento é expresso

na forma de combinação das ações e seus coeficientes, conforme apresentado pela NBR 8681 (ABNT, 2004).

5.4 MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE

Na determinação da probabilidade de falha ou probabilidade de sobrevivência de determinado sistema estrutural necessita-se do conhecimento das funções densidade de probabilidade f_R e f_S ou na forma conjunta $f_{R,S}$ (ver Figura 5.3). Inúmeras técnicas foram desenvolvidas para obter a solução da probabilidade de falha; estas técnicas podem ser classificadas (Sagrilo, 1994) em quatro categorias:

- Métodos de Integração Numérica;
- Métodos Analíticos;
- Métodos de Simulação;
- Métodos Mistos ou Híbridos.

Neste trabalho serão utilizadas metodologias analíticas e de simulação para a análise da confiabilidade. O método analítico de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM) e a metodologia de simulação numérica de Monte Carlo são apresentados nos próximos itens.

5.4.1 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM)

Em uma análise de confiabilidade estrutural nem sempre as informações sobre a distribuição de probabilidades das variáveis envolvidas estão disponíveis. Nestes casos o método de confiabilidade de Primeira Ordem e Segundo Momento ou *First Order Second Moment* (FOSM) pode ser usado para a análise. Admitindo-se o conhecimento das distribuições de probabilidade das variáveis envolvidas, pode-se utilizar o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (*First Order Reliability Method* – FORM) ou o Método de Monte Carlo.

A análise de confiabilidade estrutural é baseada na definição de uma função de desempenho para um dado estado limite considerado. O desempenho estrutural é função de diversas variáveis aleatórias e pode ser representada matematicamente através da equação (5.10).

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (5.10)$$

Onde $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ é o vetor de todas as variáveis básicas envolvidas na análise.

A função de desempenho $g(\mathbf{X})$ deve ser definida de modo que $g(\mathbf{X}) = 0$ seja o estado limite do sistema ou superfície de falha. Matematicamente, $g(\mathbf{X}) = 0$ caracteriza-se como uma superfície que separa o domínio de falha ($g(\mathbf{X}) < 0$) do domínio de segurança ($g(\mathbf{X}) > 0$). A Figura 5.6 apresenta uma representação gráfica da definição da função de desempenho considerando-se um problema de duas variáveis, X_1 e X_2 .

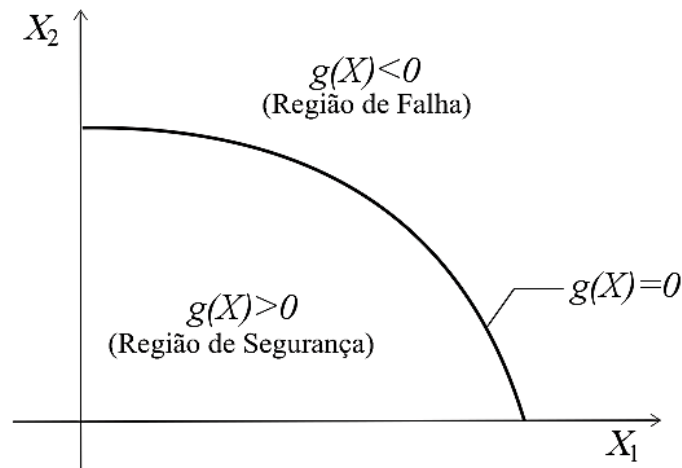


Figura 5.6 – Representação da definição da função de desempenho para um sistema de duas variáveis

Dada a função estado limite $g(\mathbf{X}) = 0$ e sendo $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ um conjunto de n variáveis básicas e estatisticamente independentes, pode-se realizar a padronização destas em função da média e do desvio padrão na forma:

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \text{ para } i = 1, 2, \dots, n \quad (5.11)$$

Resultando na função estado limite em termos das variáveis padronizadas X'_i :

$$g(\mathbf{X}') = g(X'_1 \cdot \sigma_{X_1} + \mu_{X_1}, X'_2 \cdot \sigma_{X_2} + \mu_{X_2}, \dots, X'_n \cdot \sigma_{X_n} + \mu_{X_n}) = 0 \quad (5.12)$$

Estas variáveis padronizadas passam a definir uma função de desempenho do tipo $g(\mathbf{X}') = 0$ e a superfície de falha é aproximada por um hiperplano no ponto da função mais próximo à origem ($\hat{\mathbf{X}}^*$). A distância mínima D , em relação à origem, do hiperplano das variáveis padronizadas é tomada como uma medida de confiabilidade do sistema (β). Esta distância pode ser dada por:

$$D = \sqrt{(X'_1)^2 + (X'_2)^2 + \dots + (X'_n)^2} \quad (5.13)$$

Ou:

$$D = [\mathbf{X}'^T \cdot \mathbf{X}']^{1/2} \quad (5.14)$$

A Figura 5.7 apresenta graficamente esta relação para uma função de duas variáveis.

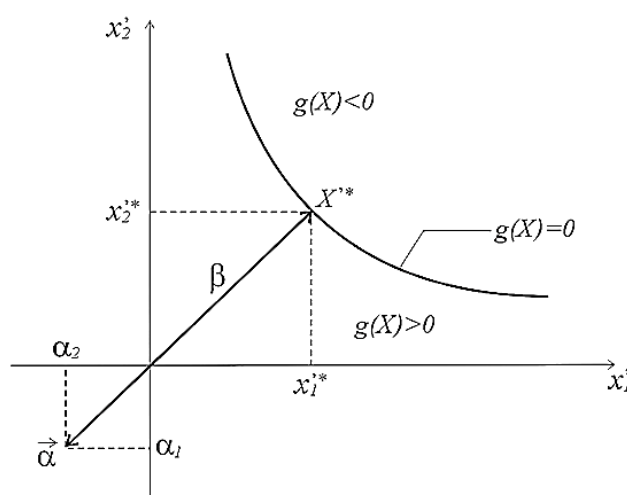


Figura 5.7 – Representação gráfica do método FORM (Adaptado: Sagrilo, 1994)

Determinar o ponto da função mais próximo, $\hat{\mathbf{X}}^* = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$, consiste basicamente na solução de um problema de otimização com uma restrição, conforme a equação (5.15):

$$\text{Min}(D) \text{ sujeito a } g(\mathbf{X}) = 0 \quad (5.15)$$

O processo de minimização de β é denominado método de *Hasofer-Lind* (Hasofer e Lind, 1974). O problema pode ser resolvido através do método dos multiplicadores de Lagrange. Seja:

$$L = D + \lambda'.g(\mathbf{X}) \quad (5.16)$$

Onde λ' é o denominado Multiplicador de Lagrange.

Aplicando-se ao sistema tem-se:

$$L = \sqrt{(X'_1)^2 + (X'_2)^2 + \dots + (X'_n)^2} + \lambda'.g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (5.17)$$

Minimizando-se L , chega-se a um sistema de $n + 1$ equações e $n + 1$ incógnitas:

$$\left| \begin{array}{l} \frac{\partial L}{\partial X'_i} = \frac{X'_i}{\sqrt{(X'_1)^2 + (X'_2)^2 + \dots + (X'_n)^2}} + \frac{\partial g}{\partial X'_i} = 0 \\ \frac{\partial L}{\partial \lambda'} = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \end{array} \right. \quad (5.18)$$

Para $i = 1, 2, \dots, n$.

A solução deste sistema de equações deve levar ao ponto mais provável de falha do sistema $\hat{\mathbf{X}}^* = (X'_1, X'_2, \dots, X'_n)$.

Introduzindo-se o vetor gradiente na forma:

$$\mathbf{G} = \left\{ \frac{\partial g}{\partial X'_1}, \frac{\partial g}{\partial X'_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial X'_n} \right\}^T \quad (5.19)$$

Onde:

$$\frac{\partial g}{\partial X'_i} = \frac{\partial g}{\partial X_i} \cdot \frac{dX_i}{dX'_i} = \sigma_{X_i} \cdot \frac{\partial g}{\partial X'_i} \quad (5.20)$$

O sistema de n equações pode ser reescrito na forma:

$$\frac{\mathbf{X}'}{(\mathbf{X}'^T \cdot \mathbf{X}')^{-1/2}} + \lambda' \cdot \mathbf{G} = 0 \quad (5.21)$$

Assim:

$$\mathbf{X}' = -\lambda' \cdot D \cdot \mathbf{G} \quad (5.22)$$

e

$$D = [(\lambda'.D.G^T).(\lambda'.D.G)]^{1/2} = \lambda'.D.(G^T.G)^{1/2} \quad (5.23)$$

Logo:

$$\lambda' = (G^T.G)^{-1/2} \quad (5.24)$$

Igualando as equações (5.22) e (5.24) têm-se:

$$X' = -\frac{G.D}{(G^T.G)^{1/2}} \quad (5.25)$$

Tomando-se como α o vetor de cossenos diretores das variáveis ao longo dos eixos X'_i :

$$\alpha = -\frac{G}{(G^T.G)^{1/2}} \quad (5.26)$$

Tem-se.

$$X' = \alpha . D \quad (5.27)$$

E substituindo-se na última equação do sistema de equações (5.18) tem-se:

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = g(X) = g(X'_1.\sigma_{X1} + \mu_{X1} + X'_2.\sigma_{X2} + \mu_{X2} + \dots + X'_n.\sigma_{Xn} + \mu_{Xn}) = 0 \quad (5.28)$$

Assim o ponto mais provável de falha será:

$$X_i^* = \mu.Xi - \alpha_i^*.\sigma_{Xi}.D \quad (5.29)$$

Onde:

$$\alpha_i^* = -\frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right)_*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right)_*^2}} \quad (5.30)$$

Sendo $\left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right)_*$ as derivadas calculadas em $(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*)$.

O valor de D (ou de β), determinado através da equação (5.29) é a solução do problema de minimização da equação (5.15) e corresponde ao índice de confiabilidade do sistema.

Para problemas não lineares a solução do problema $g(\beta) = 0$ deve ser obtida através de processos de aproximação. No presente trabalho utilizou-se o seguinte algoritmo:

- 1) Arbitra-se um valor para o ponto de falha $(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*)$;
- 2) Calculam-se os parâmetros da distribuição Normal equivalente para as variáveis cuja distribuição não é Normal em função do ponto de falha inicial;
- 3) Calculam-se os cossenos diretores $(\alpha_1^*, \alpha_2^*, \dots, \alpha_n^*)$;
- 4) Determina-se o valor de β através da função $g(\beta)=0$ utilizando-se o método de Newton-Raphson;
- 5) Calcula-se o novo ponto de falha
$$\begin{cases} X_1^* = \mu_{X1} - \alpha_{X1} \cdot \beta \cdot \sigma_{X1} \\ X_2^* = \mu_{X2} - \alpha_{X2} \cdot \beta \cdot \sigma_{X2} \\ \vdots \\ X_n^* = \mu_{Xn} - \alpha_{Xn} \cdot \beta \cdot \sigma_{Xn} \end{cases}$$
;
- 6) Verifica-se a convergência de β ;
- 7) Caso a convergência seja verificada cessar o processo; do contrário retornar ao item 2.

5.4.2 Método de Monte Carlo

Conforme já discutido, o processo de dimensionamento de uma estrutura de concreto é por si só, uma tarefa que envolve uma série de fatores de caráter aleatório. Existem incertezas no valor do carregamento e de seu efeito, nas dimensões e prumos dos elementos estruturais, na resistência dos materiais e, também, nos modelos de dimensionamento propostos pelas normas.

Desta forma, a resposta da estrutura a um determinado carregamento apresenta-se como uma função de diversas variáveis aleatórias que afetam seu desempenho. Por consequência, a própria resposta da estrutura será também uma variável aleatória (Real, 2000).

Neste sentido, a análise probabilística de uma estrutura surge como forma de verificar o efeito da dispersão dos parâmetros de entrada do projeto no comportamento final do

sistema, tornando-se uma ferramenta de análise da confiabilidade alcançada no projeto (Paliga, 2008).

O Método de Monte Carlo envolve a geração de números aleatórios para variáveis com distribuição de probabilidade conhecida (ou assumida) para simular o comportamento de determinado evento. Esta metodologia consiste na realização de inúmeras simulações, baseadas em um conjunto de parâmetros variáveis de entrada cujo modelo de distribuição de probabilidade é previamente estabelecido. O conjunto de resultados individuais obtidos permite a realização de uma análise estatística, possibilitando a determinação das características de distribuição de probabilidades das variáveis de resposta do sistema. A Figura 5.8, apresentada em Grant *et al.* (1978) e adaptada por Real (2000) esquematiza o processo de funcionamento do método de Monte Carlo.

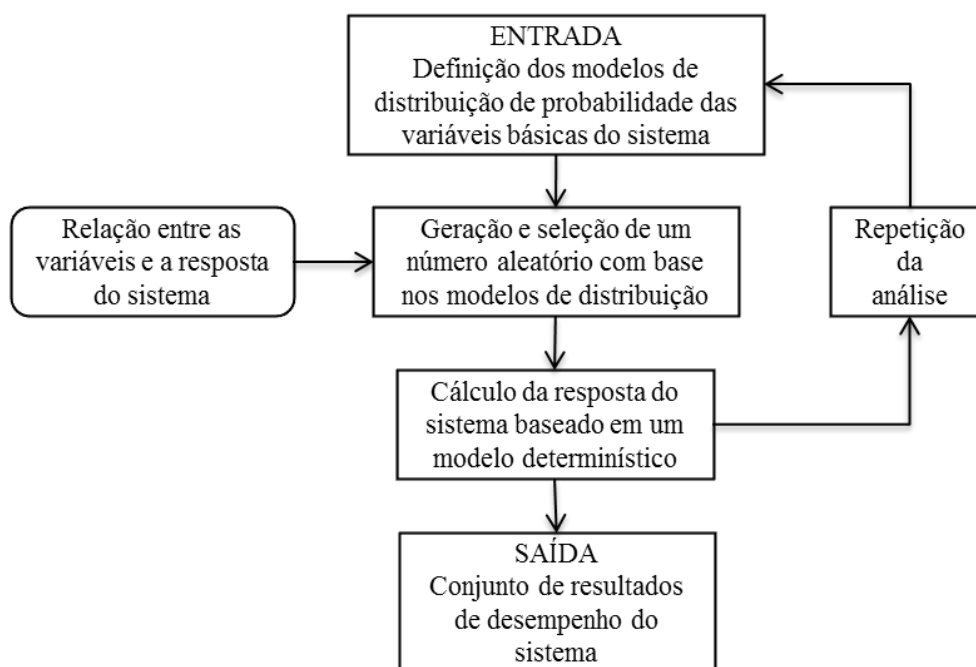


Figura 5.8 – Esquema de funcionamento do método de Monte Carlo

A utilidade do método de Monte Carlo, na avaliação do desempenho estrutural, pode-se dar para a avaliação estatística da resposta do sistema ou para o cálculo da probabilidade de desempenho insatisfatório ou falha. No último caso a probabilidade de falha é calculada através da razão entre os casos de desempenho insatisfatório e o número total de simulações realizadas. O presente trabalho faz uso da metodologia de Monte Carlo também para a avaliação estatística da resposta do sistema modelado, conforme apresentado nas próximas seções.

5.5 A CONFIABILIDADE ESTRUTURAL APLICADA A PILARES DE CONCRETO ARMADO

Neste tópico são apresentados os mecanismos de confiabilidade estrutural aplicados na análise de pilares de concreto armado. Discute-se o critério de falha admitido, bem como os índices de confiabilidade alvos presentes na calibração das normas técnicas.

5.5.1 Critério de Falha

O critério de falha é uma das incertezas presentes na análise da segurança estrutural. Trata-se de uma incerteza de decisão, sendo fundamental na correta definição do alcance do estado limite considerado.

Na maioria dos casos o pilar está sujeito a uma carga axial e a um momento fletor, desta forma a falha é, em grande parte, dependente do caminho seguido na interação dos esforços. Em decorrência, diversos critérios podem ser utilizados para descrever a falha do pilar, possuindo cada uma destas suas vantagens e desvantagens (Diniz e Frangopol, 1997).

O cálculo da segurança de um pilar depende de como o critério de segurança foi estabelecido. A Figura 5.9 apresenta os quatro casos que podem influenciar no cálculo da segurança: Momento fletor constante (\overline{LA}); carga axial e momento fletor não correlacionados (\overline{LB}); excentricidade do carregamento constante (\overline{LC}) ou; carga axial constante (\overline{LD}).

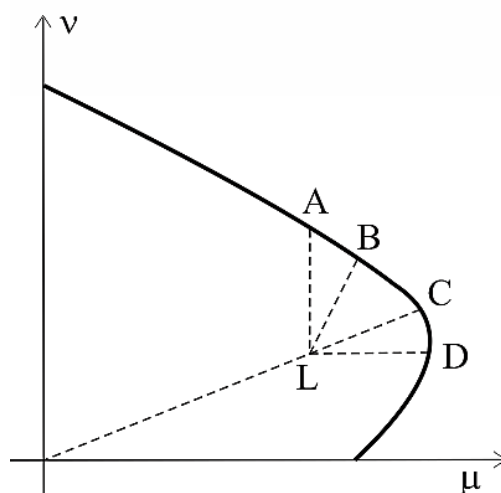


Figura 5.9 – Critérios de falha estabelecidos (Adaptado: Diniz e Frangopol, 1997)

Neste trabalho é admitido o momento fletor atuando proporcionalmente à carga axial aplicada, ou seja, a excentricidade e é considerada constante. Em termos de excentricidade relativa (e/h) pode-se definir a função estado limite (função de desempenho) conforme a equação (5.31) cuja representação está apresentada esquematicamente na Figura 5.10.

$$g(\mathbf{X}) = R - S = \left[P^2 + \left(\frac{P \cdot e}{h} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left\{ (G + Q)^2 + \left[(G + Q) \frac{e}{h} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (5.31)$$

Onde:

\mathbf{X} é o vetor das variáveis básicas do problema (carga de ruptura e carregamentos);

P é a carga de ruptura do pilar obtida via simulação para uma excentricidade e ;

G e Q são, respectivamente, as cargas permanentes e variáveis atuantes no pilar.

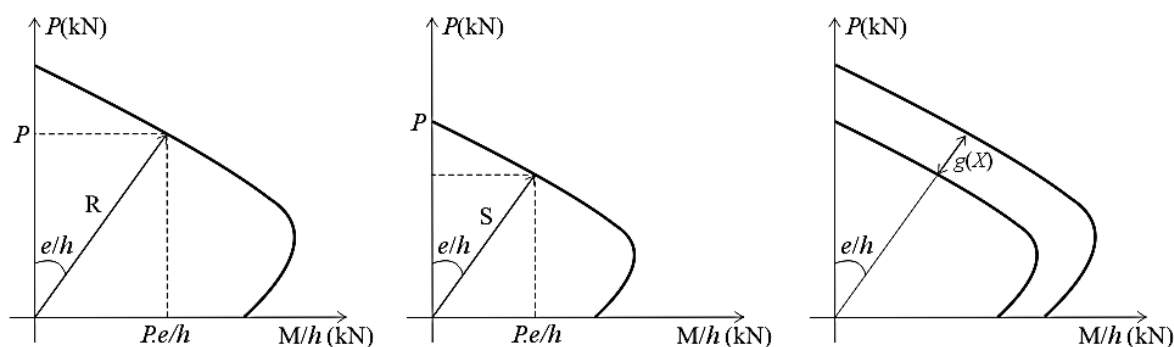


Figura 5.10 – Obtenção da função de desempenho (Adaptado: Nogueira, 2006)

Na situação de excentricidade constante adotada, a carga de ruptura do pilar (P) e as cargas atuantes (G e Q) não são correlacionadas, permitindo o tratamento em separado. Esta situação torna possível a obtenção dos parâmetros da carga de ruptura (resistência do pilar), via processo de simulação de Monte Carlo e o cálculo da confiabilidade, via outro critério de análise; por exemplo, o método FORM.

5.5.2 Índice de confiabilidade alvo e a calibração das normas técnicas

O nível de segurança associado às estruturas projetadas segundo uma metodologia ou norma técnica é função do índice de confiabilidade alvo (ou objetivo) estabelecido a partir da calibração dos coeficientes parciais por estas adotados. Estabelecer numericamente o parâmetro de confiabilidade a ser atingido caracteriza-se como um grande desafio na calibração das normas de dimensionamento.

Diniz (2006) complementa avaliando que o processo de calibração de normas demanda um monitoramento constante. Isso ocorre porque o processo está sempre sujeito a alterações; sejam pela introdução de novas tecnologias, novos materiais, avanços nos métodos de dimensionamento ou pela disponibilidade de maiores e melhores informações sobre as diversas incertezas envolvidas.

Na realidade, a definição de um índice de confiabilidade objetivo ou alvo para determinado sistema estrutural, costuma ser feita pela análise de práticas anteriores que tenham levado a elementos com nível de segurança considerado satisfatório. A escolha do índice de confiabilidade alvo deve refletir de modo geral (Nogueira, 2006): a importância do componente para a integridade da estrutura, as consequências da falha, o modo de falha (frágil ou dúctil), o tipo de material e a combinação do carregamento imposto.

Esta questão faz com que sejam estabelecidos índices de confiabilidade objetivo distintos para elementos com função ou modo de ruptura diferentes. Por consequência, os pilares acabam tendo uma exigência maior devido, sobretudo, às consequências decorrentes de uma eventual ruína.

A metodologia norte-americana adota (Galambos *et al.*; 1982) o índice de confiabilidade alvo igual a 3,0 no caso de pilares de concreto sujeitos apenas a carregamentos gravitacionais. O JCSS (2001) estabelece, como referência, os valores para o índice de confiabilidade objetivo no estado limite último apresentados na Tabela 5.2. Estes índices são apresentados em função do custo relativo de uma medida preliminar de segurança (na fase de projeto) e das consequências de um possível colapso estrutural.

Tabela 5.2 – Índices de confiabilidade alvo para o estado limite último segundo o JCSS (Adaptado: JCSS, 2001)

Custo relativo da medida de segurança	Consequência de Falha		
	Pequena	Moderada	Elevada
Alto	3,1	3,3	3,7
Normal	3,7	4,2	4,4
Pequeno	4,2	4,4	4,7

O FIB Model Code (2010) apresenta, considerando um período de referência de 50 anos, os valores alvo apresentados na Tabela 5.3

Tabela 5.3 – Índices de confiabilidade alvo relacionado a um período de referência de 50 anos (Adaptado: FIB Model Code, 2010)

Custo relativo da medida de segurança	Consequência de Falha			
	Pequena	Reduzida	Moderada	Elevada
Alto	0,0	1,5	2,3	3,1
Normal	1,3	2,3	3,1	3,8
Pequeno	2,3	3,1	3,8	4,3

6 ANÁLISE DO EFEITO DE CONCRETOS NÃO CONFORMES NA CONFIABILIDADE DE PILARES DE CONCRETO ARMADO

Neste capítulo é apresentado o modelo de análise não linear de pilares esbeltos de concreto armado utilizado na determinação da capacidade resistente dos pilares analisados. São discutidos também os parâmetros de entrada adotados na simulação de Monte Carlo, bem como a caracterização dos pilares considerados na análise numérica sobre o efeito do concreto não conforme na confiabilidade.

6.1 MODELO DE ANÁLISE NÃO LINEAR DE PILARES DE CONCRETO ARMADO

Diversas metodologias podem ser empregadas para a análise e o dimensionamento de pilares de concreto armado. Dentre os algoritmos usualmente empregados (Araújo, 2014) destacam-se o método das diferenças finitas, o uso da Analogia de Mohr para o cálculo dos deslocamentos transversais do eixo do pilar e o método dos elementos finitos. Os dois primeiros modelos computacionais, embora de relativa simplicidade de implementação, apresentam limitações na questão das condições de contorno, deixando o programa restrito a casos particulares de pilares.

O modelo de análise não linear utilizado no presente trabalho foi desenvolvido em linguagem computacional FORTRAN[®] e seu princípio é básico descrito em Araújo (1993). Esta seção do trabalho apresenta a metodologia dos elementos finitos para a análise de pilares de concreto armado. A opção pela utilização deste modelo foi decorrente da boa convergência dos resultados numéricos com resultados experimentais (seção 6.2), somado ao reduzido custo computacional. Mais detalhes deste método podem ser obtidos em Araújo (1993) e Araújo (2014).

O princípio básico do método dos elementos finitos é a discretização da estrutura a ser analisada em um número finito de pequenos elementos que são interligados entre si através de nós em suas extremidades. São considerados elementos de pórtico plano de dois nós com três graus de liberdade por nó (U_1, U_2, \dots, U_6) e suas respectivas ações nodais ($F_{1n}, F_{2n}, \dots, F_{6n}$), conforme apresentado na Figura 6.1.

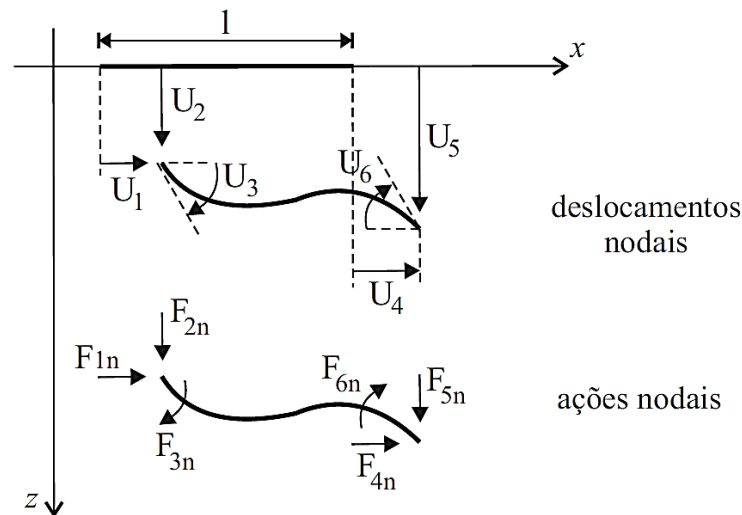


Figura 6.1 – Ações e deslocamentos nodais de um elemento finito genérico (Adaptado: Araújo, 2014)

Através de uma análise linear, considerando-se a hipótese de seções planas e moderadas rotações, determinam-se os deslocamentos nodais nas extremidades de cada elemento. Considerando-se uma barra sujeita a carregamento externo aplicado no plano x - z e as suas condições indeformada e deformada, conforme apresentado na Figura 6.2, têm-se o deslocamento $u(x, z)$ de uma fibra genérica da seção situada a uma distância z do eixo da barra como:

$$u(x, z) = u_0(x) + u_1(x, z) \quad (6.1)$$

Onde $u_1(x, z)$ é o deslocamento provocado pela rotação da seção transversal dado por:

$$u_1(x, z) = -z\theta = -z \frac{dW}{dx} \quad (6.2)$$

Desta forma, o campo de deslocamentos no interior do elemento linear pode ser representado por:

$$u(x, z) = u_0(x) - z \frac{dW}{dx} \quad (6.3)$$

Onde:

$$W(x, z) = W(x) \quad (6.4)$$

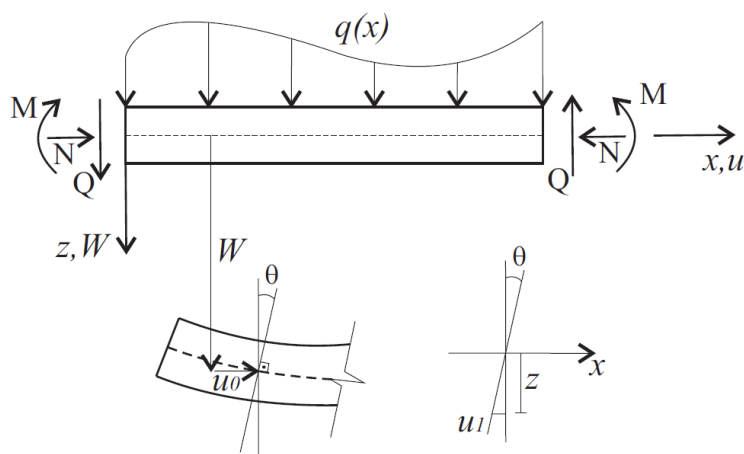


Figura 6.2 – Esquema genérico de esforços e deslocamentos em um elemento linear
(Adaptado: Araújo, 2014)

A partir das medidas de deslocamentos, são calculadas as deformações nos elementos discretizados. Considerando-se um segmento infinitesimal do elemento conforme esquema da Figura 6.3, têm-se as posições dos seus extremos na configuração deformada:

$$A' = \begin{Bmatrix} x'_a \\ z'_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u \\ W \end{Bmatrix}; \quad B' = \begin{Bmatrix} x'_b \\ z'_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u + \frac{du}{dx} + dx \\ W + \frac{dW}{dx} \end{Bmatrix} \quad (6.5)$$

Sendo o comprimento final do elemento deformado ds dado por:

$$ds = \sqrt{(x'_b - x'_a)^2 + (z'_b - z'_a)^2} \quad (6.6)$$

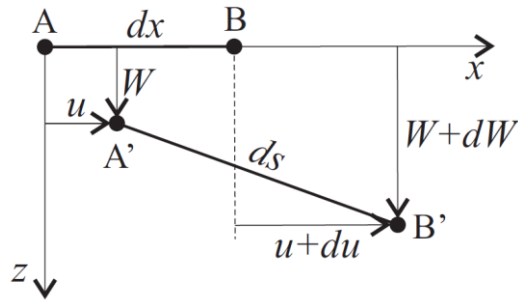


Figura 6.3 – Deslocamentos de um elemento linear infinitesimal

Igualando-se as equações (6.5) e (6.6) e expandindo em série de Taylor, resulta em:

$$ds = dx \left[1 + \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{dW}{dx} \right)^2 \right] \quad (6.7)$$

Considerando-se a deformação normal (ε_x) de cada elemento dada por:

$$\varepsilon_x = \frac{ds - dx}{dx} \quad (6.8)$$

E substituindo na equação (6.7) têm-se:

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{dW}{dx} \right)^2 \quad (6.9)$$

Substituindo na equação (6.3) e derivando-se, têm-se:

$$\varepsilon_x = \frac{du_0}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{dW}{dx} \right)^2 - z \frac{d^2W}{dx^2} \quad (6.10)$$

Definindo-se a deformação axial no centroide (ε_0) e a curvatura média (χ) aproximada do elemento, respectivamente, através das equações (6.11) e (6.12), pode-se escrever a relação entre a deformação normal os deslocamentos através da equação (6.13).

$$\varepsilon_0 = \frac{du_0}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{dW}{dx} \right)^2 \quad (6.11)$$

$$\chi = -\frac{d^2W}{dx^2} \quad (6.12)$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_0 + z\chi \quad (6.13)$$

Nesta análise, o termo $\left(\frac{dW}{dx}\right)^2$ estabelece a não linearidade da relação deformação-deslocamento; representando a não linearidade geométrica do problema.

Dividindo-se a seção transversal do elemento em camadas através de um modelo laminar e admitindo-se a hipótese de seções planas, calculam-se as deformações axiais em cada uma das camadas.

Para a inserção da não linearidade física dos materiais devem-se estabelecer os diagramas de tensão *versus* deformação que representam de forma mais adequada os materiais que compõem a estrutura. Com o intuito de comparar a solução numérica com resultados experimentais ou determinar a carga real de ruptura da estrutura, foi utilizado o diagrama tensão-deformação do concreto em compressão proposto pelo Fib Model Code (2010) da equação (4.10).

Para o concreto tracionado foi adotado o diagrama tensão-deformação apresentado na Figura 6.4. Sendo a tensão de tração no concreto, σ_{ct} , é dada por:

$$\sigma_{ct} = E_{ce} \varepsilon_{ct} \leq \sigma_{ct,lim} \quad (6.14)$$

Onde σ_{ct} é a deformação por tração e $\sigma_{ct,lim}$ é a máxima tensão de tração para o concreto fissurado, dada por:

$$\sigma_{ct,lim} = f_{ct} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{ct}}\right)^{0,6} \quad (6.15)$$

Onde:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (6.16)$$

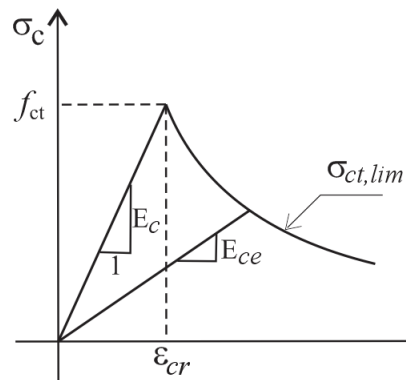


Figura 6.4 – Diagrama tensão-deformação do concreto tracionado

O critério de ruptura da seção transversal de concreto armado é definido pelos domínios de dimensionamento, conforme exposto na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Para o aço foi admitido um comportamento elasto-plástico perfeito, cujo diagrama tensão-deformação é representado pela Figura 6.5.

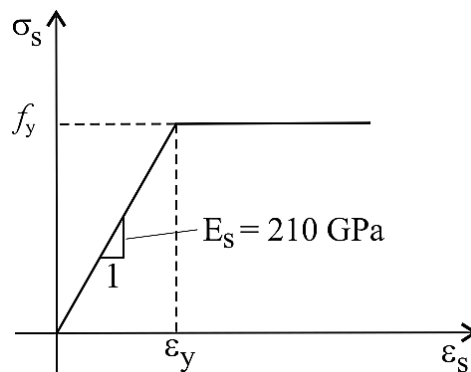


Figura 6.5 – Diagrama tensão-deformação do aço em tração e compressão

Empregando-se os diagramas tensão-deformação apropriados para os materiais, pode-se determinar em cada camada a tensão no aço e no concreto. Desta forma, os esforços solicitantes na seção transversal são dados por:

$$M = \int_{Ac} \sigma_c z dA + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} z_{si} A_{si} \quad (6.17)$$

$$N = \int_{Ac} \sigma_c dA + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} \quad (6.18)$$

Onde:

A_{si} é a área da armadura da camada i ;

n é o número de camadas da seção.

O esforço cortante V é obtido por equações de equilíbrio, desprezando-se as deformações cisalhantes.

Através do Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), define-se a equação integral de equilíbrio do elemento linear, sendo considerada a condição necessária e suficiente para o equilíbrio do elemento a verificação da equação (6.19):

$$\delta W_{EXT} = \delta W_{INT} \quad (6.19)$$

Onde δW_{EXT} e δW_{INT} são, respectivamente, o trabalho virtual externo e interno no elemento genérico analisado.

Obtendo-se o campo de deslocamentos (equação (6.2)) em um ponto genérico e determinando-se as deformações e tensões correspondentes, utiliza-se o PTV para estabelecer um sistema de equações algébricas de equilíbrio na forma:

$$\mathbf{F}^e = \mathbf{K}^e \mathbf{U}^e \quad (6.20)$$

Aplicando-se as equações do equilíbrio estático em cada nó da estrutura e levando-se em conta a contribuição de todos os elementos que neste nó concorrem, chega-se ao sistema de equações:

$$\mathbf{F} = \mathbf{K} \mathbf{U} \quad (6.21)$$

Onde:

\mathbf{F} é o vetor de ações nodais aplicadas na estrutura;

U é o vetor com os deslocamentos nodais da estrutura;

K é a matriz de rigidez global da estrutura.

O sistema de equações (6.21) representa o comportamento de um material no regime não linear. Esta não linearidade decorre da não linearidade do vetor de forças nodais **F**, que é função dos deslocamentos **F(U)**, porém, a matriz de rigidez da estrutura, **K**, também depende do estado de deformação da estrutura **K(U)**. Desta forma, faz-se necessária a utilização de algum método iterativo para a análise de uma estrutura de concreto armado, considerando o comportamento não linear do material e as não linearidades geométricas do sistema. No presente trabalho o método iterativo quase-Newton BFGS é utilizado para a obtenção da convergência dos deslocamentos nodais e conseqüente, definição da estabilidade da estrutura para o carregamento considerado. Verificada a convergência dos deslocamentos fazem-se incrementos no carregamento externo e repete-se o processo iterativo até que se verifique a ruína da estrutura. Esta ruína pode ocorrer por instabilidade do equilíbrio ou por ruptura da seção transversal. O primeiro caso é detectado pela impossibilidade de convergência dos deslocamentos, enquanto que o segundo é verificado quando os esforços solicitantes não são equilibrados no estado limite último.

O processo de implementação do método dos elementos finitos utilizados no presente trabalho pode ser descrito, resumidamente, conforme segue:

- Caracterização geométrica da estrutura, tais como, o número de nós, número de elementos finitos e as coordenadas dos nós com referência a um sistema global;
- Caracterização das propriedades mecânicas dos materiais, tais como dimensões dos elementos, disposição e seção transversal das armaduras, resistências baseadas nos diagramas de tensão-deformação;
- Identificação das cargas nodais e cargas distribuídas ao longo de cada elemento finito;
- Identificação das condições de contorno do sistema;
- Montagem do vetor de cargas **F** e da matriz de rigidez **K** com base nas condições de contorno;

- Solução iterativa do sistema de equações não lineares.

No presente trabalho os pilares são modelados como elementos de pórticos planos, com dois nós e três graus de liberdade por nó. O modelo de carregamento e a discretização da estrutura em elementos finitos é apresentada na Figura 6.6. O sistema de equações lineares, devido às não linearidades física e geométrica, é resolvido iterativamente através do método quase-Newton do tipo BFGS. As cargas são aplicadas em pequenos incrementos, até a ocorrência de ruptura em uma seção do pilar ou instabilidade. Cada simulação determina uma carga de ruptura, assim, têm-se um conjunto de resultados de rompimentos em função da variabilidade dos dados de entrada. Conforme já mencionado, a excentricidade inicial (e_1) é mantida constante em todas as simulações realizadas.

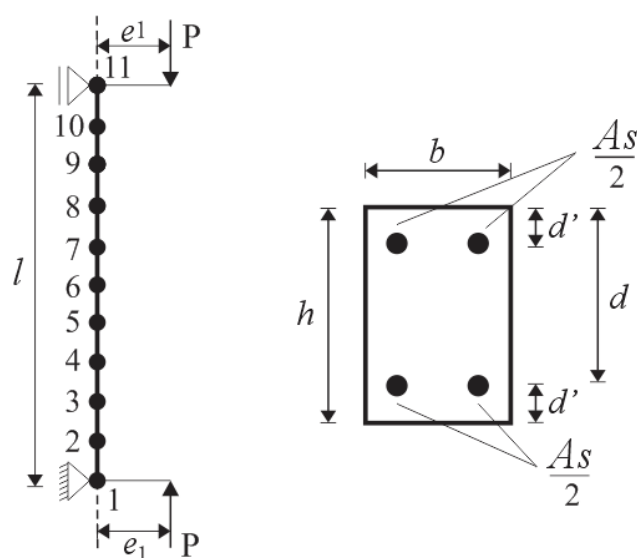


Figura 6.6 – Geometria da seção, modelo de carregamento e discretização do eixo do pilar em elementos finitos

6.2 VALIDAÇÃO DO MODELO UTILIZADO

Para a verificação mais precisa do erro obtido a partir do uso do modelo, foram realizadas análises comparativas dos resultados oriundos do modelo numérico com ensaios experimentais realizados por diversos autores. Esta etapa visa demonstrar a capacidade do modelo utilizado na análise do comportamento de pilares, incluindo as não linearidades física e geométrica. Os pilares utilizados nesta seção são birrotulados, submetidos à flexo-compressão normal. A Figura 6.7 apresenta as características gerais dos elementos estruturais analisados.

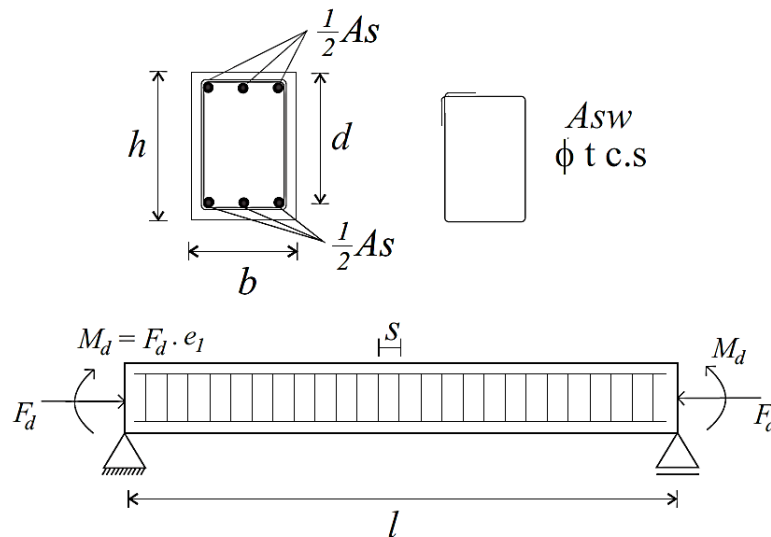


Figura 6.7 – Características dos pilares utilizados na validação do modelo

Na sequência são apresentadas as características específicas dos pilares de cada um dos autores considerados, as propriedades dos materiais e as cargas de ruptura obtidas experimentalmente e através do modelo.

a) Pilares de Claeson e Gylltoft (1998)

Claeson e Gylltoft (1998) apresentaram um estudo sobre o comportamento de pilares executados com concreto de alto desempenho submetidos à flexo-compressão normal. A Tabela 6.1 apresenta as características geométricas dos pilares que foram divididos em três grupos de acordo com sua configuração.

Tabela 6.1 - Características geométricas dos pilares ensaiados por Claeson e Gylltoft (1998)

Tipo	Dimensões (cm)			λ	e_1 (cm)	Armadura Longitudinal			Armadura Transversal
	b	h	l			A_s (cm ²)	ρ (%)	Disp.	Disposição
A	12	12	240	70	2,0	4,52	3,2	4 ϕ 12	ϕ 6 c. 18
B	20	20	300	52	2,0	8,04	2,1	4 ϕ 16	ϕ 8 c. 24
C	20	20	400	70	2,0	8,04	2,1	4 ϕ 16	ϕ 8 c. 24

A Tabela 6.2 apresenta, além das propriedades dos materiais utilizados, os resultados obtidos experimentalmente por Claeson e Gylltoft (1998) e os resultados do modelo utilizado. Também é apresentada a razão entre a carga de ruptura determinada experimentalmente

($P_{U,EXP}$) e através do modelo ($P_{U,MOD}$). A forma gráfica desta relação é apresentada na Figura 6.8.

Tabela 6.2 - Propriedades dos materiais e carga de ruptura dos pilares ensaiados por Claeson e Gylltoft (1998)

Pilar	Tipo	Concreto				Armadura Longitudinal		$P_{U,EXP}$ (kN)	$P_{U,MOD}$ (kN)	$P_{U,EXP}/P_{U,MOD}$
		$f_{c(15x30)}$ (MPa)	$f_{c,cubo}$ (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	f_y (MPa)	E_s (GPa)			
NSC-23	A	43,0	58,0	4,2	-	684	207	320	349,4	0,91
NSC-24	A	43,0	58,0	4,2	-	684	207	280	349,4	0,80
NSC-27	B	33,0	43,0	3,7	26,0	636	207	990	1015,6	0,97
NSC-28	B	33,0	43,0	3,7	26,0	636	207	990	1015,6	0,97
NSC-32	C	37,0	49,0	3,7	27,5	636	207	920	1096,9	0,84

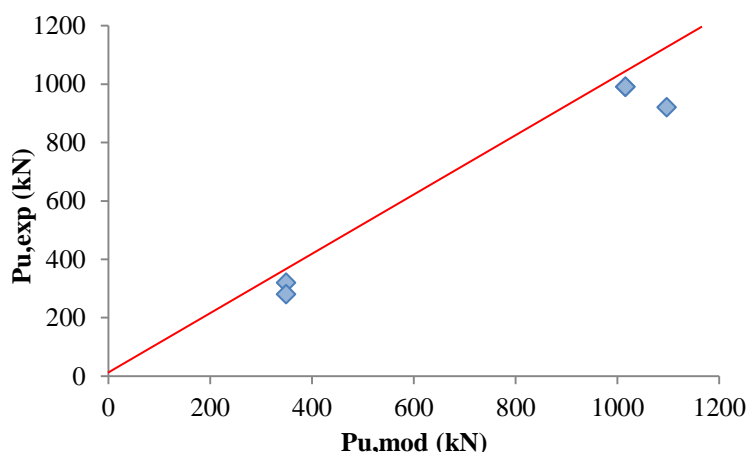


Figura 6.8 - Razão entre a carga obtida pelo modelo e os resultados experimentais dos pilares ensaiados por Claeson e Gylltoft (1998)

b) Pilares de Goyal e Jackson (1971)

Goyal e Jackson (1971) analisaram o comportamento de pilares esbeltos de concreto armado através do rompimento de 46 testemunhos. Todos os pilares ensaiados possuíam a mesma seção transversal quadrada, conforme se pode observar na Tabela 6.3, que apresenta as características físicas dos elementos.

Tabela 6.3 - Características geométricas dos pilares ensaiados por Goyal e Jackson (1971)

Grupo	Dimensões (cm)				λ	Armadura Longitudinal		
	b	h	d	l		A_s (cm ²)	ρ (%)	f_y (MPa)
1	7,62	7,62	6,35	182,9	83	1,42	2,44	351,6
2	7,62	7,62	6,35	182,9	83	1,00	1,72	310,2
3	7,62	7,62	6,35	121,9	55	1,00	1,72	310,2
4	7,62	7,62	6,35	274,3	125	1,00	1,72	310,2

Foi ensaiado um par para cada configuração de pilar. A Tabela 6.4 apresenta as propriedades dos materiais dos testemunhos experimentais, a carga de ruptura destes e os resultados obtidos através de simulação pelo modelo numérico utilizado. A razão entre os resultados obtidos experimentalmente e através da simulação é apresentada graficamente através da Figura 6.9.

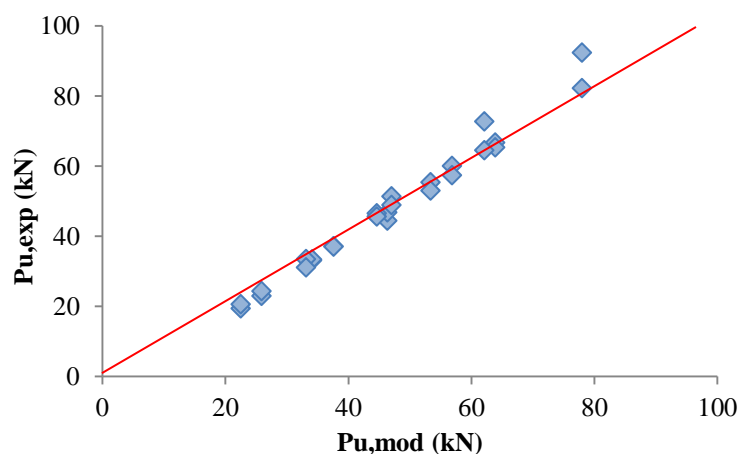


Figura 6.9 - Razão entre a carga obtida pelo modelo e os resultados experimentais dos pilares ensaiados por Goyal e Jackson (1971)

Tabela 6.4 - Propriedades dos materiais e carga de ruptura dos pilares ensaiados por Goyal e Jackson (1971)

Pilar	Grupo	e_1/h	e_1	Concreto		$P_{U,EXP}$ (kN)	$P_{U,MOD}$ (kN)	$P_{U,EXP}/P_{U,MOD}$	
				$f_{c(15x30)}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)				
A1	1	0,500	3,8	19,9	15,8	33,14	34,12	0,97	
A2						33,36		0,98	
C1		0,333	2,5	23,3	17,5	44,48	46,37	0,96	
C2						46,80		1,01	
E1		0,167	1,3	21,9	16,8	66,72	63,87	1,04	
E2						65,39		1,02	
G1		0,250	1,9	22,2	16,9	55,38	53,37	1,04	
G2						53,02		0,99	
I1	2	0,167	1,3	22,7	17,2	60,05	56,87	1,05	
I2						57,38		1,01	
K1		0,250	1,9	22,8	17,3	46,57	44,62	1,04	
K2						45,59		1,02	
M1		0,333	2,5	22,9	17,3	37,14	37,62	0,99	
M2						37,01		0,98	
O1		3	0,167	1,3	23,6	17,7	82,29	78,00	1,05
O2							92,39		1,19
P1	0,250		1,9	23,6	17,7	64,50	62,12	1,04	
P2						72,73		1,18	
Q1	0,333		2,5	19,9	15,8	51,38	47,00	1,10	
Q2						48,93		1,04	
R1	4		0,167	1,3	21,4	16,6	33,45	33,10	1,01
R2							31,14		0,94
S1		0,250	1,9	20,9	16,3	23,00	25,87	0,89	
S2						24,33		0,94	
T1		0,333	2,5	20,7	16,2	19,44	22,50	0,86	
T2						20,55		0,92	

c) Pilares de Melo (2009)

Em sua tese de doutorado, Melo (2009) apresenta a análise experimental de 21 pilares birrotulados rompidos sob flexo-compressão normal, cujas características principais são apresentadas na Tabela 6.5.

Na Tabela 6.6 são apresentados os resultados experimentais e os obtidos com o modelo computacional. A razão entre estes valores é apresentada graficamente através da Figura 6.10.

Tabela 6.5 - Características geométricas dos pilares ensaiados por Melo (2009)

Série	Dimensões (cm)			λ	Armadura Longitudinal		
	b	h	l		A_s (cm ²)	ρ (%)	f_y (MPa)
1	25	12	300	92,7	4,71	1,57	595
2			250	71,5	4,71	1,57	595
3			200	52,2	4,71	1,57	595

Tabela 6.6 - Propriedades dos materiais e carga de ruptura dos pilares ensaiados por Melo (2009)

Pilar	Série	e_1/h	e_1 (mm)	Concreto		$P_{U,EXP}$ (kN)	$P_{U,MOD}$ (kN)	$P_{U,EXP}/P_{U,MOD}$
				$f_{c(15x30)}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)			
PFN 00-3	1	0,00	0	35,8	28,7	1053,0	1075,0	0,98
PFN 06-3		0,05	6	39,6	32,1	652,0	595,0	1,10
PFN 12-3		0,10	12	39,6	32,1	535,0	475,0	1,12
PFN 15-3		0,13	15	35,8	28,7	460,5	395,0	1,16
PFN 18-3		0,15	18	39,7	30,6	460,5	375,0	1,23
PFN 24-3		0,20	24	39,7	30,6	241,0	295,0	0,82
PFN 30-3		0,25	30	33,9	31,5	254,8	295,0	0,86
PFN 40-3		0,33	40	33,9	31,5	170,2	175,0	0,97
PFN 50-3		0,42	50	37,6	31,1	155,0	155,0	1,00
PFN 60-3		0,50	60	37,6	31,1	131,0	135,0	0,97
PFN 00-2,5	2	0,00	0	45,8	27,3	1078,0	1345,0	0,80
PFN 15-2,5		0,13	15	43,1	30,0	670,4	545,0	1,23
PFN 24-2,5		0,20	24	45,8	27,3	360,8	405,0	0,89
PFN 30-2,5		0,25	30	41,6	30,5	336,0	305,0	1,10
PFN 40-2,5		0,33	40	41,6	30,5	246,0	235,0	1,04
PFN 50-2,5		0,42	50	41,6	30,5	202,2	195,0	1,04
PFN 60-2,5		0,50	60	43,1	30,0	164,8	175,0	0,94
PFN 00-2	3	0,00	0	45,8	27,3	1255,0	1345,0	0,93
PFN 15-2		0,13	15	38,5	20,6	662,0	605,0	1,10
PFN 24-2		0,20	24	45,8	27,3	456,0	505,0	0,90
PFN 30-2		0,25	30	37,2	20,6	317,0	355,0	0,89
PFN 40-2		0,33	40	37,2	20,6	294,0	275,0	1,06
PFN 50-2		0,42	50	37,2	20,6	232,0	225,0	1,03
PFN 60-2		0,50	60	38,5	20,6	198,4	195,0	1,02

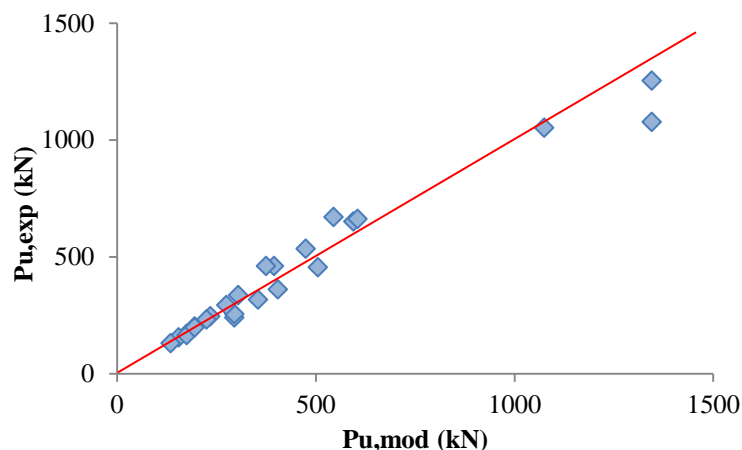


Figura 6.10 - Razão entre a carga obtida pelo modelo e os resultados experimentais dos pilares ensaiados por Melo (2009)

d) Pilares de Kim e Lee (2000)

Kim e Lee (2000) realizaram o rompimento de 6 pilares birrotulados sob flexo-compressão normal. Todos possuíam altura igual a 130 cm, sendo variada a seção transversal e a taxa geométrica de armadura entre as duas séries analisadas; conforme apresentado na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Características geométricas dos pilares ensaiados por Kim e Lee (2000)

Série	Dimensões (cm)				λ_x	λ_y	Armadura Longitudinal		
	b	h	d'	L			A_s (cm ²)	ρ (%)	f_y (MPa)
SS	10	10	2,3	130	45,0	45,0	2,83	2,83	436
RS	20	10	2,3	130	22,5	45,0	4,25	2,12	436

As propriedades dos materiais e as cargas de ruptura obtidas pelos autores em laboratório estão apresentadas na Tabela 6.8, bem como os valores oriundos do modelo teórico e a relação entre estes. A razão entre as cargas experimental e teórica é apresentada na Figura 6.11.

Tabela 6.8 - Propriedades dos materiais e carga de ruptura dos pilares ensaiados por Kim e Lee (2000)

Pilar	Série	e_1/h	e_1 (mm)	Concreto		$P_{U,EXP}$ (kN)	$P_{U,MOD}$ (kN)	$P_{U,EXP}/P_{U,MOD}$
				$f_{c(10x20)}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)			
SS0-1	SS	0,4	4,0	27,0	24,3	119	115	1,03
SS0-2		0,4				126		1,10
RS0-1	RS	0,4				204	195	1,05
RS0-2		0,4				206		1,06
RS90-1		0,2				418	405	1,03
RS90-2		0,2				443		1,09

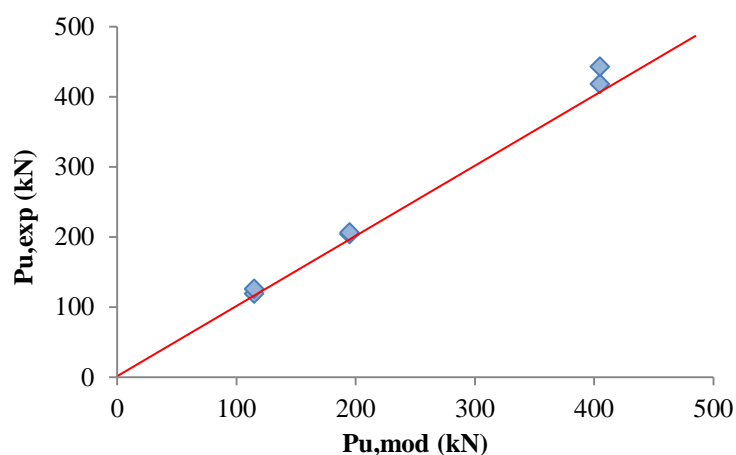


Figura 6.11 - Razão entre a carga obtida pelo modelo e os resultados experimentais dos pilares ensaiados por Kim e Lee (2000)

e) Pilares de Kim e Yang (1995)

Kim e Yang (1995) ensaiaram 28 pilares birrotulados sob flexo-compressão normal com as características geométricas apresentadas na Tabela 6.9. Os resultados obtidos pelos autores na análise experimental e os oriundos do modelo teórico estão apresentados na Tabela 6.10. A Figura 6.12 apresenta a relação entre os resultados experimentais e teóricos de forma gráfica.

Tabela 6.9 - Características geométricas dos pilares ensaiados por Kim e Yang (1995)

Série	Dimensões (cm)				λ	e_1/h	e_1 (mm)	Armadura Longitudinal		
	b	h	d'	l				A_s (cm ²)	ρ (%)	f_y (MPa)
A	8,0	8,0	1,5	24	10	0,3	2,4	1,26	1,98	387
B	8,0	8,0	1,5	144	62					
C	8,0	8,0	1,5	240	104					

Tabela 6.10 Propriedades dos materiais e carga de ruptura dos pilares ensaiados por Kim e Yang (1995)

Pilar	Série	Concreto		$P_{U,EXP}$ (kN)	$P_{U,MOD}$ (kN)	$P_{U,EXP}/P_{U,MOD}$		
		f_c (MPa)	E_{cm}^* (GPa)					
60-L2-1	B	25,5	29,4	63,7	65,0	0,98		
60-L2-2	B			65,7		1,01		
100-L2-1	C			38,2	35,0	1,09		
100-L2-2	C			35,0		1,00		
10-M2-1	A	63,5	39,8	179,0	165,0	1,08		
10-M2-2	A			182,8		1,11		
60-M2-1	B			102,8	105,0	0,98		
60-M2-2	B			113,5		1,08		
100-M2-1	C			45,2	55,0	0,82		
100-M2-2	C			47,6		0,87		
10-H2-1	A			86,2	44,1	235,3	195,0	1,21
10-H2-2	A					240,4		1,23
60-H2-1	B	122,1	125,0			0,98		
60-H2-2	B	123,7				0,99		
100-H2-1	C	54,3	55,0			0,99		
100-H2-2	C	54,9				1,00		

$$*E_{cm} = 2150 \cdot (f_{ck})^{1/3}$$

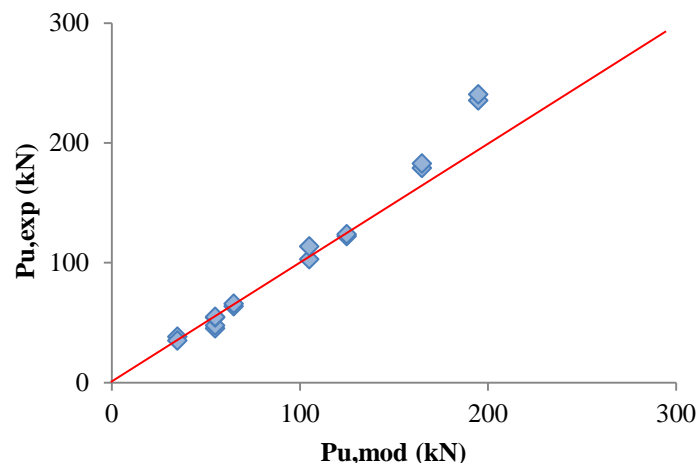


Figura 6.12 - Razão entre a carga obtida pelo modelo e os resultados experimentais dos pilares ensaiados por Kim e Lee (2000)

f) Resultados globais dos pilares analisados

Analisando de forma conjunta os 76 resultados da razão entre as cargas de ruptura experimentais e do modelo ($p = P_{U,EXP}/P_{U,MOD}$) pode-se verificar que a relação apresentou uma média igual a 1,012 e desvio padrão igual a 0,097.

A Figura 6.13 apresenta o histograma obtido para os 76 pilares analisados, bem como o gráfico de aderência da razão p em relação à distribuição Normal de probabilidades. Submetendo os valores de p ao teste de Kolmogorov-Smirnov (Ang e Tang, 1984) pode-se comprovar a aderência ao modelo teórico de Gauss, uma vez que a distância máxima entre os valores de distribuição de probabilidades acumuladas dos dados e a curva Normal ($D_{máx}$) foi inferior ao limite considerado adotando um nível de significância de 95,0 %. Pode-se perceber uma boa simetria dos resultados em torno da média, apresentando valores tanto abaixo quanto acima do valor experimental; fornecendo um bom indício de um modelo não tendencioso.

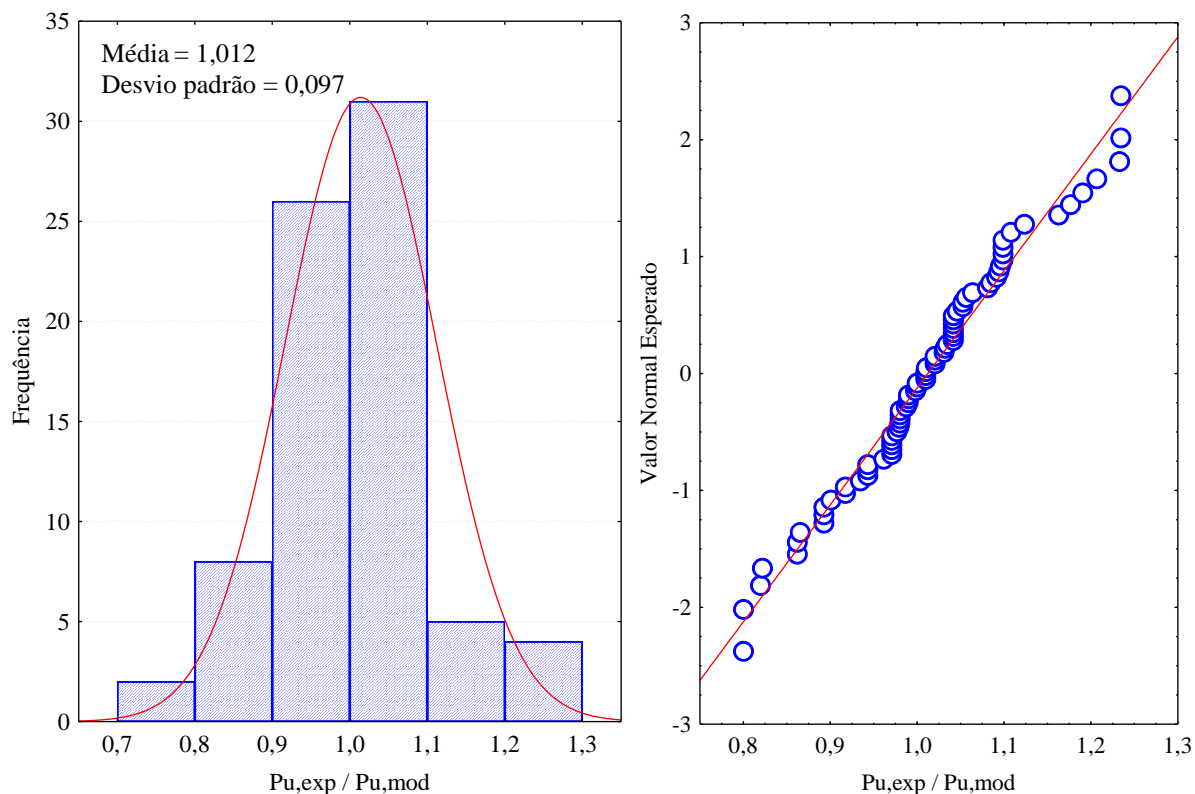


Figura 6.13 – Histograma da relação $p = P_{U,EXP}/P_{U,MOD}$ para os pilares analisados e aderência à curva Normal

6.3 CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS ENVOLVIDAS NA ANÁLISE DOS PILARES

A análise estrutural envolve uma série de parâmetros cujo comportamento apresenta elevada variabilidade. As resistências dos materiais que compõem as peças mostram considerável dispersão em relação aos valores médios em geral adotados, os carregamentos também tendem a apresentar diferenças, bem como questões construtivas podem agregar variações não contempladas nos parâmetros de entrada. Através desta análise, pode-se perceber que as respostas obtidas são funções de variáveis de caráter aleatório. Entre estas variáveis aleatórias pode-se destacar o comportamento mecânico do aço e do concreto (resistência à compressão, à tração, módulo de elasticidade, entre outros), as cargas impostas e a geometria do sistema. Estimar o comportamento destas variáveis aleatórias de entrada do problema possibilita a obtenção de respostas mais precisas do modelo utilizado. Nesta seção são apresentadas as principais considerações adotadas para os modelos de geração de valores aleatórios baseados nas propriedades dos parâmetros introduzidos na análise de confiabilidade deste trabalho.

6.3.1 Geração de valores aleatórios para as propriedades mecânicas da armadura

A variabilidade na tensão de escoamento do aço depende da origem e natureza dos materiais obtidos. A variação verificada em uma mesma barra é relativamente pequena, dentro de um mesmo lote a dispersão tende a ser levemente superior; entretanto, quando lotes distintos são analisados, a variabilidade tende a ser maior (Mirza e Macgregor, 1979^b). Entre as fontes de variabilidade, podem ser destacadas: (1) variação no material da barra; (2) variação na seção transversal; (3) o efeito do tempo de carregamento; (4) efeito do diâmetro da barra nas propriedades e (5) o efeito da deformação na qual a tensão de escoamento foi definida.

Diversos autores apresentam estudos ou utilizam considerações apontadas por outros trabalhos acerca do tipo de distribuição de probabilidades que melhor representa a resistência do aço. O JCSS (2001) indica que a tensão de escoamento do aço obedece a uma distribuição Normal de probabilidades com coeficiente de variação igual a 0,06. Ellingwood e Galambos (1982), Nogueira (2006), Gomes (2001), Mirza (1996), Val *et al.* (1997), entre outros também adotam a distribuição Normal para descrever tal propriedade. Outros autores, no entanto, utilizam a distribuição Lognormal, podendo ser citados Santiago (2011) e Grabe e Tworuschka (1997).

Neste trabalho, foram consideradas armaduras longitudinais de aço do tipo CA-50, considerando-se a resistência característica (f_{yk}) igual a 50 kN/cm². O valor da resistência média foi determinado a partir da resistência característica, considerando uma distribuição Normal e que a probabilidade de haver valores menores do que f_{yk} é de apenas 5 %, conforme definição da NBR 12655 (ABNT, 2006). O coeficiente de variação adotado foi de 5 %. A geração dos parâmetros para cada simulação foi feita através da equação (6.22).

$$f_y = f_{ym} \cdot (1 + z \cdot V_{f_y}) \quad (6.22)$$

Onde f_{ym} é o valor médio esperado da tensão cujo coeficiente de variação é V_{f_y} e z é uma variável aleatória gaussiana de média zero e desvio padrão unitário.

O módulo de elasticidade longitudinal do aço foi considerado como parâmetro determinístico com valor $E_S = 210$ GPa em todas as simulações. As propriedades mecânicas

médias do aço das armaduras e suas dispersões foram mantidas inalteradas entre as análises realizadas.

6.3.2 Geração de valores aleatórios para as dimensões dos elementos

As dimensões dos elementos de concreto armado apresentam variabilidades decorrentes de eventuais problemas durante a construção. Em certos casos a variabilidade apresenta uma padronização ou sistematização, porém na maioria das vezes, a dispersão ocorre de forma totalmente aleatória. Esta aleatoriedade acarreta em prejuízo aos aspectos de segurança estrutural, uma vez que contribui para o aumento das incertezas na análise.

A variabilidade dimensional nos elementos de concreto armado é decorrente de inúmeros fatores, dentre estes podem ser destacadas a qualidade das formas e das escoras utilizadas e os cuidados com o processo de preenchimento e vibração do concreto. Desta forma, percebe-se que a variabilidade das dimensões dos elementos estruturais é função da qualidade do controle de execução adotado nas construções. Esta qualidade tende a variar dependendo do nível de importância da obra, bem como em função da região, país ou estado, da construção.

Diversos autores têm buscado analisar a variabilidade das propriedades geométricas das estruturas de concreto armado. Mirza e Macgregor (1982) apresentam um levantamento das variações das dimensões de vigas e pilares (Tabela 6.11), recomendando a adoção de uma distribuição Normal de probabilidades como modelo de representação das variações geométricas observadas.

Tabela 6.11 – Variação das dimensões de pilares (Mirza e Macgregor, 1982)

Construção de qualidade média (elementos moldados <i>in loco</i>)		Variação média em relação ao valor nominal (cm)	Desvio padrão (cm)
Altura e Largura (h e b)		+0,150	0,640
Altura e Largura (h e b)	Barras exteriores	+0,810	0,430
	Barras interiores	+0,100	2,010

Uma pesquisa nigeriana realizada por Udoeyo e Ugben (1995) cujo resumo dos resultados está apresentado na Tabela 6.12 também indica o modelo de distribuição Normal para representar o comportamento das variações dimensionais de pilares de concreto armado.

Tabela 6.12 Variação das dimensões de pilares (Udoeyo e Ugben, 1995)

Pilar (seção transversal)	Intervalo de variação nominal (cm)	Variação média em relação ao valor nominal (cm)	Desvio padrão (cm)
Altura (h)	30 – 83	+ 0,039	0,369
Largura (b)	20 – 34	+ 0,079	0,549

Pela constatada ausência de dados sobre a variabilidade das dimensões dos elementos estruturais em concreto armado nas obras brasileiras, realizou-se um pequeno levantamento em obras de médio porte. Embora se trate de uma amostragem reduzida, esta análise permite obter informações relevantes sobre o comportamento das obras correntes no país neste quesito. Foram realizadas medições em três diferentes obras de distintas construtoras na cidade do Rio Grande - RS. Deste levantamento, são apresentados resumidamente na Tabela 6.13, os resultados obtidos dos pilares de seção transversal 40 x 40 cm. Para a verificação da aderência dos resultados às curvas teóricas de distribuição de probabilidades foi realizado o teste de Kolmogorov-Smirnov com um nível de significância de 95 %. É importante esclarecer que a curva de distribuição Normal apresentou boa aderência aos resultados, embora a curva de distribuição Lognormal tenha apresentado melhor ajuste.

Tabela 6.13 – Variação das dimensões de pilares de obras de médio porte brasileiras

Descrição do elemento analisado	Dimensão nominal (cm)	Média da razão das dimensões medidas/ nominal	Variações médias das dimensões (cm)	Desvio padrão (cm)	Distribuição de Probabilidades
Largura (b)	40	1,012	+ 0,496	0,499	Lognormal
Altura (h)	40	1,010	+ 0,406	0,512	Lognormal

Conforme adotado por Östlund (1991) *apud* Real (2000), admite-se que uma dimensão tenha um valor nominal acrescida de uma tolerância de execução na forma $Xn \pm t$, onde t é a tolerância de execução. De acordo com o autor, para um bom nível de qualidade, uma tolerância limite de 1,00 cm pode ser adotada; o que resulta em um desvio padrão igual a

0,50 cm. Estes valores mostram-se de acordo com os resultados experimentais apresentados por Udoeyo e Ugbem (1995), Mirza e MacGregor (1979^a) e na Tabela 6.13.

No presente trabalho foi considerada a variação aleatória das dimensões da seção transversal dos pilares (b e h), assim como a variação da posição da armadura longitudinal referenciada em relação ao bordo (d). Para todos os parâmetros foi considerada uma distribuição Normal de probabilidades com média igual ao valor nominal especificado em projeto e desvio padrão igual a 0,50 cm.

6.3.3 Geração de valores aleatórios para as propriedades mecânicas do concreto

Como a intenção principal deste trabalho é analisar situações de não conformidade do concreto e sua influência na confiabilidade estrutural fez-se a simulação para diferentes classes de resistência e distintos níveis de NC. Buscou-se simular situações de resultados com pouca redução em relação ao valor especificado ($f_c > 0,95 f_{ck}$), bem como valores com não conformidades mais graves. A redução do nível de resistência à compressão em relação ao valor de projeto foi analisada de acordo com o modelo de estudo apresentado no Capítulo 3. Na Figura 3.10 é possível verificar que, embora ocorram em menor número, níveis de NC com valores inferiores a 80 ou 70 % de f_{ck} podem ocorrer, sendo causa de prejuízos consideráveis do ponto de vista de segurança estrutural.

A avaliação da influência que a dispersão dos resultados das propriedades mecânicas do concreto exerce sobre a confiabilidade dos elementos também foi considerada através do estudo de lotes com dois coeficientes de variação distintos. Os valores de coeficiente de variação considerados foram baseados nos resultados apresentados na Tabela 3.5. Com os coeficientes de variação de 10 e 15 % busca-se uma representação mais abrangente das situações reais dos concretos produzidos no Brasil, considerando-se as situações mais comuns de atendimento realizado pela mesma central dosadora. São valores compatíveis com levantamentos realizados por vários autores além do apresentado neste trabalho, entre os quais podem ser citados Santiago (2011), Magalhães e Real (2011), Larrossa *et al.* (2014), Pilz (2006) e Riva *et al.* (2012).

Os elementos estruturais foram dimensionados tomando-se como parâmetro a resistência característica à compressão de projeto (f_{ck}). Com o intuito de verificar a influência das não conformidades no atendimento deste valor especificado em projeto, fato recorrente

nas obras brasileiras, no nível de segurança estrutural, foi realizada a simulação de diferentes resultados de controle tecnológico.

Da Tabela 6.14 até a Tabela 6.16 são apresentados os parâmetros mecânicos dos concretos considerados na análise. Nestas tabelas a resistência à compressão média (f_{cm}), a resistência à tração média (f_{ctm}) e o módulo de deformação longitudinal médio (E_{cm}) são determinados através das equações (6.23), (6.24) e (6.25), respectivamente. O coeficiente de variação do módulo de deformação longitudinal do concreto foi suposto nulo para todas as situações analisadas.

$$f_{cm} = \frac{f_{ck,est}}{(1 - 1,645 \cdot v_{fc})} \quad (6.23)$$

$$f_{ct,m} = 0,14(f_{ck,est})^{2/3} \quad (6.24)$$

$$E_{cm} = 21500 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3} \quad (6.25)$$

Tabela 6.14 Propriedades mecânicas dos concretos ($f_{ck} = 30$ MPa) utilizados na análise dos pilares

Dosagem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	$f_{ck,est}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	V_{fc}	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (MPa)
C01	110,0	33,0	39,5	0,10	1,44	33986,3
C02	110,0	33,0	43,8	0,15	1,44	35177,4
C11	100,0	30,0	35,9	0,10	1,35	32920,8
C12	100,0	30,0	39,8	0,15	1,35	34072,1
C21	95,0	28,5	34,1	0,10	1,31	32361,1
C22	95,0	28,5	37,8	0,15	1,31	33491,6
C31	80,0	24,0	28,7	0,10	1,16	30553,8
C32	80,0	24,0	31,9	0,15	1,16	31649,6
C41	70,0	21,0	25,1	0,10	1,07	29218,8
C42	70,0	21,0	27,9	0,15	1,07	30267,3

Tabela 6.15 – Propriedades mecânicas dos concretos ($f_{ck} = 40$ MPa) utilizados na análise dos pilares

Dosagem	$f_{ck,est} / f_{ck}$ (%)	$f_{ck,est}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	V_{fc}	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (MPa)
D01	110,0	44,0	52,7	0,10	1,74	37414,7
D02	110,0	44,0	58,4	0,15	1,74	38717,7
D11	100,0	40,0	47,9	0,10	1,64	36242,4
D12	100,0	40,0	53,1	0,15	1,64	37509,1
D21	95,0	38,0	45,5	0,10	1,58	35626,7
D22	95,0	38,0	50,4	0,15	1,58	36862,3
D31	80,0	32,0	38,3	0,10	1,41	33638,6
D32	80,0	32,0	42,5	0,15	1,41	34825,8
D41	70,0	28,0	33,5	0,10	1,29	32170,2
D42	70,0	28,0	37,2	0,15	1,29	33313,4

Tabela 6.16 – Propriedades mecânicas dos concretos ($f_{ck} = 50$ MPa) utilizados na análise dos pilares

Dosagem	$f_{ck,est} / f_{ck}$ (%)	$f_{ck,est}$ (MPa)	f_{cm} (MPa)	V_{fc}	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (MPa)
E01	110,0	55,0	65,8	0,10	1,60	40288,4
E02	110,0	55,0	73,0	0,15	1,60	41707,4
E11	100,0	50,0	59,8	0,10	1,50	39024,6
E12	100,0	50,0	66,4	0,15	1,50	40410,5
E21	95,0	47,5	56,9	0,10	1,45	38383,3
E22	95,0	47,5	63,1	0,15	1,45	39729,7
E31	80,0	40,0	47,9	0,10	1,29	36242,4
E32	80,0	40,0	53,1	0,15	1,29	37509,1
E41	70,0	35,0	41,9	0,10	1,18	34661,2
E42	70,0	35,0	46,5	0,15	1,18	35885,8

6.3.4 Geração de valores aleatórios para o carregamento

Os esforços solicitantes (S) foram considerados como a soma entre os esforços permanentes (G) e os esforços variáveis (Q). Desta forma, conforme definição da NBR 8681 (ABNT, 2004), o esforço solicitante ou ação de cálculo (F_d) pode ser definido conforme equação (6.26):

$$F_d = 1,4 \cdot G_k + 1,4 \cdot Q_k \quad (6.26)$$

Onde G_k e Q_k são, respectivamente, os valores característicos do carregamento permanente e do variável.

É notadamente reconhecido que o nível de segurança de uma estrutura é fortemente influenciado pela proporção entre os valores permanente e variável dos carregamentos impostos a esta durante sua vida útil. Quanto menor for a participação da carga permanente no total imposto, menor tende a ser a confiabilidade estrutural, uma vez que a precisão na definição do carregamento reduz-se consideravelmente. Neste sentido, faz-se fundamental a análise de diferentes razões do carregamento permanente em relação ao total. Esta verificação pode ser realizada em termos de valores característicos, conforme equação (6.27):

$$k = \frac{G_k}{G_k + Q_k} \quad (6.27)$$

A variabilidade devida às cargas permanentes é bastante reduzida ao longo da vida útil das estruturas. Melchers (1999) apresenta uma consideração de que a carga permanente é uma variável de distribuição Normal de probabilidade com valor médio 5 % maior que o valor característico e cujo coeficiente de variação (V_G) é igual a 0,10.

No caso do carregamento variável foi admitido como obedecendo a uma distribuição de valores extremos máximos do tipo I (Gumbel), cujo valor médio é igual ao valor característico e o coeficiente de variação (V_Q) igual a 0,25 (Galambos *et al.*, 1982).

A carga permanente foi gerada aleatoriamente com base no valor médio (G_m) e em uma medida de dispersão em relação a esta média. A equação (6.28) foi utilizada para a obtenção de G .

$$G = G_m \cdot (1 + z \cdot V_G) \quad (6.28)$$

Onde z é uma variável aleatória gaussiana de média zero e desvio padrão unitário.

Para a geração do carregamento variável foi utilizado o modelo de distribuição de probabilidades de valores extremos máximos tipo I, cuja função de probabilidade acumulada para uma variável aleatória x é dada (Melchers, 1999) pela equação (6.29).

$$F_x(x) = \exp[-e^{-\alpha(x-\beta_0)}] \quad (6.29)$$

Pela aplicação do método da transformada inversa, pode-se determinar a carga variável, com distribuição de probabilidade adotada através da equação (6.30)

$$Q = \beta_0 - \frac{1}{\alpha} \ln \left[\ln \left(\frac{1}{u} \right) \right] \quad (6.30)$$

Onde $u \in [0,1]$ é um número aleatório de distribuição uniforme e os parâmetros α e β_0 são determinados, respectivamente, pelas equações (6.31) e (6.32).

$$\alpha = \frac{\pi}{\sigma_Q \cdot \sqrt{6}} \quad (6.31)$$

$$\beta_0 = \mu_Q - \frac{0,577215665}{\alpha} \quad (6.32)$$

Onde σ_Q e μ_Q são o desvio padrão e a carga média variável, respectivamente.

Conforme relatado anteriormente, considerou-se a carga permanente como uma variável de distribuição Normal de probabilidade com $G_m = 1,05 \cdot G_k$ e $V_G = 0,10$ e a carga variável como obedecendo a uma distribuição de valores extremos máximos do tipo I (Gumbel), cujo valor médio é igual ao valor característico ($Q_m = Q_k$) e o coeficiente de variação $V_Q = 0,25$. Com estas definições pode-se determinar a razão entre as médias dos carregamentos variável e permanente (μ_Q/μ_G), parâmetro bastante utilizado para a verificação da proporção entre as cargas impostas em elementos estruturais. A relação entre o

parâmetro k , definido pela equação (6.27), e a razão (μ_Q/μ_G) pode ser estabelecida através da equação (6.33). A Figura 6.14 apresenta a representação gráfica desta relação.

$$k = \frac{1}{1 + 1,05 \cdot \left(\frac{\mu_Q}{\mu_G}\right)} \quad (6.33)$$

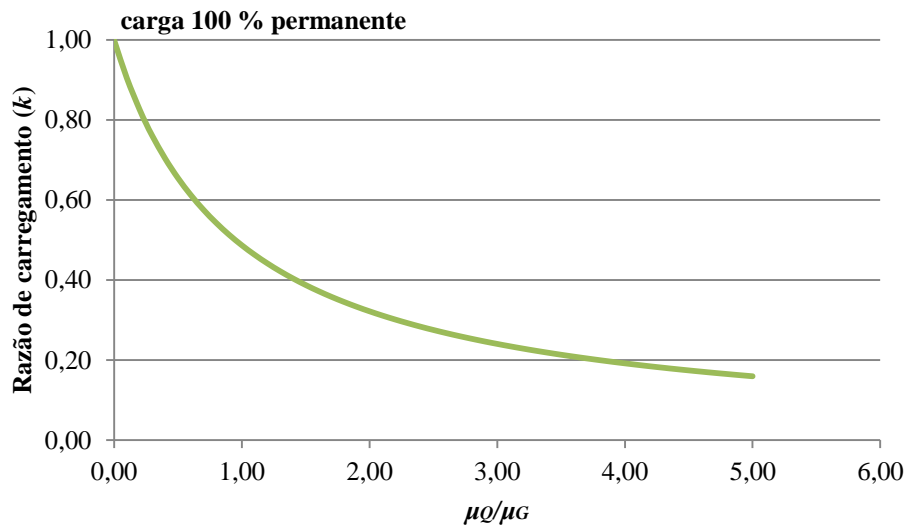


Figura 6.14 – Razão entre carregamentos permanente e variável

No presente trabalho adotaram-se três distintos valores de k para a análise de confiabilidade dos pilares: $k = 0,80$; $0,66$ e $0,50$. Pode-se perceber que estes parâmetros representam um espectro bastante amplo dentro das possibilidades de configuração dos carregamentos impostos, equivalendo de forma aproximada a $\mu_Q/\mu_G = 0,25$; $0,50$ e $0,95$, respectivamente.

6.3.5 Estimativa de erro do modelo

Além das variabilidades inerentes às resistências dos materiais e aos esforços impostos às estruturas, devem ser consideradas as incertezas inerentes ao modelo numérico adotado na análise. A estimativa do erro do modelo seguiu as recomendações apresentadas por Mirza e Skrabek (1991). Os resultados da análise comparativa entre os resultados do modelo e dos experimentos dos autores relacionados na seção 6.2 deste trabalho foram utilizados na estimativa do erro computacional.

A relação entre os resultados experimentais e teóricos é afetada por variações proporcionadas pelo modelo computacional, pela variabilidade das variáveis aleatórias do

sistema (dimensões e resistências dos materiais) e pela variabilidade inerente ao processo experimental de ensaio, sendo representada através da equação (6.34) (Mirza e Skrabek, 1992).

$$V_{\text{EXP/MOD}}^2 = V_{\text{MODELO}}^2 + V_{\text{LOTE}}^2 + V_{\text{ENSAIO}}^2 \quad (6.34)$$

Onde:

$V_{\text{EXP/MOD}}$ é o coeficiente de variação da razão p ;

V_{MODELO} é o coeficiente de variação do erro proporcionado pelo modelo;

V_{LOTE} é o coeficiente de variação dos resultados dos ensaios de laboratório das variáveis do sistema, tais como dimensões e resistências;

V_{ENSAIO} é o coeficiente de variação dos resultados obtidos experimentalmente no ensaio dos pilares.

O coeficiente de variação do erro do modelo pode ser então determinado através da equação (6.35).

$$V_{\text{MODELO}} = \sqrt{V_{\text{EXP/MOD}}^2 - V_{\text{LOTE}}^2 - V_{\text{ENSAIO}}^2} \quad (6.35)$$

O coeficiente de variação da razão p foi determinado através dos 76 resultados experimentais ($V_{\text{EXP/MOD}} = 0,096$). O coeficiente de variação do ensaio é função da excentricidade relativa (e/h) e é definido (Skrabek, 1989) através da equação (6.36).

$$V_{\text{ENSAIO}} = \left[0,02 + 0,004 \left(\frac{h}{e} \right) \right] \leq 0,04 \quad (6.36)$$

O coeficiente de variação do lote foi determinado por simulações de Monte Carlo para alguns pilares utilizados no presente trabalho assumindo o coeficiente de variação da resistência à compressão e à tração do concreto igual a 0,05; do módulo de elasticidade de f_c igual a 0,035; da tensão de escoamento do aço 0,02; do módulo de elasticidade de f_y igual

a 0,01; conforme sugestão de Skrabek (1989) e Mirza e MacGregor (1979). Com estes parâmetros, o coeficiente de variação do lote determinado foi $V_{\text{LOTE}} = 0,044$.

Nestas condições, através da equação (6.35), determinou-se o valor $V_{\text{MODELO}} = 0,075$, considerando-se $V_{\text{ENSAIO}} = 0,04$.

Conforme Diniz e Frangopol (1997) o erro do modelo segue uma distribuição Normal de probabilidades, com valor médio unitário e coeficiente de variação que é função da excentricidade relativa e/h . Conforme estes autores, o coeficiente de variação oscila entre 0,11 e 0,03; sendo igual a 0,03 na condição de flexão pura. Utilizando-se coeficiente de variação do modelo ($V_{\text{MODELO}} = 0,075$) e a média unitária ($\mu_{\text{MODELO}}=1,00$) oriundos da análise anterior, são gerados aleatoriamente 500 resultados de estimativa de erro através da equação (6.37).

$$e_{\text{MODELO}}(z) = \mu_{\text{MODELO}} \cdot (1 + z \cdot V_{\text{MODELO}}) \quad (6.37)$$

Onde z é uma variável aleatória gaussiana de média zero e desvio padrão unitário.

A Figura 6.15 apresenta o histograma da estimativa de erro gerada aleatoriamente e a esperada convergência à curva Normal. Os 500 resultados da capacidade resistente dos pilares ($P_{\text{U,MOD}}$) obtidos através do modelo numérico são corrigidos pela estimativa de erro do modelo (e_{MODELO}) gerada a cada análise, de acordo com a equação (6.38). Os valores corrigidos foram então utilizados para a análise de confiabilidade.

$$P_{\text{U,MOD}}^{\text{COR}} = e_{\text{MODELO}} \cdot P_{\text{U,MOD}} \quad (6.38)$$

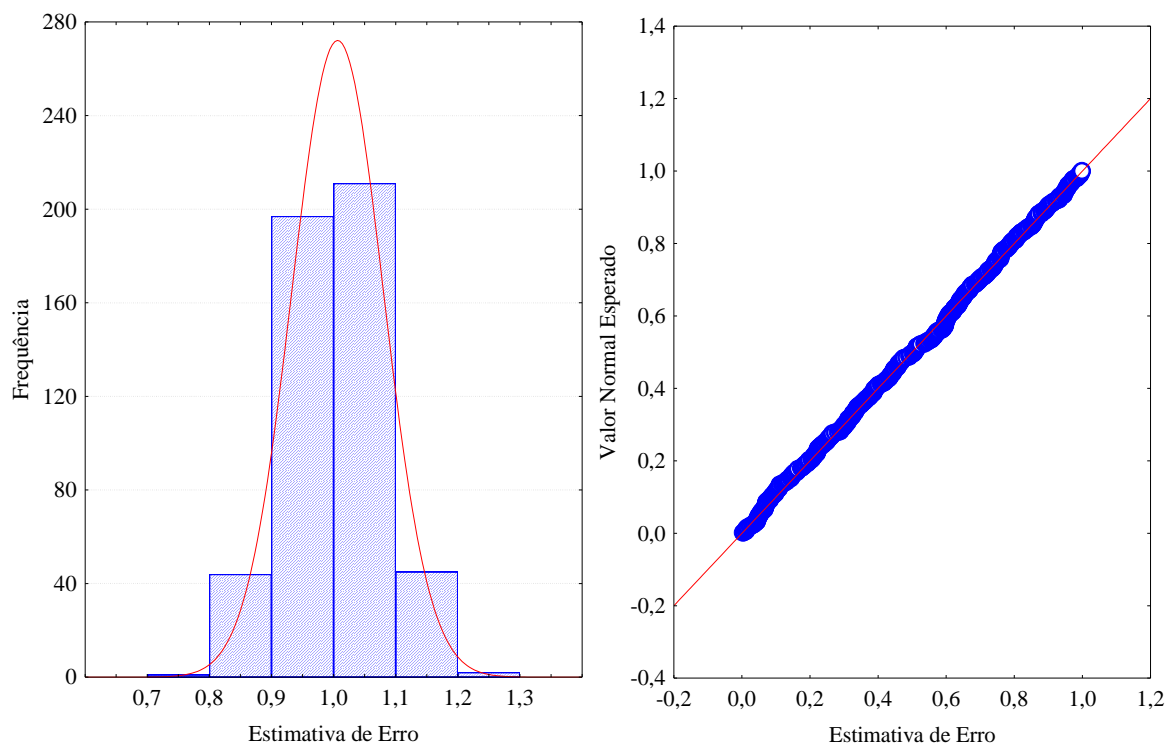


Figura 6.15 – Histograma da estimativa de erro do modelo numérico utilizado para a análise dos pilares e aderência à curva Normal

6.3.6 Resumo dos parâmetros considerados na análise da confiabilidade

As variáveis aleatórias consideradas na análise, apresentadas nos itens anteriores, estão registradas de forma resumida na Tabela 6.17. Os principais parâmetros e suas distribuições de probabilidade foram utilizados para verificar a influência de cada um nos resultados obtidos para a confiabilidade.

Tabela 6.17 – Parâmetros e distribuição de probabilidades das variáveis relacionadas à resistência e às solicitações dos pilares analisados

Variável Aleatória	Unidade	Dist. de Prob.	Média (μ)	Desvio Padrão (σ)	Coef. de Variação (V)	Valor Característico	
Concreto	f_c	kN/cm ²	Normal	f_{cm}	*	*	f_{ck}
	E_c	kN/cm ²	-	E_{cm}	0,00	0,00	E_{cm}
Armadura	f_y	kN/cm ²	Normal	f_{ym}	-	0,05	f_{yk}
	E_S	kN/cm ²	-	E_S	0,00	0,00	E_S
Seção transversal	b	cm	Normal	$b_{nominal}$	0,50	-	$b_{nominal}$
	h	cm	Normal	$h_{nominal}$	0,50	-	$h_{nominal}$
	d	cm	Normal	$d_{nominal}$	0,50	-	$d_{nominal}$
Carga Permanente	G	kN	Normal	$1,05 \cdot G_k$	-	0,10	G_k
Carga Variável	Q	kN	Gumbel	$1,00 \cdot Q_k$	-	0,25	Q_k

*valores definidos na Tabela 6.14 até a 0 para cada situação analisada.

6.4 CARACTERIZAÇÃO DOS PILARES ANALISADOS PELO MODELO

Com o intuito de avaliar a influência da não conformidade no atendimento à resistência à compressão do concreto na segurança de pilares em relação ao Estado Limite Último foram analisados elementos dimensionados de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014). Foram propostas diversas combinações de índice de esbeltez (λ), taxa geométrica de armadura (ρ), excentricidade relativa de primeira ordem da força normal (e_1/h), razão (k) entre os carregamentos permanente (G_k) e total ($G_k + Q_k$), resistência à compressão do concreto (f_c) e coeficiente de variação da resistência à compressão (V_{f_c}).

Para a análise foram propostos pilares com três distintos índices de esbeltez, todos birrotulados e de seção transversal quadrada com 40 cm de lado. A altura dos pilares variou entre 3,00 e 6,00 metros. Como o escopo deste trabalho é analisar a influência dos concretos não conformes na avaliação da confiabilidade dos pilares, não tendo a intenção de esgotar o assunto ou estabelecer conclusões generalistas e definitivas, realizou-se a análise apenas para pilares moderadamente esbeltos. O índice de esbeltez foi determinado de acordo com a equação (6.39).

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (6.39)$$

Onde l_e é o comprimento de flambagem do pilar e i é o raio de giração dado por:

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{b \cdot h}} \quad (6.40)$$

Sendo I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto.

O dimensionamento dos pilares utilizados nesta avaliação foi realizado à flexo-compressão normal e os efeitos de 2ª ordem foram considerados de forma simplificada (equação (6.41)), conforme o modelo adotado pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{0,005}{(v_0 + 0,5)h} \quad (6.41)$$

Onde:

$$v_0 = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} \geq 0,5 \quad (6.42)$$

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece critérios que permitem a dispensa da consideração dos efeitos de 2ª ordem na análise de pilares com características específicas. Estes critérios levam em consideração questões como o índice de esbeltez, as excentricidades de 1ª ordem e a direção destas excentricidades. A possibilidade de se desprezar os efeitos de 2ª ordem tem como principal objetivo a redução do esforço de cálculo durante o dimensionamento. Na consideração dos efeitos de 2ª ordem através dos processos simplificados – situação de pilares moderadamente esbeltos – pode ser tão trabalhoso verificar se esses efeitos podem ser desprezados, quanto a sua própria consideração (Araújo, 2014). Exposto isto, no presente trabalho, fez-se a consideração dos efeitos de 2ª ordem através do processo simplificado para todos os modelos de pilares analisados, independente da possibilidade de dispensa da análise deste efeito. Este processo visa simular de forma mais precisa o comportamento do elemento estrutural, embora, em geral, quando exista a possibilidade de

dispensa, o valor de excentricidade de 2ª ordem tenha pouca influência no resultado final do dimensionamento.

Na consideração da excentricidade inicial (e_1), foi atendido o valor mínimo estabelecido pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme a equação (6.43):

$$e_1 > e_{1,min} \quad \text{onde} \quad e_{1,min} = 1,5 + 0,03 \cdot h \quad (6.43)$$

A taxa de armadura longitudinal mínima (ρ_{min}) estabelecida pela NBR 6118 (ABNT, 2014) é dada por:

$$\rho_{min} = 0,15 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot v_0 \geq 0,40\% \quad (6.44)$$

Onde:

$$v_0 = \frac{F_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (6.45)$$

No presente trabalho, objetivando a uniformização dos parâmetros em análise dos pilares de diferentes características geométricas e de carregamento, fixaram-se as taxas de armadura para todos os casos. Desta forma, em alguns casos pontuais de pilares menos esbeltos e dimensionados com concretos de resistências mais elevadas, foram considerados com taxa de armadura um pouco inferior à armadura mínima definida pela equação (6.44).

As dimensões propostas buscam simular modelos de pilares comuns em edifícios usuais de concreto armado. Todos os pilares apresentam um carregamento de compressão na direção axial de forma excêntrica em suas extremidades. A Figura 6.16 apresenta o modelo genérico de geometria e carregamento dos elementos estruturais analisados.

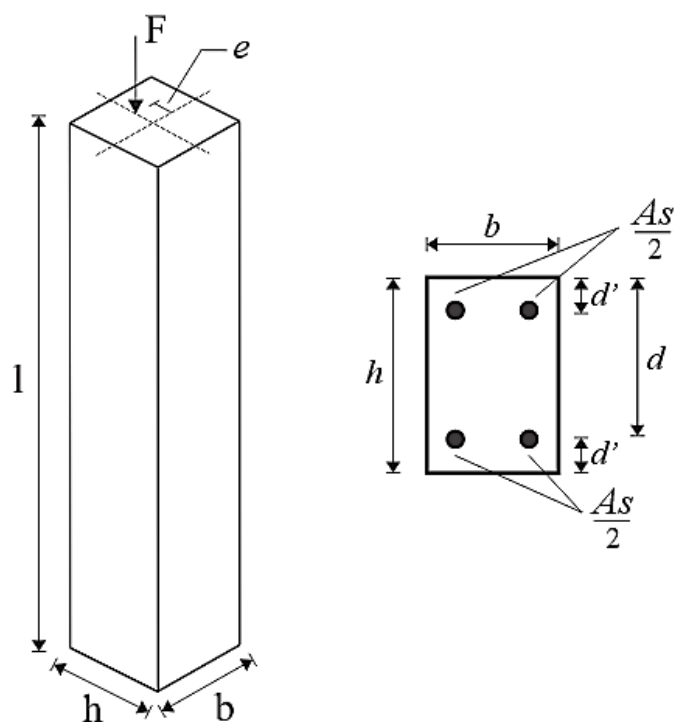


Figura 6.16 – Modelo genérico de geometria e carregamento dos pilares analisados

Através da variação dos parâmetros considerados e de modo a garantir uma maior generalização fez-se a análise de 162 diferentes configurações de pilares. Para uma melhor compreensão dos modelos utilizados, os pilares foram identificados com base nas características básicas propostas. A Tabela 6.18 apresenta o sistema de identificação utilizado para um pilar genérico **PXYZTA**.

Tabela 6.18 – Sistema de identificação dos pilares analisados numericamente

Pilar	Identificação	Parâmetro	Valor
X	3	f_{ck} (kN/cm ²)	3,0
	4		4,0
	5		5,0
Y	3	Altura do pilar (cm)	300 ($\lambda = 26$)
	4		400 ($\lambda = 35$)
	6		600 ($\lambda = 52$)
Z	1	e_1/h	0,10
	2		0,20
T	1	ρ (%)	0,80
	2		2,00
	3		4,00
A	A	k	0,80
	B		0,66
	C		0,50

Utilizando-se como exemplo de identificação dos pilares de acordo com a Tabela 6.18, o pilar P3321B, pode-se afirmar que se trata de um pilar com:

- “3” resistência característica à compressão de 30 MPa;
- “3” altura do pilar igual a 300 cm ($\lambda = 26$);
- “2” excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) igual a 0,20 ($e_1 = 8,0$ cm);
- “1” taxa geométrica de armadura igual a 0,80 % ($A_S = 12,8$ cm²);
- “C” razão de carregamento $k = G_k / (G_k + Q_k)$ igual a 0,50.

Da Tabela 6.19 até a Tabela 6.27 são apresentadas as características geométricas dos pilares analisados, bem como, de forma resumida, os dados obtidos do dimensionamento baseado na metodologia da NBR 6118 (ABNT, 2014). Para o dimensionamento foi adotado o programa computacional PACON (Araújo, 2014^b), sendo o procedimento adotado no cálculo apresentado na forma de fluxograma na Figura 6.17.

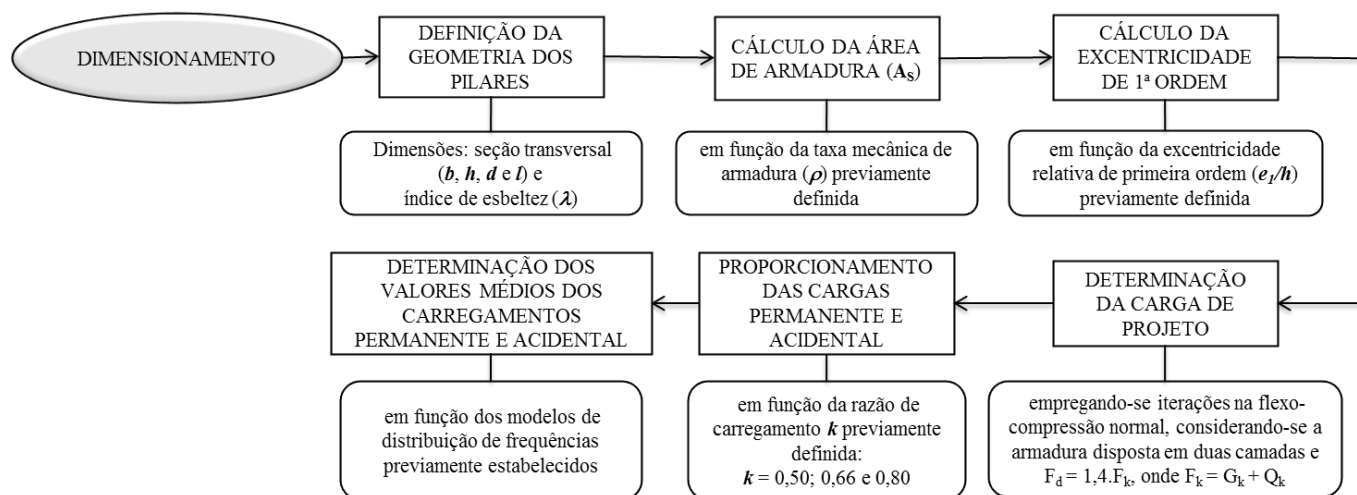


Figura 6.17 – Fluxograma do procedimento de caracterização e dimensionamento adotado para os pilares utilizados na análise de confiabilidade

Tabela 6.19 Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 26$)

Pilar	F_d (kN)	Seção transversal (cm)	l (cm)	d' (cm)	e_1/h	e_1 (cm)	e_2 (cm)	ρ (%)	A_s (cm ²)	k
P3311A	2660	40 x 40	300	4,0	0,10	4,0	0,88	0,80	12,8	0,80
P3311B										0,66
P3311C										0,50
P3312A	3340						0,76	2,00	32,0	0,80
P3312B										0,66
P3312C										0,50
P3313A	4450				0,62	4,00	64,0	0,80		
P3313B								0,66		
P3313C								0,50		
P3321A	2060				1,01	0,80	12,8	0,80		
P3321B								0,66		
P3321C								0,50		
P3322A	2700	0,86	2,00	32,0	0,80					
P3322B					0,66					
P3322C					0,50					
P3323A	3655	0,71	4,00	64,0	0,80					
P3323B					0,66					
P3323C					0,50					

Tabela 6.20 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 35$)

Pilar	F_d (kN)	Seção transversal (cm)	l (cm)	d' (cm)	e_1/h	e_1 (cm)	e_2 (cm)	ρ (%)	A_s (cm ²)	k
P3411A	2515	40 x 40	400	4,0	0,10	4,0	1,60	0,80	12,8	0,80
P3411B										0,66
P3411C										0,50
P3412A	3225						1,38	2,00	32,0	0,80
P3412B										0,66
P3412C										0,50
P3413A	4335				1,12	4,00	64,0	0,80		
P3413B								0,66		
P3413C								0,50		
P3421A	1955				1,84	0,80	12,8	0,80		
P3421B								0,66		
P3421C								0,50		
P3422A	2600	1,53	2,00	32,0	0,80					
P3422B					0,66					
P3422C					0,50					
P3423A	3555	1,28	4,00	64,0	0,80					
P3423B					0,66					
P3423C					0,50					

Tabela 6.21 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 52$)

Pilar	F_d (kN)	Seção transversal (cm)	l (cm)	d' (cm)	e_1/h	e_1 (cm)	e_2 (cm)	ρ (%)	A_s (cm ²)	k
P3611A	2225	40 x 40	600	4,0	0,10	4,0	3,88	0,80	12,8	0,80
P3611B										0,66
P3611C										0,50
P3612A	2920						3,29	2,00	32,0	0,80
P3612B										0,66
P3612C										0,50
P3613A	4025				2,66	4,00	64,0	0,80		
P3613B								0,66		
P3613C								0,50		
P3621A	1710				4,46	0,80	12,8	0,80		
P3621B								0,66		
P3621C								0,50		
P3622A	2340	3,75	2,00	32,0				0,80		
P3622B								0,66		
P3622C								0,50		
P3623A	3290	3,03	4,00	64,0	0,80					
P3623B					0,66					
P3623C					0,50					

Tabela 6.22 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 26$)

Pilar	F_d (kN)	Seção transversal (cm)	l (cm)	d' (cm)	e_1/h	e_1 (cm)	e_2 (cm)	ρ (%)	A_s (cm ²)	k		
P4311A	3390	40 x 40	300	4,0	0,10	4,0	0,90	0,80	12,8	0,80		
P4311B										0,66		
P4311C										0,50		
P4312A	4075						0,80			2,00	32,0	0,80
P4312B												0,66
P4312C												0,50
P4313A	5195				0,68	4,00	64,0	0,80				
P4313B								0,66				
P4313C								0,50				
P4321A	2635				1,04	0,80	12,8	0,80				
P4321B								0,66				
P4321C								0,50				
P4322A	3265	0,92	2,00	32,0	0,80							
P4322B					0,66							
P4322C					0,50							
P4323A	4240	0,78	4,00	64,0	0,80							
P4323B					0,66							
P4323C					0,50							

Tabela 6.23 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 35$)

Pilar	F_d (kN)	Seção transversal (cm)	l (cm)	d' (cm)	e_1/h	e_1 (cm)	e_2 (cm)	ρ (%)	A_s (cm ²)	k
P4411A	3240	40 x 40	400	4,0	0,10	4,0	1,65	0,80	12,8	0,80
P4411B										0,66
P4411C										0,50
P4412A	3930						1,46	2,00	32,0	0,80
P4412B										0,66
P4412C										0,50
P4413A	5045				1,24	4,00	64,0	0,80		
P4413B								0,66		
P4413C								0,50		
P4421A	2490				0,20	8,0	1,90	0,80	12,8	0,80
P4421B										0,66
P4421C										0,50
P4422A	3135	1,67	2,00	32,0			0,80			
P4422B							0,66			
P4422C							0,50			
P4423A	4110	1,41	4,00	64,0	0,80					
P4423B					0,66					
P4423C					0,50					

Tabela 6.24 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 52$)

Pilar	F_d (kN)	Seção transversal (cm)	l (cm)	d' (cm)	e_1/h	e_1 (cm)	e_2 (cm)	ρ (%)	A_s (cm ²)	k
P4611A	2805	40 x 40	600	4,0	0,10	4,0	4,01	0,80	12,8	0,80
P4611B										0,66
P4611C										0,50
P4612A	3515						3,51	2,00	32,0	0,80
P4612B										0,66
P4612C										0,50
P4613A	4630				2,94	4,00	64,0	0,80		
P4613B								0,66		
P4613C								0,50		
P4621A	2135				4,50	0,80	12,8	0,80		
P4621B								0,66		
P4621C								0,50		
P4622A	2785	4,00	2,00	32,0	0,80					
P4622B					0,66					
P4622C					0,50					
P4623A	3760	3,34	4,00	64,0	0,80					
P4623B					0,66					
P4623C					0,50					

Tabela 6.25 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 26$)

Pilar	F_d (kN)	Seção transversal (cm)	l (cm)	d' (cm)	e_1/h	e_1 (cm)	e_2 (cm)	ρ (%)	A_s (cm ²)	k
P5311A	4125	40 x 40	300	4,0	0,10	4,0	0,92	0,80	12,8	0,80
P5311B										0,66
P5311C										0,50
P5312A	4815						0,83	2,00	32,0	0,80
P5312B										0,66
P5312C										0,50
P5313A	5935				0,73	4,00	64,0	0,80		
P5313B								0,66		
P5313C								0,50		
P5321A	3175				1,06	0,80	12,8	0,80		
P5321B								0,66		
P5321C								0,50		
P5322A	3830	0,95	2,00	32,0	0,80					
P5322B					0,66					
P5322C					0,50					
P5323A	4820	0,83	4,00	64,0	0,80					
P5323B					0,66					
P5323C					0,50					

Tabela 6.26 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 35$)

Pilar	F_d (kN)	Seção transversal (cm)	l (cm)	d' (cm)	e_1/h	e_1 (cm)	e_2 (cm)	ρ (%)	A_s (cm ²)	k
P5411A	3930	40 x 40	400	4,0	0,10	4,0	1,68	0,80	12,8	0,80
P5411B										0,66
P5411C										0,50
P5412A	4625						1,52	2,00	32,0	0,80
P5412B										0,66
P5412C										0,50
P5413A	5750				1,32	4,00	64,0	0,80		
P5413B								0,66		
P5413C								0,50		
P5421A	2990				0,20	8,0	1,94	0,80	12,8	0,80
P5421B										0,66
P5421C										0,50
P5422A	3660	1,74	2,00	32,0			0,80			
P5422B							0,66			
P5422C							0,50			
P5423A	4660	1,50	4,00	64,0	0,80					
P5423B					0,66					
P5423C					0,50					

Tabela 6.27 – Carregamento, geometria e armadura dos pilares ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 52$)

Pilar	F_d (kN)	Seção transversal (cm)	l (cm)	d' (cm)	e_1/h	e_1 (cm)	e_2 (cm)	ρ (%)	A_s (cm ²)	k			
P5611A	3375	40 x 40	600	4,0	0,10	4,0	4,10	0,80	12,8	0,80			
P5611B										0,66			
P5611C										0,50			
P5612A	4105						3,66	2,00	32,0	0,80			
P5612B										0,66			
P5612C										0,50			
P5613A	5240				3,14	4,00	64,0	0,80					
P5613B								0,66					
P5613C								0,50					
P5621A	2550				4,50	0,80	12,8	0,20	8,0	4,18	2,00	32,0	0,80
P5621B													0,66
P5621C													0,50
P5622A	3220	4,18	2,00	32,0				0,20	8,0	4,18	2,00	32,0	0,80
P5622B													0,66
P5622C													0,50
P5623A	4225	3,58	4,00	64,0	0,20	8,0	3,58	4,00	64,0	0,80			
P5623B										0,66			
P5623C										0,50			

Com base nos resultados de dimensionamento apresentados e nas razões de carregamento foram definidos os parâmetros das cargas para cada um dos 162 pilares analisados. Esta definição de carregamento é apresentada na sequência da Tabela 6.28 até a Tabela 6.36.

Tabela 6.28 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 26$)

Pilar	F_K (kN)	k	Carga permanente Distribuição Normal			Carga variável Distribuição tipo I (Gumbel)		
			G_k (kN)	μ_G (kN)	V_G (kN)	Q_k (kN)	μ_Q (kN)	V_Q (kN)
P3311A	1900,0	0,80	1520,0	1596,0	0,10	380,0	380,0	0,25
P3311B		0,66	1254,0	1316,7	0,10	646,0	646,0	0,25
P3311C		0,50	950,0	997,5	0,10	950,0	950,0	0,25
P3312A	2385,7	0,80	1908,6	2004,0	0,10	477,1	477,1	0,25
P3312B		0,66	1574,6	1653,3	0,10	811,1	811,1	0,25
P3312C		0,50	1192,9	1252,5	0,10	1192,9	1192,9	0,25
P3313A	3178,6	0,80	2542,9	2670,0	0,10	635,7	635,7	0,25
P3313B		0,66	2097,9	2202,8	0,10	1080,7	1080,7	0,25
P3313C		0,50	1589,3	1668,8	0,10	1589,3	1589,3	0,25
P3321A	1471,4	0,80	1177,1	1236,0	0,10	294,3	294,3	0,25
P3321B		0,66	971,1	1019,7	0,10	500,3	500,3	0,25
P3321C		0,50	735,7	772,5	0,10	735,7	735,7	0,25
P3322A	1928,6	0,80	1542,9	1620,0	0,10	385,7	385,7	0,25
P3322B		0,66	1272,9	1336,5	0,10	655,7	655,7	0,25
P3322C		0,50	964,3	1012,5	0,10	964,3	964,3	0,25
P3323A	2610,7	0,80	2088,6	2193,0	0,10	522,1	522,1	0,25
P3323B		0,66	1723,1	1809,2	0,10	887,6	887,6	0,25
P3323C		0,50	1305,4	1370,6	0,10	1305,4	1305,4	0,25

Tabela 6.29 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 35$)

Pilar	F_K (kN)	k	Carga permanente Distribuição Normal			Carga variável Distribuição tipo I (Gumbel)		
			G_k (kN)	μ_G (kN)	V_G (kN)	Q_k (kN)	μ_Q (kN)	V_Q (kN)
P3411A	1796,4	0,80	1437,1	1509,0	0,10	359,3	359,3	0,25
P3411B		0,66	1185,6	1244,9	0,10	610,8	610,8	0,25
P3411C		0,50	898,2	943,1	0,10	898,2	898,2	0,25
P3412A	2303,6	0,80	1845,3	1937,5	0,10	461,3	461,3	0,25
P3412B		0,66	1522,4	1598,5	0,10	784,2	784,2	0,25
P3412C		0,50	1153,3	1211,0	0,10	1153,3	1153,3	0,25
P3413A	3096,4	0,80	2477,1	2601,0	0,10	619,3	619,3	0,25
P3413B		0,66	2043,6	2145,8	0,10	1052,8	1052,8	0,25
P3413C		0,50	1548,2	1625,6	0,10	1548,2	1548,2	0,25
P3421A	1396,4	0,80	1117,1	1173,0	0,10	279,3	279,3	0,25
P3421B		0,66	921,6	967,7	0,10	474,8	474,8	0,25
P3421C		0,50	698,2	733,1	0,10	698,2	698,2	0,25
P3422A	1857,1	0,80	1485,7	1560,0	0,10	371,4	371,4	0,25
P3422B		0,66	1225,7	1287,0	0,10	631,4	631,4	0,25
P3422C		0,50	928,6	975,0	0,10	928,6	928,6	0,25
P3423A	2539,3	0,80	2031,4	2133,0	0,10	507,9	507,9	0,25
P3423B		0,66	1675,9	1759,7	0,10	863,4	863,4	0,25
P3423C		0,50	1269,7	1333,1	0,10	1269,7	1269,7	0,25

Tabela 6.30 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 30$ MPa e $\lambda = 52$)

Pilar	F_K (kN)	k	Carga permanente Distribuição Normal			Carga variável Distribuição tipo I (Gumbel)		
			G_k (kN)	μ_G (kN)	V_G (kN)	Q_k (kN)	μ_Q (kN)	V_Q (kN)
P3611A	1589,3	0,80	1271,4	1335,0	0,10	317,9	317,9	0,25
P3611B		0,66	1048,9	1101,4	0,10	540,4	540,4	0,25
P3611C		0,50	794,7	834,4	0,10	794,7	794,7	0,25
P3612A	2085,7	0,80	1668,6	1752,0	0,10	417,1	417,1	0,25
P3612B		0,66	1376,6	1445,4	0,10	709,1	709,1	0,25
P3612C		0,50	1042,9	1095,0	0,10	1042,9	1042,9	0,25
P3613A	2875,0	0,80	2300,0	2415,0	0,10	575,0	575,0	0,25
P3613B		0,66	1897,5	1992,4	0,10	977,5	977,5	0,25
P3613C		0,50	1437,5	1509,4	0,10	1437,5	1437,5	0,25
P3621A	1221,4	0,80	977,1	1026,0	0,10	244,3	244,3	0,25
P3621B		0,66	806,1	846,4	0,10	415,3	415,3	0,25
P3621C		0,50	610,7	641,2	0,10	610,7	610,7	0,25
P3622A	1671,4	0,80	1337,1	1404,0	0,10	334,3	334,3	0,25
P3622B		0,66	1103,1	1158,3	0,10	568,3	568,3	0,25
P3622C		0,50	835,7	877,5	0,10	835,7	835,7	0,25
P3623A	2350,0	0,80	1880,0	1974,0	0,10	470,0	470,0	0,25
P3623B		0,66	1551,0	1628,6	0,10	799,0	799,0	0,25
P3623C		0,50	1175,0	1233,8	0,10	1175,0	1175,0	0,25

Tabela 6.31 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 26$)

Pilar	F_K (kN)	k	Carga permanente Distribuição Normal			Carga variável Distribuição tipo I (Gumbel)		
			G_k (kN)	μ_G (kN)	V_G (kN)	Q_k (kN)	μ_Q (kN)	V_Q (kN)
P4311A	2421,4	0,80	1937,1	2034,0	0,10	484,3	484,3	0,25
P4311B		0,66	1598,1	1678,0	0,10	823,3	823,3	0,25
P4311C		0,50	1210,7	1271,2	0,10	1210,7	1210,7	0,25
P4312A	2910,7	0,80	2328,6	2445,0	0,10	582,1	582,1	0,25
P4312B		0,66	1921,1	2017,1	0,10	989,6	989,6	0,25
P4312C		0,50	1455,4	1528,1	0,10	1455,4	1455,4	0,25
P4313A	3710,7	0,80	2968,6	3117,0	0,10	742,1	742,1	0,25
P4313B		0,66	2449,1	2571,5	0,10	1261,6	1261,6	0,25
P4313C		0,50	1855,4	1948,1	0,10	1855,4	1855,4	0,25
P4321A	1882,1	0,80	1505,7	1581,0	0,10	376,4	376,4	0,25
P4321B		0,66	1242,2	1304,3	0,10	639,9	639,9	0,25
P4321C		0,50	941,1	988,1	0,10	941,1	941,1	0,25
P4322A	2332,1	0,80	1865,7	1959,0	0,10	466,4	466,4	0,25
P4322B		0,66	1539,2	1616,1	0,10	792,9	792,9	0,25
P4322C		0,50	1166,1	1224,4	0,10	1166,1	1166,1	0,25
P4323A	3028,6	0,80	2422,9	2544,0	0,10	605,7	605,7	0,25
P4323B		0,66	1998,9	2098,8	0,10	1029,7	1029,7	0,25
P4323C		0,50	1514,3	1590,0	0,10	1514,3	1514,3	0,25

Tabela 6.32 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 35$)

Pilar	F_K (kN)	k	Carga permanente Distribuição Normal			Carga variável Distribuição tipo I (Gumbel)		
			G_k (kN)	μ_G (kN)	V_G (kN)	Q_k (kN)	μ_Q (kN)	V_Q (kN)
P4411A	2314,3	0,80	1851,4	1944,0	0,10	462,9	462,9	0,25
P4411B		0,66	1527,4	1603,8	0,10	786,9	786,9	0,25
P4411C		0,50	1157,2	1215,0	0,10	1157,2	1157,2	0,25
P4412A	2807,1	0,80	2245,7	2358,0	0,10	561,4	561,4	0,25
P4412B		0,66	1852,7	1945,3	0,10	954,4	954,4	0,25
P4412C		0,50	1403,6	1473,7	0,10	1403,6	1403,6	0,25
P4413A	3603,6	0,80	2882,9	3027,0	0,10	720,7	720,7	0,25
P4413B		0,66	2378,4	2497,3	0,10	1225,2	1225,2	0,25
P4413C		0,50	1801,8	1891,9	0,10	1801,8	1801,8	0,25
P4421A	1778,6	0,80	1422,9	1494,0	0,10	355,7	355,7	0,25
P4421B		0,66	1173,9	1232,6	0,10	604,7	604,7	0,25
P4421C		0,50	889,3	933,8	0,10	889,3	889,3	0,25
P4422A	2239,3	0,80	1791,4	1881,0	0,10	447,9	447,9	0,25
P4422B		0,66	1477,9	1551,8	0,10	761,4	761,4	0,25
P4422C		0,50	1119,7	1175,6	0,10	1119,7	1119,7	0,25
P4423A	2935,7	0,80	2348,6	2466,0	0,10	587,1	587,1	0,25
P4423B		0,66	1937,6	2034,4	0,10	998,1	998,1	0,25
P4423C		0,50	1467,9	1541,2	0,10	1467,9	1467,9	0,25

Tabela 6.33 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 40$ MPa e $\lambda = 52$)

Pilar	F_K (kN)	k	Carga permanente Distribuição Normal			Carga variável Distribuição tipo I (Gumbel)		
			G_k (kN)	μ_G (kN)	V_G (kN)	Q_k (kN)	μ_Q (kN)	V_Q (kN)
P4611A	2003,6	0,80	1602,9	1683,0	0,10	400,7	400,7	0,25
P4611B		0,66	1322,4	1388,5	0,10	681,2	681,2	0,25
P4611C		0,50	1001,8	1051,9	0,10	1001,8	1001,8	0,25
P4612A	2510,7	0,80	2008,6	2109,0	0,10	502,1	502,1	0,25
P4612B		0,66	1657,1	1739,9	0,10	853,6	853,6	0,25
P4612C		0,50	1255,4	1318,1	0,10	1255,4	1255,4	0,25
P4613A	3307,1	0,80	2645,7	2778,0	0,10	661,4	661,4	0,25
P4613B		0,66	2182,7	2291,8	0,10	1124,4	1124,4	0,25
P4613C		0,50	1653,6	1736,2	0,10	1653,6	1653,6	0,25
P4621A	1525,0	0,80	1220,0	1281,0	0,10	305,0	305,0	0,25
P4621B		0,66	1006,5	1056,8	0,10	518,5	518,5	0,25
P4621C		0,50	762,5	800,6	0,10	762,5	762,5	0,25
P4622A	1989,3	0,80	1591,4	1671,0	0,10	397,9	397,9	0,25
P4622B		0,66	1312,9	1378,6	0,10	676,4	676,4	0,25
P4622C		0,50	994,7	1044,4	0,10	994,7	994,7	0,25
P4623A	2685,7	0,80	2148,6	2256,0	0,10	537,1	537,1	0,25
P4623B		0,66	1772,6	1861,2	0,10	913,1	913,1	0,25
P4623C		0,50	1342,9	1410,0	0,10	1342,9	1342,9	0,25

Tabela 6.34 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 26$)

Pilar	F_K (kN)	k	Carga permanente Distribuição Normal			Carga variável Distribuição tipo I (Gumbel)		
			G_k (kN)	μ_G (kN)	V_G (kN)	Q_k (kN)	μ_Q (kN)	V_Q (kN)
P5311A	2946,4	0,80	2357,1	2475,0	0,10	589,3	589,3	0,25
P5311B		0,66	1944,6	2041,9	0,10	1001,8	1001,8	0,25
P5311C		0,50	1473,2	1546,9	0,10	1473,2	1473,2	0,25
P5312A	3439,3	0,80	2751,4	2889,0	0,10	687,9	687,9	0,25
P5312B		0,66	2269,9	2383,4	0,10	1169,4	1169,4	0,25
P5312C		0,50	1719,7	1805,6	0,10	1719,7	1719,7	0,25
P5313A	4239,3	0,80	3391,4	3561,0	0,10	847,9	847,9	0,25
P5313B		0,66	2797,9	2937,8	0,10	1441,4	1441,4	0,25
P5313C		0,50	2119,7	2225,6	0,10	2119,7	2119,7	0,25
P5321A	2267,9	0,80	1814,3	1905,0	0,10	453,6	453,6	0,25
P5321B		0,66	1496,8	1571,7	0,10	771,1	771,1	0,25
P5321C		0,50	1134,0	1190,6	0,10	1134,0	1134,0	0,25
P5322A	2735,7	0,80	2188,6	2298,0	0,10	547,1	547,1	0,25
P5322B		0,66	1805,6	1895,8	0,10	930,1	930,1	0,25
P5322C		0,50	1367,9	1436,2	0,10	1367,9	1367,9	0,25
P5323A	3442,9	0,80	2754,3	2892,0	0,10	688,6	688,6	0,25
P5323B		0,66	2272,3	2385,9	0,10	1170,6	1170,6	0,25
P5323C		0,50	1721,5	1807,5	0,10	1721,5	1721,5	0,25

Tabela 6.35 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 35$)

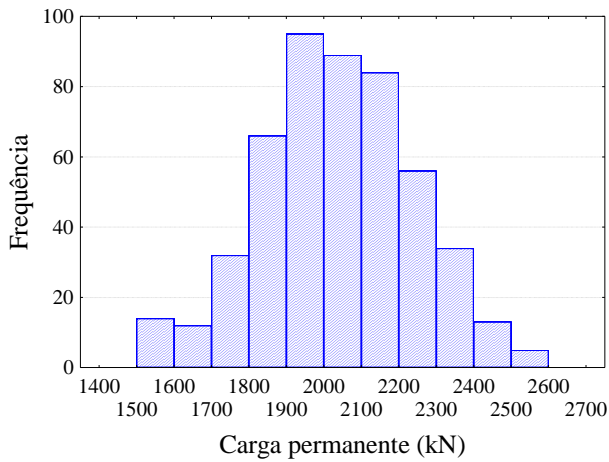
Pilar	F_K (kN)	k	Carga permanente Distribuição Normal			Carga variável Distribuição tipo I (Gumbel)		
			G_k (kN)	μ_G (kN)	V_G (kN)	Q_k (kN)	μ_Q (kN)	V_Q (kN)
P5411A	2807,1	0,80	2245,7	2358,0	0,10	561,4	561,4	0,25
P5411B		0,66	1852,7	1945,3	0,10	954,4	954,4	0,25
P5411C		0,50	1403,6	1473,7	0,10	1403,6	1403,6	0,25
P5412A	3303,6	0,80	2642,9	2775,0	0,10	660,7	660,7	0,25
P5412B		0,66	2180,4	2289,4	0,10	1123,2	1123,2	0,25
P5412C		0,50	1651,8	1734,4	0,10	1651,8	1651,8	0,25
P5413A	4107,1	0,80	3285,7	3450,0	0,10	821,4	821,4	0,25
P5413B		0,66	2710,7	2846,2	0,10	1396,4	1396,4	0,25
P5413C		0,50	2053,6	2156,2	0,10	2053,6	2053,6	0,25
P5421A	2135,7	0,80	1708,6	1794,0	0,10	427,1	427,1	0,25
P5421B		0,66	1409,6	1480,0	0,10	726,1	726,1	0,25
P5421C		0,50	1067,9	1121,2	0,10	1067,9	1067,9	0,25
P5422A	2614,3	0,80	2091,4	2196,0	0,10	522,9	522,9	0,25
P5422B		0,66	1725,4	1811,7	0,10	888,9	888,9	0,25
P5422C		0,50	1307,2	1372,5	0,10	1307,2	1307,2	0,25
P5423A	3328,6	0,80	2662,9	2796,0	0,10	665,7	665,7	0,25
P5423B		0,66	2196,9	2306,7	0,10	1131,7	1131,7	0,25
P5423C		0,50	1664,3	1747,5	0,10	1664,3	1664,3	0,25

Tabela 6.36 – Definição do carregamento dos pilares analisados ($f_{ck} = 50$ MPa e $\lambda = 52$)

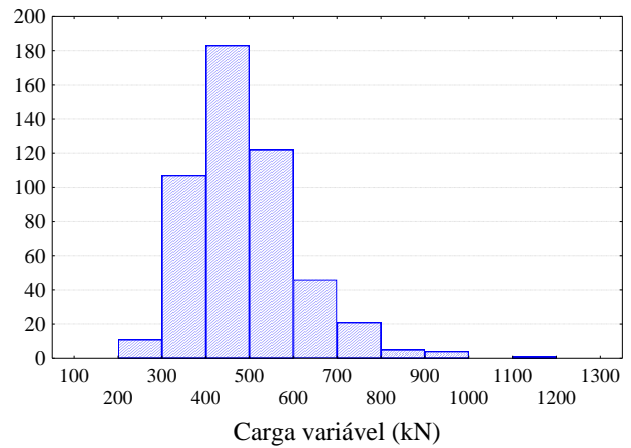
Pilar	F_K (kN)	k	Carga permanente Distribuição Normal			Carga variável Distribuição tipo I (Gumbel)		
			G_k (kN)	μ_G (kN)	V_G (kN)	Q_k (kN)	μ_Q (kN)	V_Q (kN)
P5611A	2410,7	0,80	1928,6	2025,0	0,10	482,1	482,1	0,25
P5611B		0,66	1591,1	1670,6	0,10	819,6	819,6	0,25
P5611C		0,50	1205,4	1265,6	0,10	1205,4	1205,4	0,25
P5612A	2932,1	0,80	2345,7	2463,0	0,10	586,4	586,4	0,25
P5612B		0,66	1935,2	2031,9	0,10	996,9	996,9	0,25
P5612C		0,50	1466,1	1539,4	0,10	1466,1	1466,1	0,25
P5613A	3742,9	0,80	2994,3	3144,0	0,10	748,6	748,6	0,25
P5613B		0,66	2470,3	2593,8	0,10	1272,6	1272,6	0,25
P5613C		0,50	1871,5	1965,0	0,10	1871,5	1871,5	0,25
P5621A	1821,4	0,80	1457,1	1530,0	0,10	364,3	364,3	0,25
P5621B		0,66	1202,1	1262,2	0,10	619,3	619,3	0,25
P5621C		0,50	910,7	956,2	0,10	910,7	910,7	0,25
P5622A	2300,0	0,80	1840,0	1932,0	0,10	460,0	460,0	0,25
P5622B		0,66	1518,0	1593,9	0,10	782,0	782,0	0,25
P5622C		0,50	1150,0	1207,5	0,10	1150,0	1150,0	0,25
P5623A	3017,9	0,80	2414,3	2535,0	0,10	603,6	603,6	0,25
P5623B		0,66	1991,8	2091,4	0,10	1026,1	1026,1	0,25
P5623C		0,50	1509,0	1584,4	0,10	1509,0	1509,0	0,25

Com base nos parâmetros de carregamento variável e permanente e a proporção destes, fez-se em cada análise a geração aleatória dos valores para cada simulação. Para cada um dos pilares foram gerados aleatoriamente com base nos valores de Q_m , G_m , V_G , V_Q , e na distribuição de probabilidades, 500 valores de carga variável e 500 valores de carga permanente. A carga total é determinada pela soma das cargas permanente e variável.

Como exemplo, são apresentados na Figura 6.18 até a Figura 6.20 os histogramas de distribuição de frequência dos carregamentos permanente e variável gerados para os pilares P4311A, P4311B e P4311C.

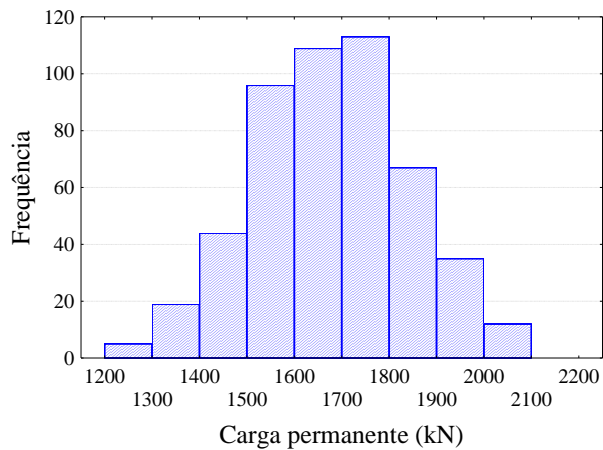


(a)

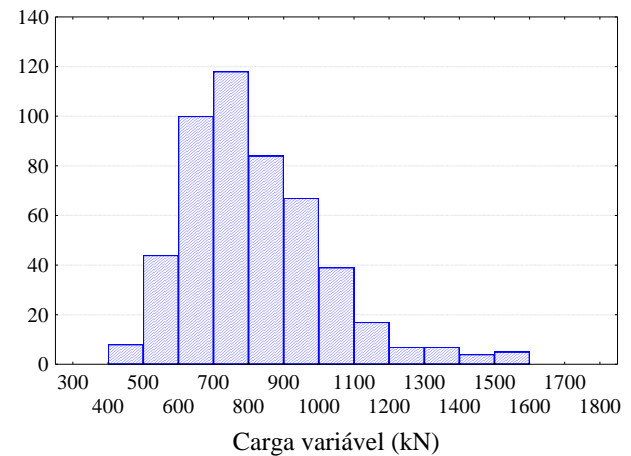


(b)

Figura 6.18 - Distribuição de frequência da carga permanente (a) e variável (b) Pilar P4311A

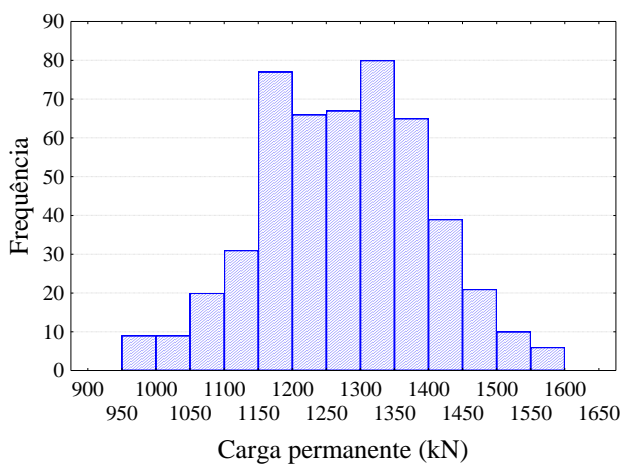


(a)

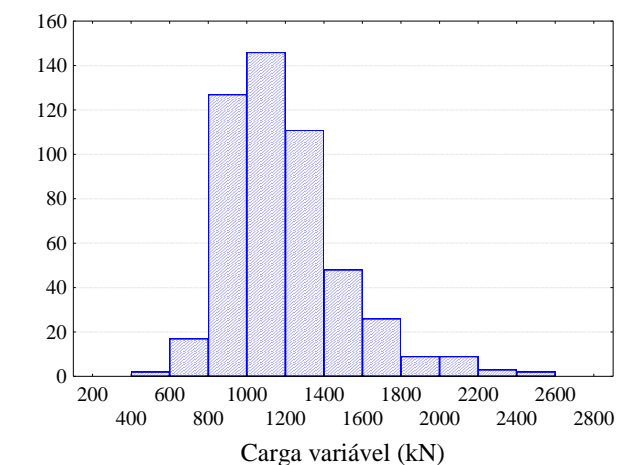


(b)

Figura 6.19 - Distribuição de frequência da carga permanente (a) e variável (b) Pilar P4311B



(a)



(b)

Figura 6.20 - Distribuição de frequência da carga permanente (a) e variável (b) Pilar P4311C

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados os principais resultados obtidos a partir das 1620 simulações realizados nos 162 distintos modelos de pilares considerados no trabalho. No primeiro tópico são apresentadas as verificações de convergência dos principais dados de saída do modelo computacional em função do número de simulações realizadas. Após são apresentados os resultados da influência de cada parâmetro de entrada no nível de segurança estrutural através da análise do índice de confiabilidade. Os resultados completos de todas as simulações estão apresentados na seção Anexos deste documento.

7.2 VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES

Com o intuito de verificar a influência no comportamento dos pilares de cada uma das propriedades consideradas foram realizadas 500 simulações de Monte Carlo. Este número demonstrou ser suficiente para garantir a convergência estatística dos resultados analisados. Deve-se recordar que a cada nova simulação os parâmetros de entrada eram gerados de forma aleatória e que os pilares foram levados à ruptura pelo incremento gradativo do carregamento aplicado.

O número de 500 simulações apresentou-se como suficiente para a convergência estatística do valor esperado da carga de ruptura e do seu desvio padrão. A Figura 7.1 apresenta a convergência da carga de ruptura dos pilares da série P3311 com as dosagens de $V_{fc} = 0,10$; ou seja, os traços C01, C11, C21, C31 e C41. A Figura 7.2 apresenta a convergência do desvio padrão destas cargas de ruptura.

Na Figura 7.3 e na Figura 7.4 são apresentadas, respectivamente, as convergências do valor esperado da carga de ruptura e desvio padrão dos pilares da série P3311, considerando-

se as dosagens com $V_{fc} = 0,15$. Cabe ressaltar que a análise dos demais pilares, omitida no texto desta tese, mostrou convergência satisfatória para o número de simulações realizado.

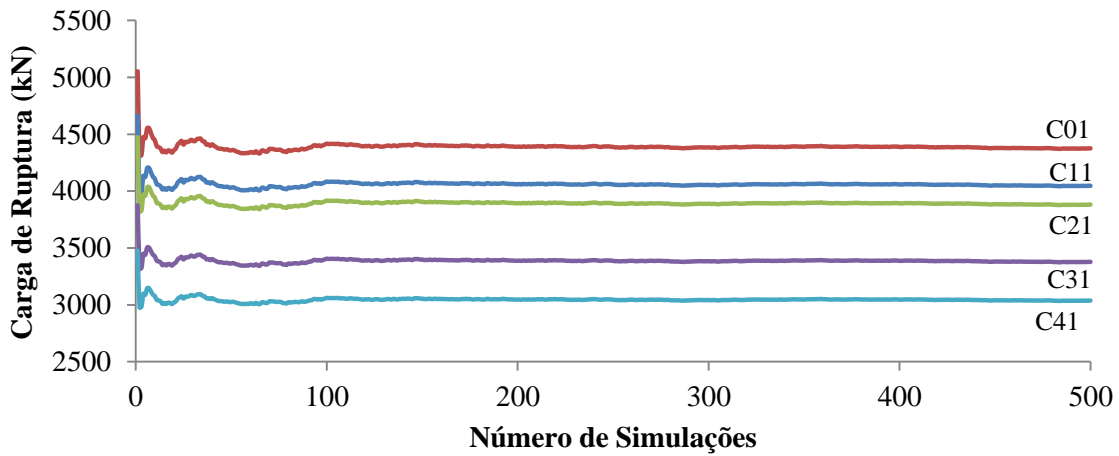


Figura 7.1 – Convergência estatística do valor esperado da carga de ruptura dos pilares da série P3311 ($V_{fc} = 0,10$)

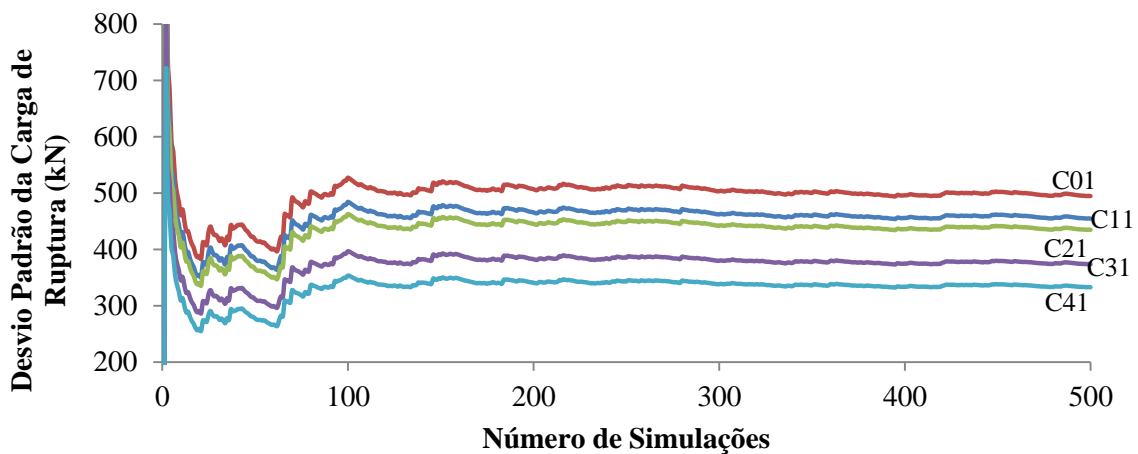


Figura 7.2 – Convergência estatística do desvio padrão da carga de ruptura dos pilares da série P3311 ($V_{fc} = 0,10$)

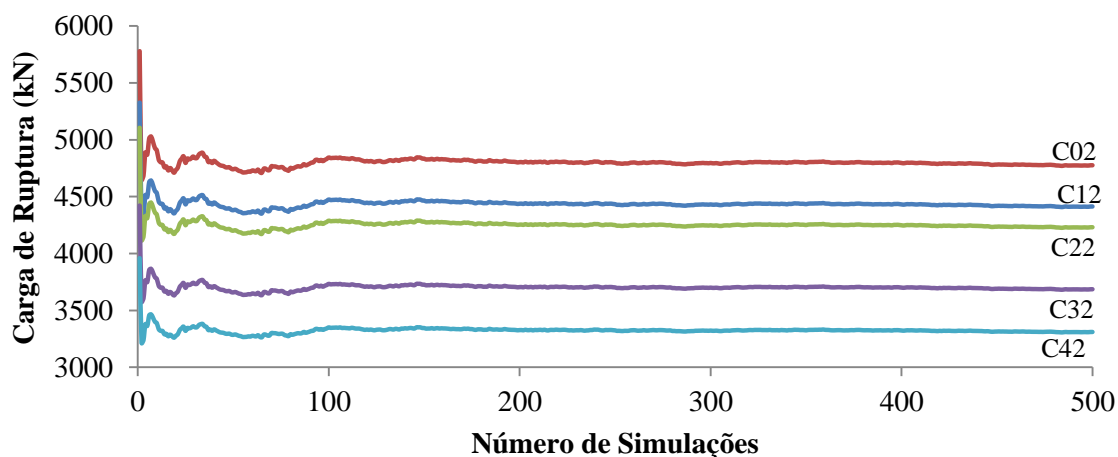


Figura 7.3 – Convergência estatística do valor esperado da carga de ruptura dos pilares da série P3311 ($V_{fc} = 0,15$)

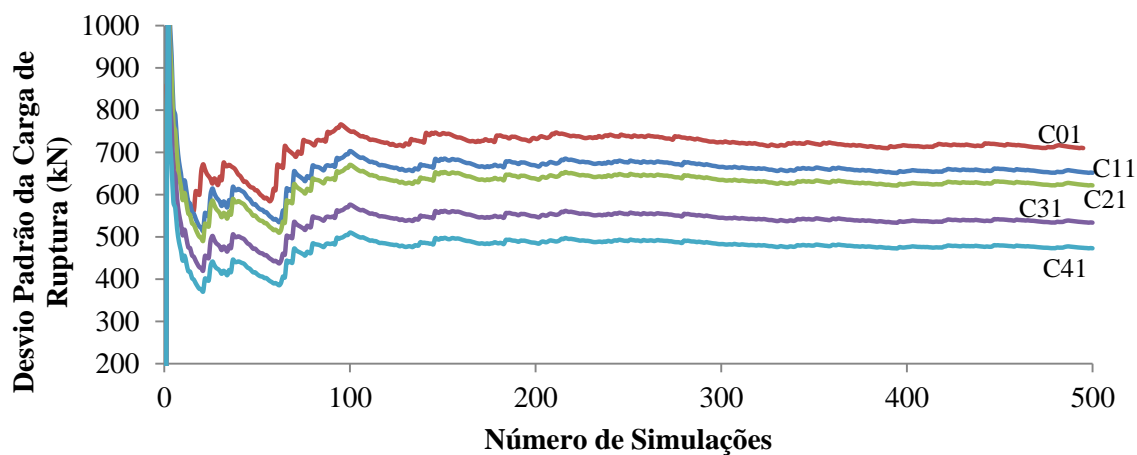


Figura 7.4 – Convergência estatística do desvio padrão da carga de ruptura dos pilares da série P3311 ($V_{fc} = 0,15$)

A distribuição de probabilidades da carga de ruptura dos pilares analisados foi submetida ao teste de Kolmogorov-Smirnov (Ang e Tang, 1984) para a verificação da possibilidade de aproximação destes através de uma curva de distribuição Normal.

A Figura 7.5 apresenta o histograma da carga de ruptura dos pilares da série P3311 com dosagem C22; no mesmo gráfico têm-se a curva de distribuição Normal ajustada aos dados. A Figura 7.6 e a Figura 7.7 apresentam, como exemplo, os casos dos pilares P4412-D11 e P5621-E41, respectivamente.

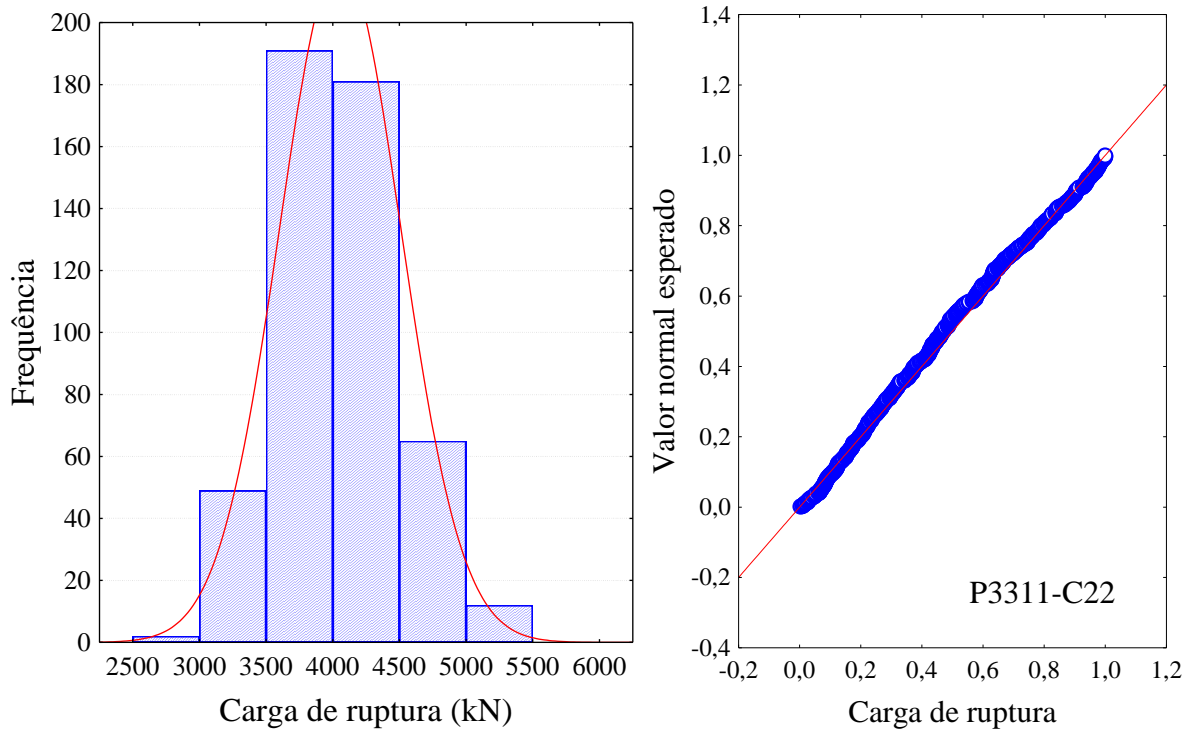


Figura 7.5 – Histograma da carga de ruptura dos pilares da série P3311 com a dosagem C22 e aderência à curva Normal

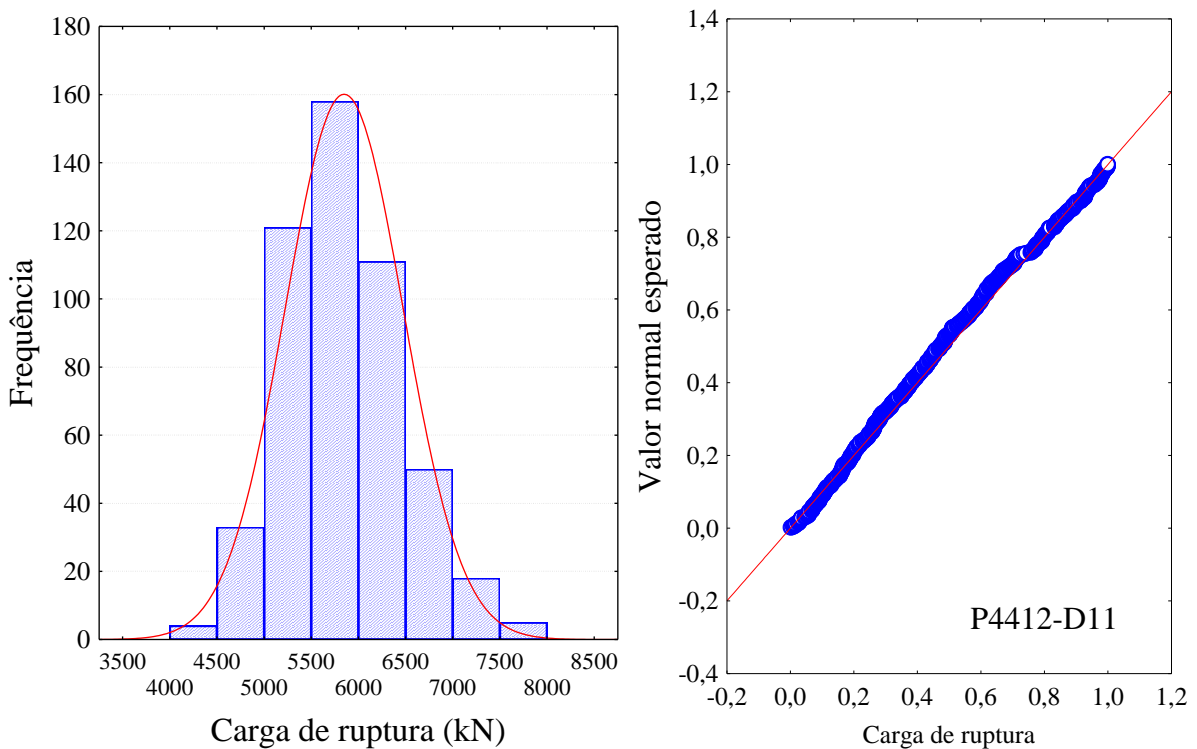


Figura 7.6 – Histograma da carga de ruptura dos pilares da série P4412 com a dosagem D11 e aderência à curva Normal

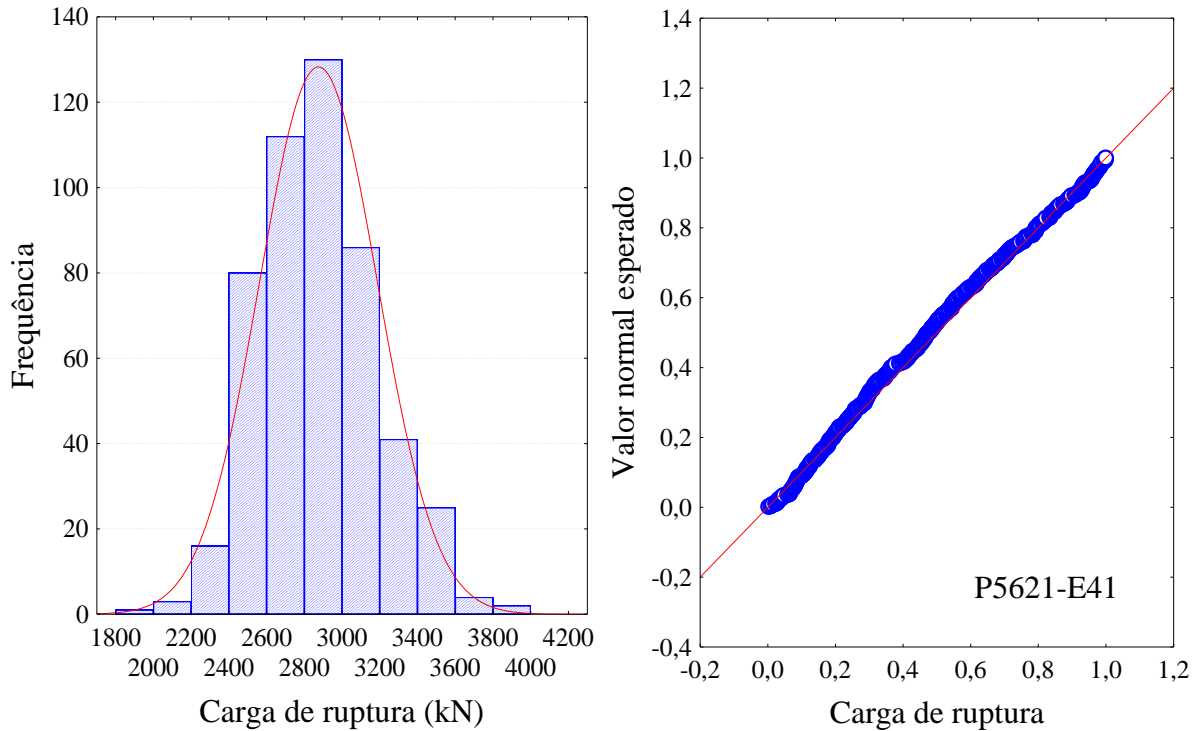


Figura 7.7 – Histograma da carga de ruptura dos pilares da série P5621 com a dosagem E41 e aderência à curva Normal

Para constatar a convergência estatística do índice de confiabilidade apresenta-se na Figura 7.8 para o caso do pilar P3311A nas dosagens com $V_{fc} = 0,10$. A Figura 7.9 apresenta a mesma análise para o caso de $V_{fc} = 0,15$.

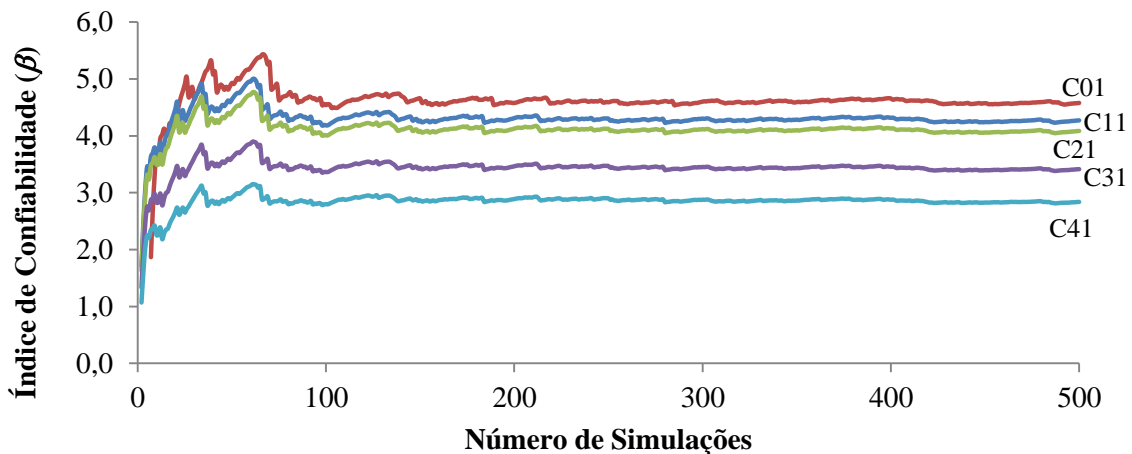


Figura 7.8 - Convergência estatística do índice de confiabilidade do pilar P3311A ($V_{fc} = 0,10$)

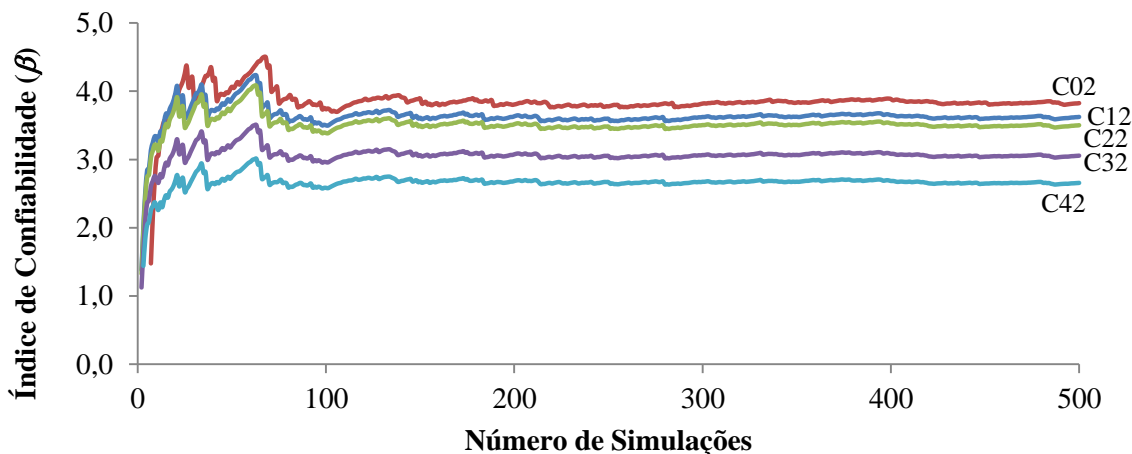


Figura 7.9 - Convergência estatística do índice de confiabilidade do pilar P3311A ($V_{fc} = 0,15$)

7.3 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES

Cada um dos pilares analisados foi simulado considerando-se um nível de conformidade da resistência à compressão e um coeficiente de variação característico. Isso resultou em dez valores de índice de confiabilidade para cada elemento; permitindo a comparação direta da influência de diferentes graus de não conformidade do concreto no nível de segurança estrutural.

A análise de confiabilidade foi realizada pela determinação do índice de confiabilidade (β) utilizando-se os métodos de Monte Carlo (MC) e FORM. Os resultados obtidos por ambas as metodologias estão apresentados para todos os casos considerados na seção Anexos deste documento.

Com uma análise mais detalhada dos resultados se percebe uma boa convergência entre os índices de confiabilidade obtidos por MC e FORM. Pequenas diferenças ocorrem de forma mais acentuada nos pilares com maior densidade de armadura e, mais especificamente, nas situações de maior não conformidade, quando esta apresenta valores em torno de 70 ou 80 % do f_{ck} esperado. Um exame mais detalhado desta diferença permite verificar que, para pilares com concretos de baixa resistência (elevada NC) e pequena razão k , a dispersão do carregamento passa a ter maior efeito sobre a estimativa via FORM do índice de confiabilidade do elemento. Na realidade, a resistência à compressão do concreto deixa de ser a variável mais importante à medida que a razão de carregamento k se reduz. Isso permite que, em alguns destes casos, a situação de concretos com coeficiente de variação da

resistência superior apresente valores de β maiores que na situação de $V_{fc} = 0,10$. Esta análise pode ser constatada através da avaliação dos cossenos diretores do método FORM (α_i) apresentados na Figura 5.7. O gráfico da Figura 7.10 apresenta um exemplo dos cossenos diretores (coeficientes de sensibilidade) das variáveis aleatórias principais envolvidas na análise pelo método FORM em função da razão de carregamento k . Neste gráfico, as solicitações G e Q aparecem com coeficientes negativos, enquanto que a resistência de ruptura R apresenta $\alpha > 0$.

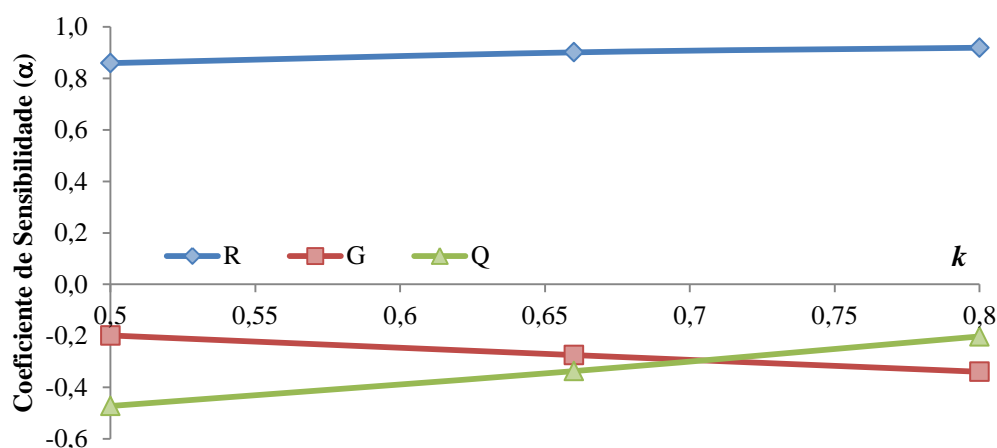


Figura 7.10 – Exemplo de coeficientes de sensibilidade em função da razão de carregamento k para os pilares da série P3312 ($f_{ck} = 30$ MPa; $\lambda = 26$, $e_1/h = 0,10$, $\rho = 2,0$ %)

Excetuando-se as questões apontadas no parágrafo anterior, os valores do índice de confiabilidade estimados via método FORM e MC apresentaram bastante coerência. Considerando-se o método de Monte Carlo como o procedimento que representa melhor o comportamento geral esperado para o fenômeno em estudo, fez-se ao longo deste trabalho a análise baseada nestes resultados. A partir deste ponto, todos os gráficos e avaliações são fundamentados nos resultados oriundos do método de Monte Carlo.

Com base no modelo de carregamento apresentado e nos resultados do valor esperado, do desvio padrão e do coeficiente de variação da carga de ruptura obtidos através das simulações numéricas foram determinados os índices de confiabilidade (β) para cada situação. Cada um dos pilares foi simulado para as dez distintas situações de dosagem apresentadas nas resistências características consideradas. Na Figura 7.11 até a Figura 7.28 são apresentados os valores do índice de confiabilidade para todos os pilares dimensionados com $f_{ck} = 30$ MPa. Nos gráficos, pode ser observada a redução do nível de segurança pela redução do índice de confiabilidade nas situações de não conformidade. Também se percebe o quanto o aumento da

dispersão dos resultados de resistência à compressão do concreto de $V_{fc} = 0,10$ para $V_{fc} = 0,15$ implicou em redução do índice β . A linha tracejada apresentada refere-se ao valor de $\beta = 3,8$, parâmetro considerado neste trabalho como referência de nível de confiabilidade. Os gráficos dos demais pilares analisados com as classes de concreto C40 e C50 apresentaram comportamento semelhante quanto ao nível de influência proporcionado pelos casos de não conformidade no atendimento aos requisitos de projeto. Estes resultados estão apresentados nos Anexos A2 e A3 ao final deste documento.

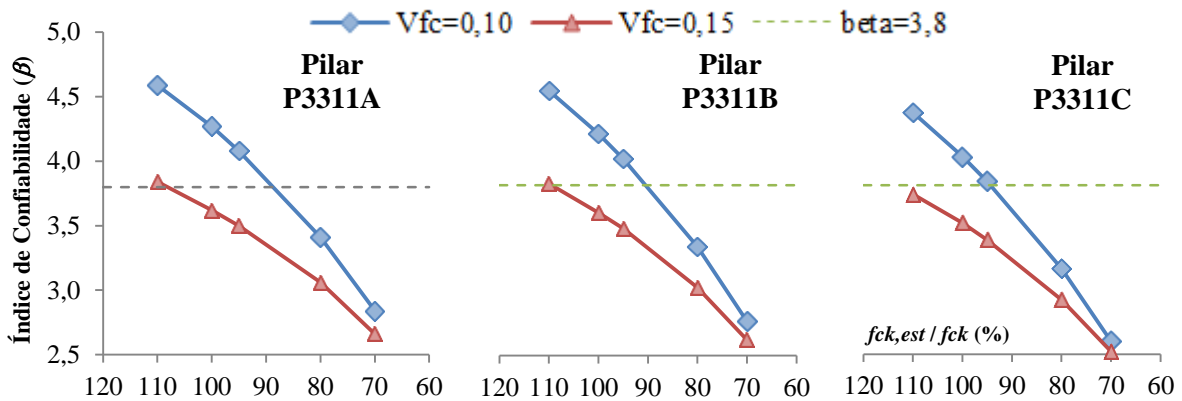


Figura 7.11 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3311)

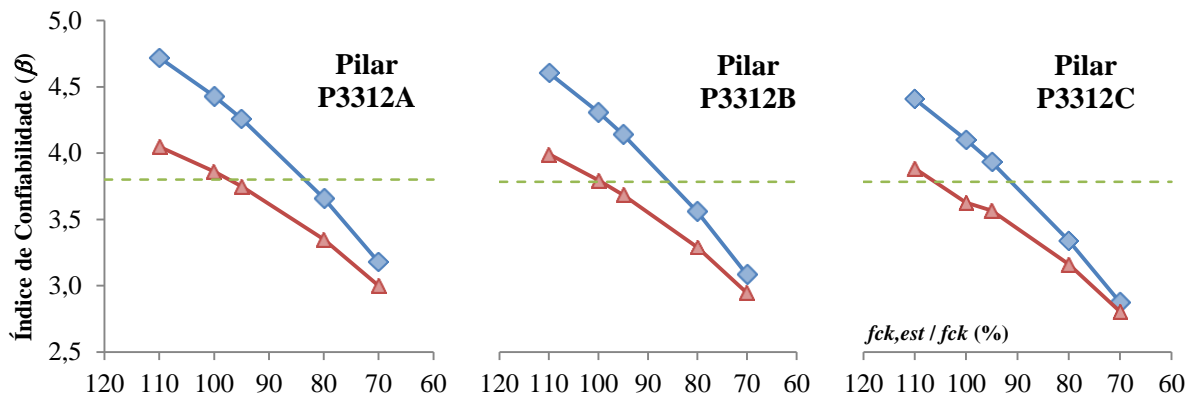


Figura 7.12 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3312)

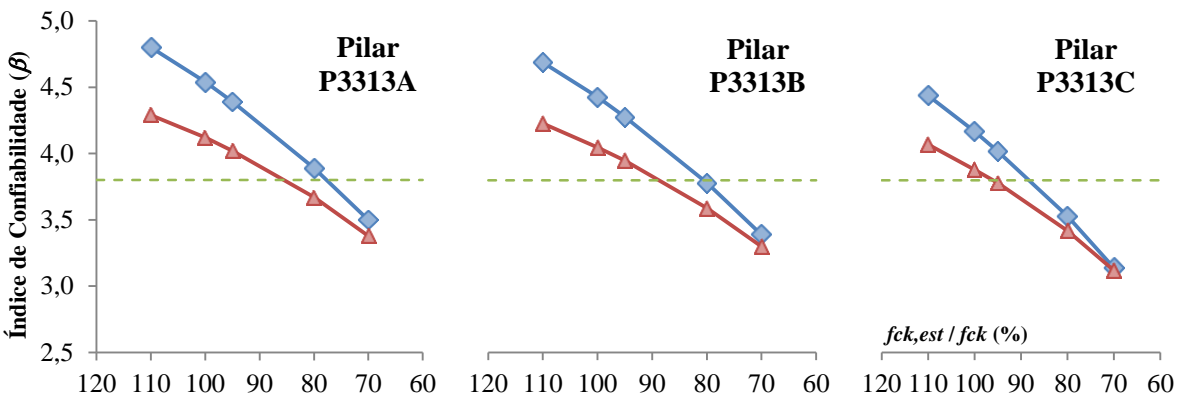


Figura 7.13 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3313)

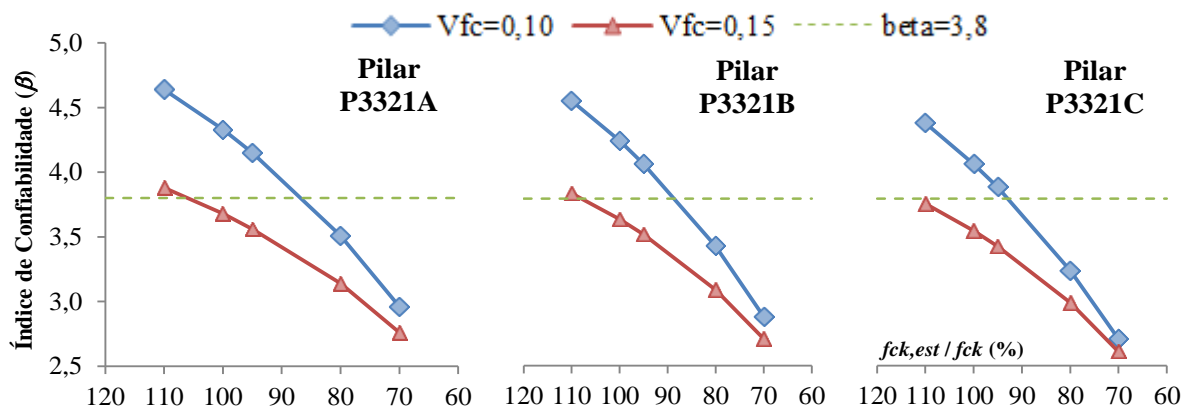


Figura 7.14 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3321)

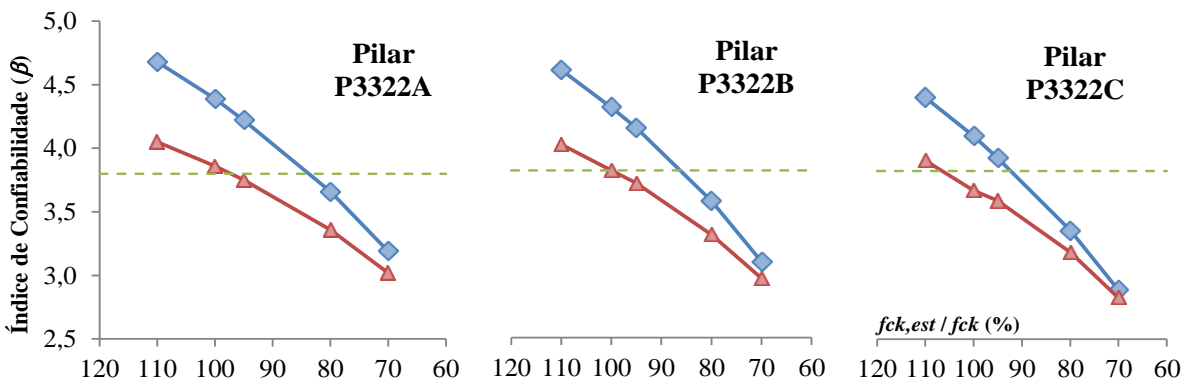


Figura 7.15 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3322)

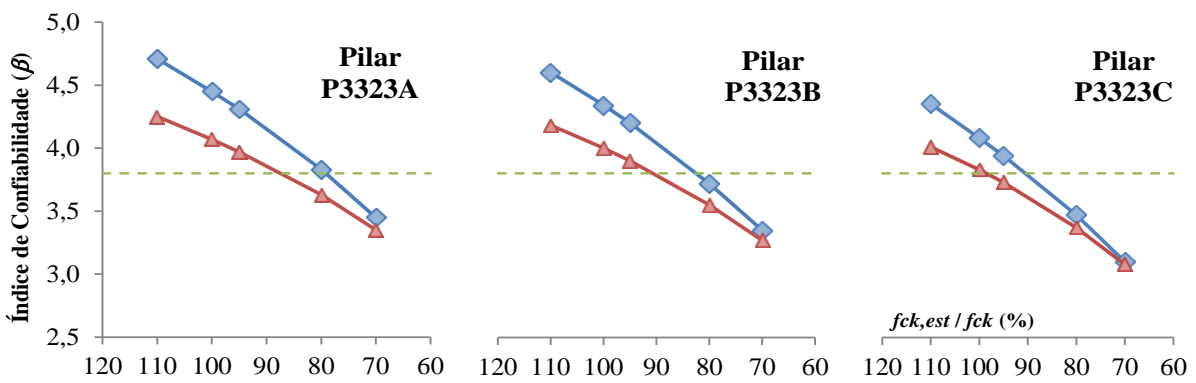


Figura 7.16 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3323)

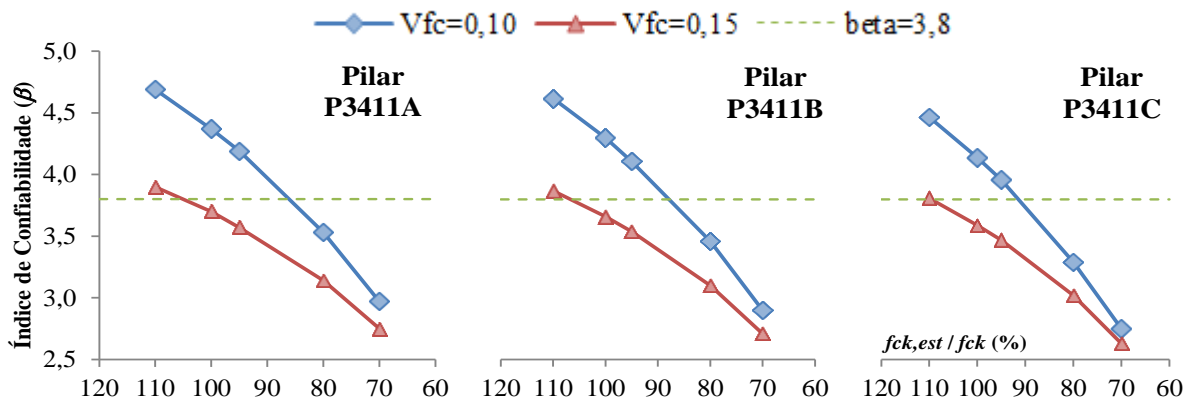


Figura 7.17 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3411)

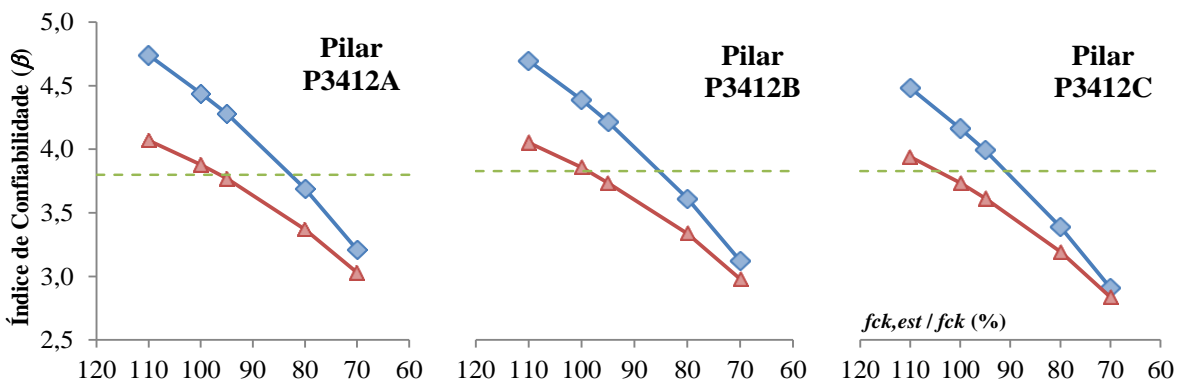


Figura 7.18 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3412)

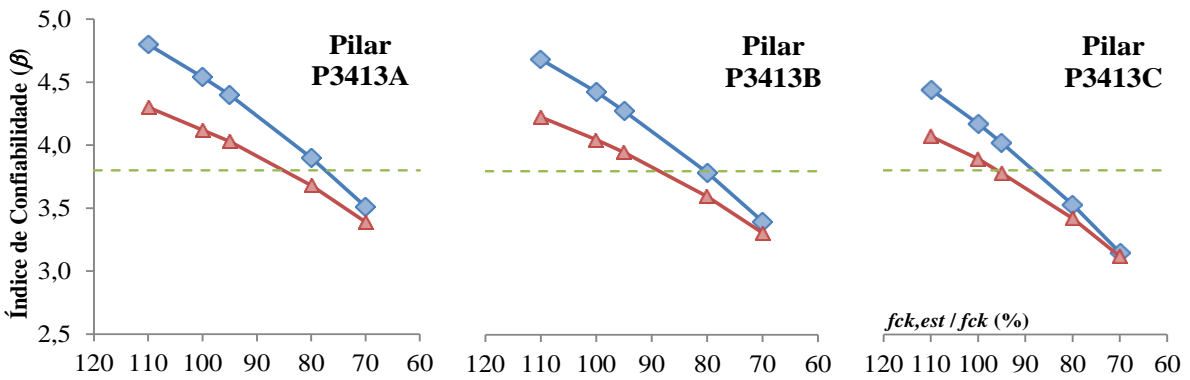


Figura 7.19 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3413)

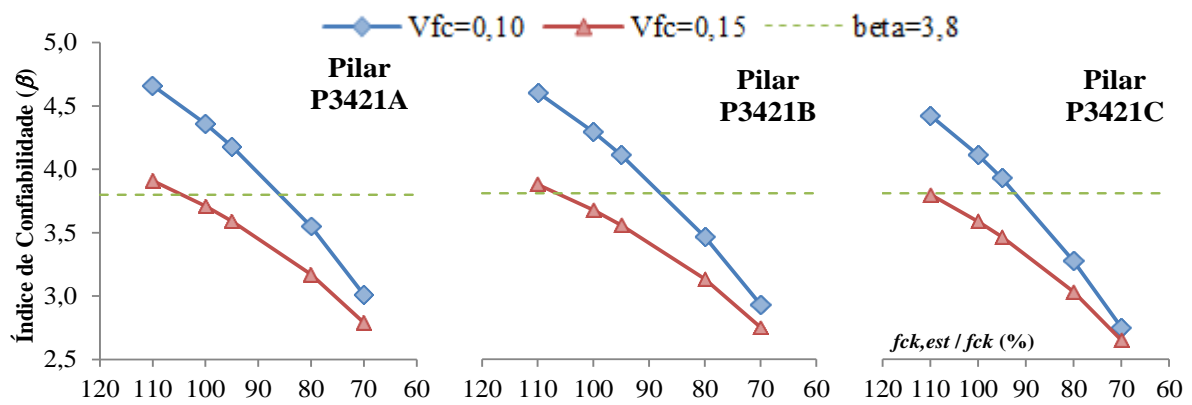


Figura 7.20 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3421)

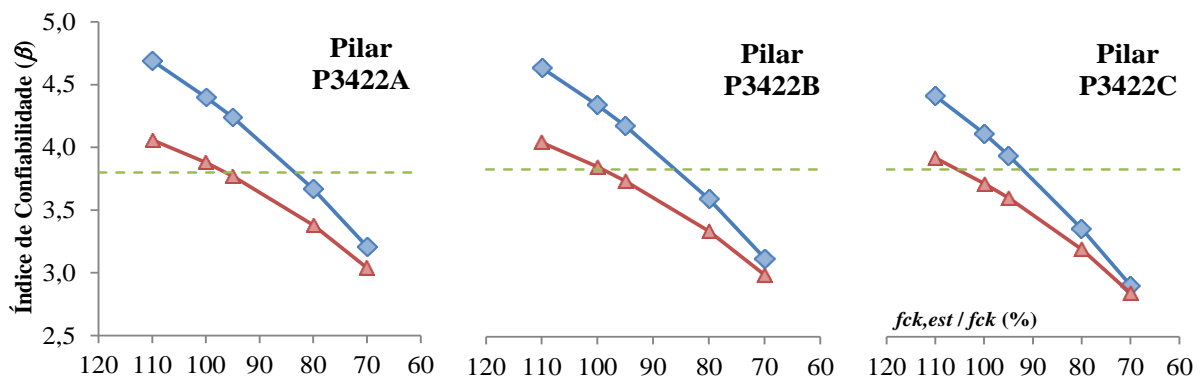


Figura 7.21 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3422)

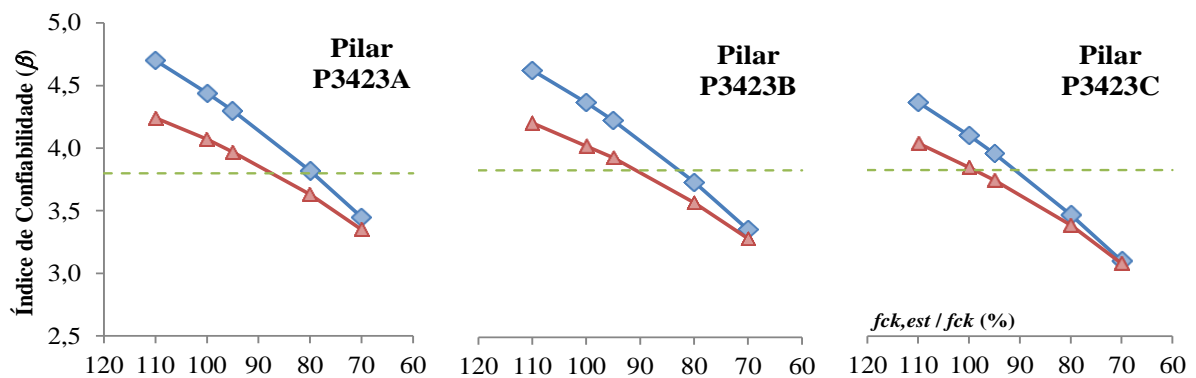


Figura 7.22 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3423)

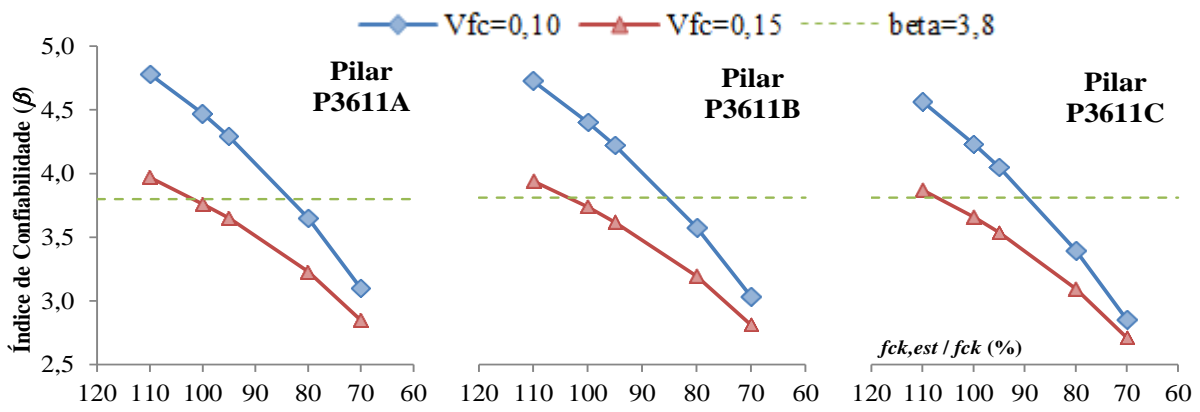


Figura 7.23 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3611)

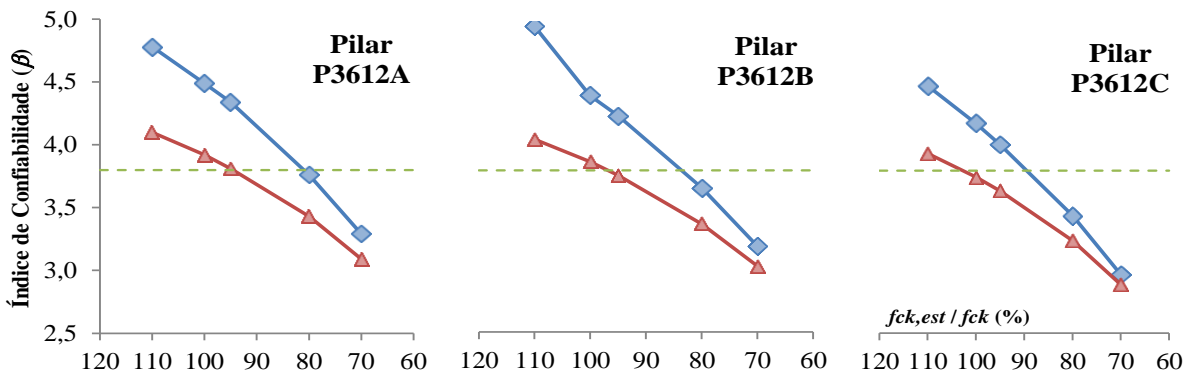


Figura 7.24 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3612)

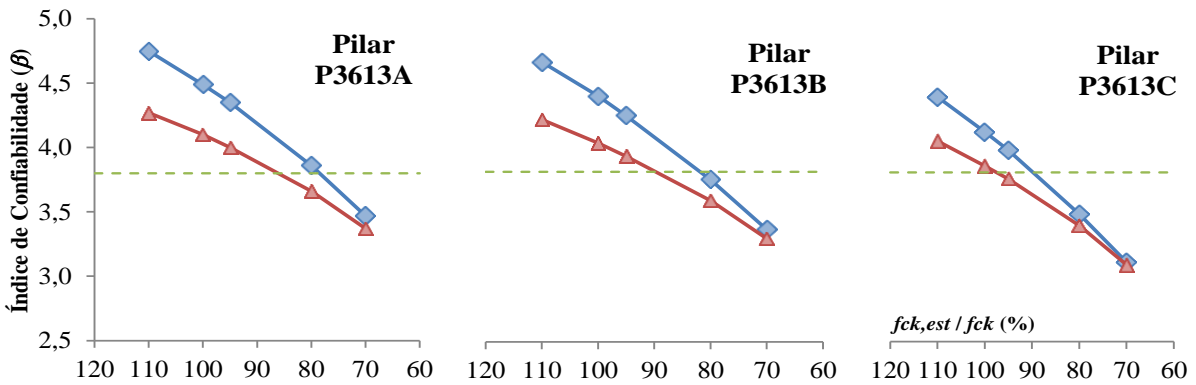
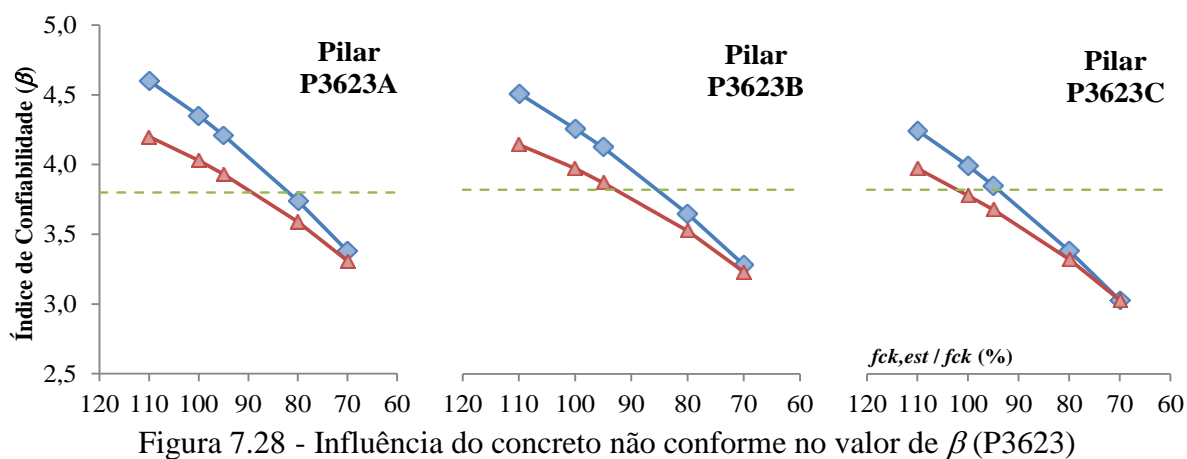
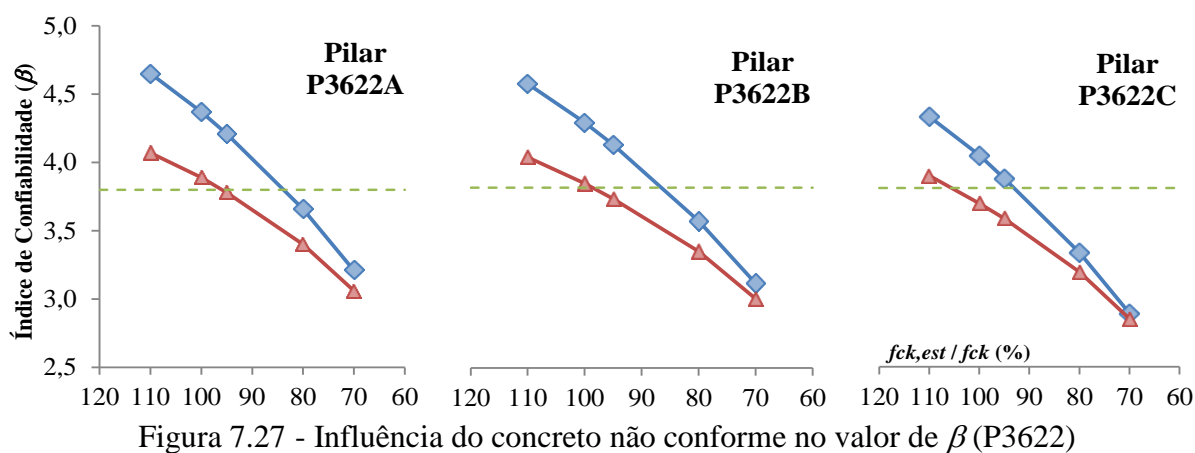
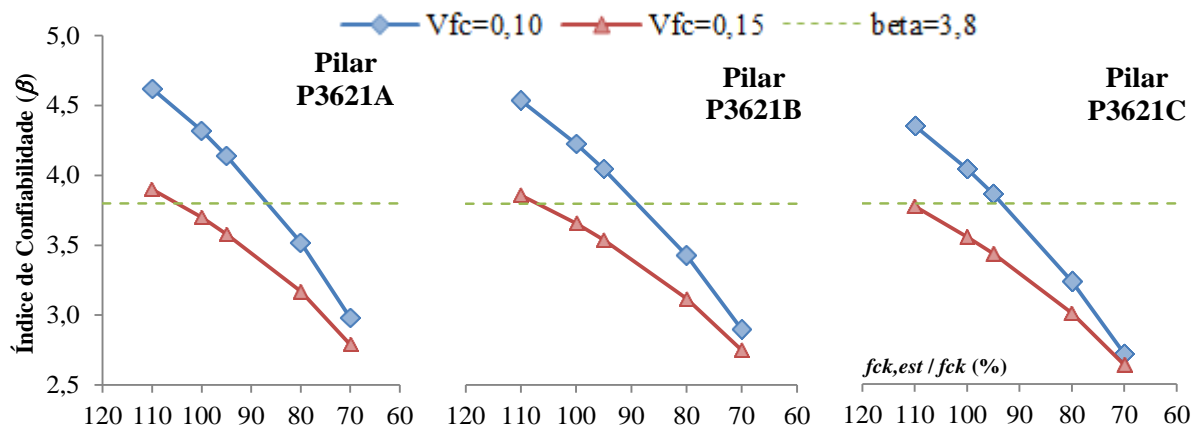


Figura 7.25 - Influência do concreto não conforme no valor de β (P3613)



Percebe-se, através dos gráficos apresentados, que o coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto influencia diretamente no índice de confiabilidade dos pilares analisados. No entanto a diferença de β dos casos de $V_{fc} = 0,10$ para $V_{fc} = 0,15$ tende a se reduzir com o agravamento da não conformidade considerada. Também se pode verificar que à medida que a razão de carregamento se reduz, diminui o nível de prejuízo causado por

pequenos casos de NC. Isso decorre do fato de que, nestas situações, o índice de confiabilidade apresenta valores reduzidos mesmo em caso de conformidade.

Os gráficos da Figura 7.29 até a Figura 7.31 mostram uma clara dependência do índice de confiabilidade em relação à razão de carregamento (k). Este é um comportamento esperado mediante adoção de coeficientes de ponderação constantes, conforme a equação (6.26), independente da razão k considerada.

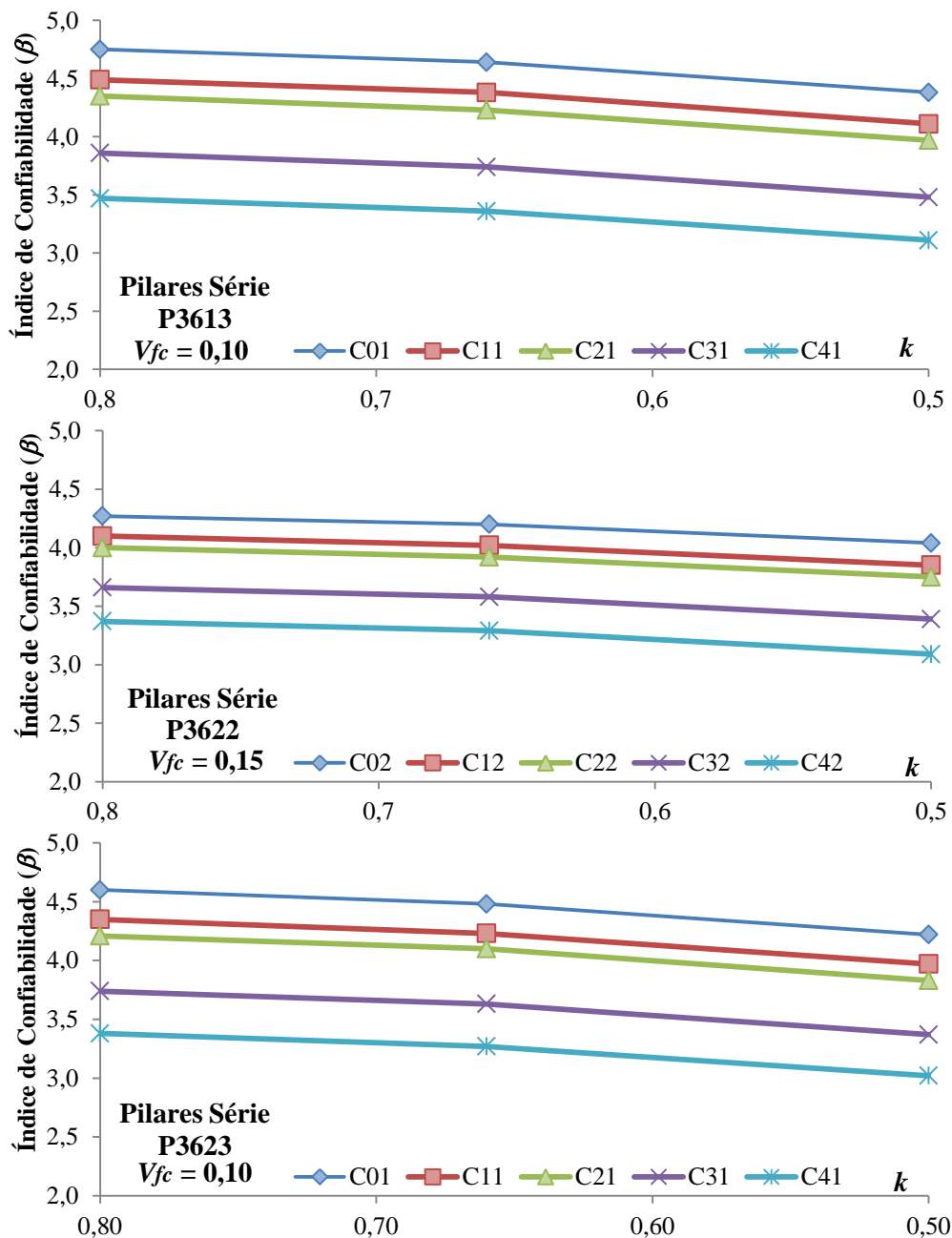


Figura 7.29 – Índice de confiabilidade dos pilares de $f_{ck} = 30$ MPa ($\lambda = 52$) em função da razão de carregamento k

Com o aumento da proporção do carregamento variável reduz-se o índice de confiabilidade; resultado de uma variabilidade muito maior deste tipo de carga quando comparada à carga permanente. São apresentados apenas os casos de índice de esbeltez igual a 52, sendo os demais casos omitidos, porém disponíveis nos Anexos deste documento.

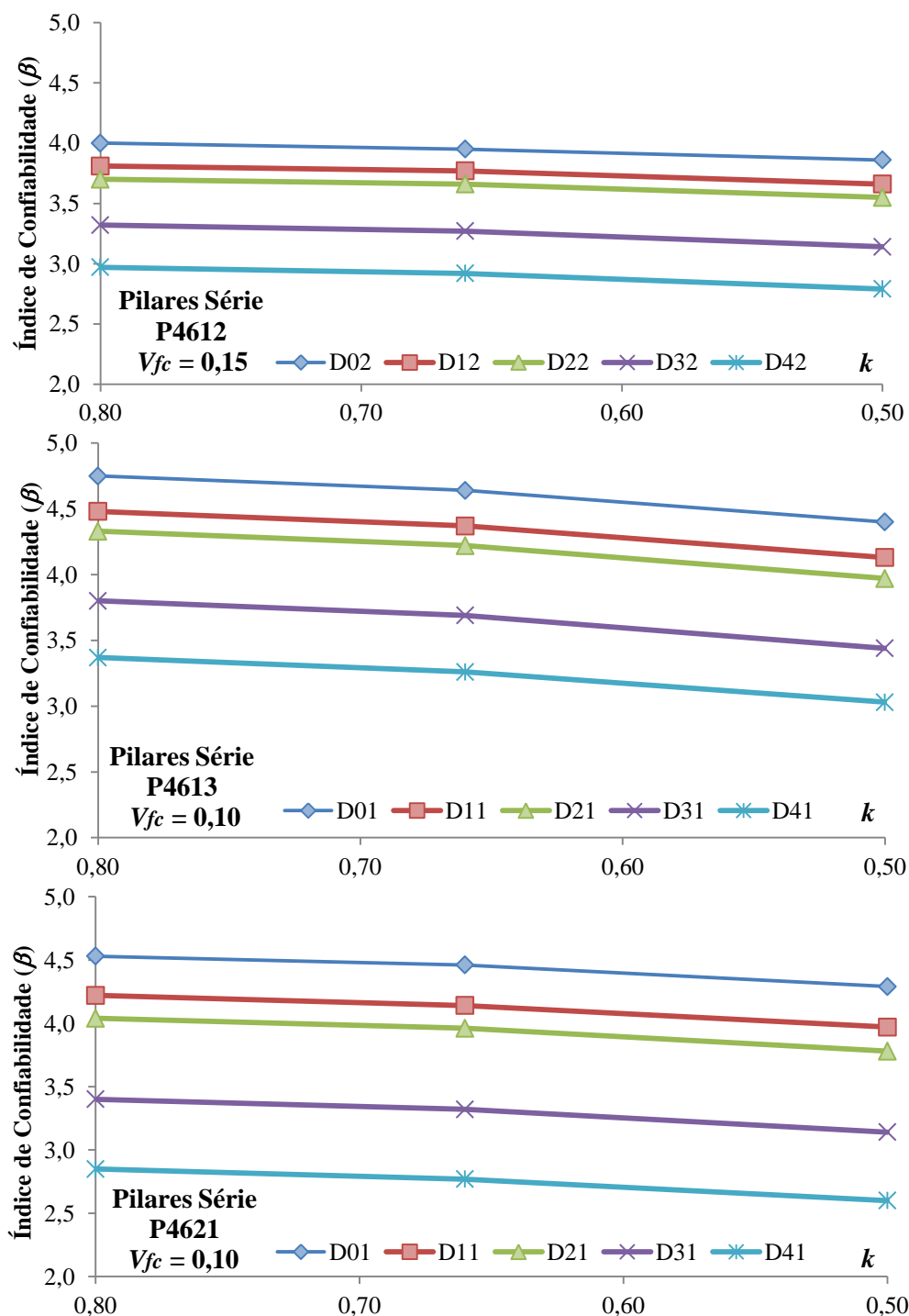


Figura 7.30 – Índice de confiabilidade dos pilares de $f_{ck} = 40$ MPa ($\lambda = 52$) em função da razão de carregamento k

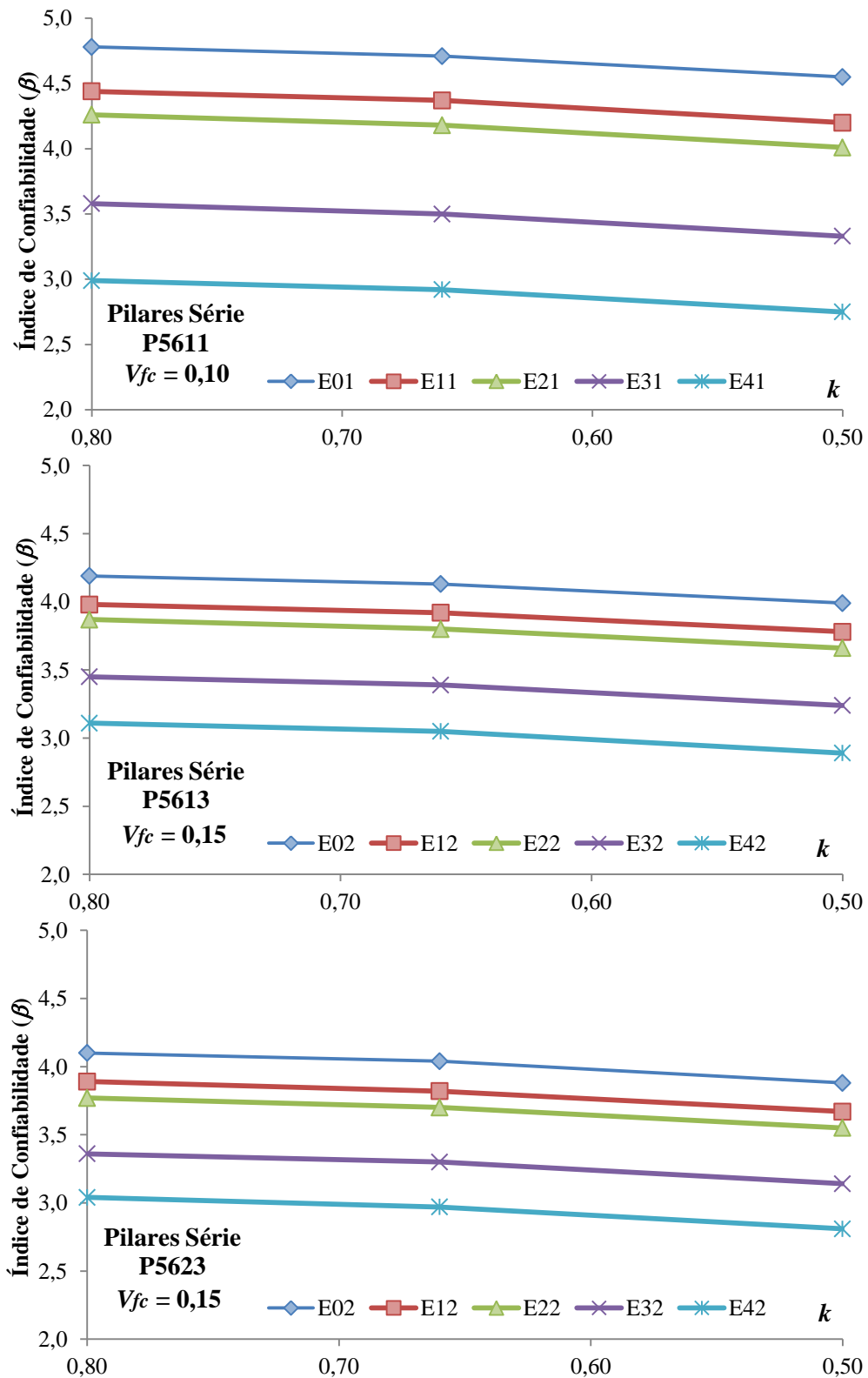


Figura 7.31 – Índice de confiabilidade dos pilares de $f_{ck} = 50$ MPa ($\lambda = 52$) em função da razão de carregamento k

A Figura 7.32 apresenta a influência da classe de resistência do concreto e da excentricidade do carregamento no índice de confiabilidade. É considerado um concreto com $V_{fc} = 0,10$, razão de carregamento (k) igual a 0,80, taxa de armadura (ρ) igual a 0,80 %. Percebe-se que, à medida que o pilar se torna mais esbelto reduz-se a influência da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) adotada no projeto. Este fato é decorrente da maior influência da armadura nos pilares com maiores valores de λ . Quanto menos esbelto o pilar, maior é a influência da resistência à compressão do concreto na confiabilidade da peça. Esta constatação, também, é válida no caso de redução da excentricidade da carga axial à que o pilar está sujeita. A Figura 7.33 apresenta a mesma situação apresentada na Figura 7.32, porém considerando um concreto com maior variabilidade ($V_{fc} = 0,15$) onde se percebe uma grande redução do valor de β quando comparado ao concreto de $V_{fc} = 0,10$.

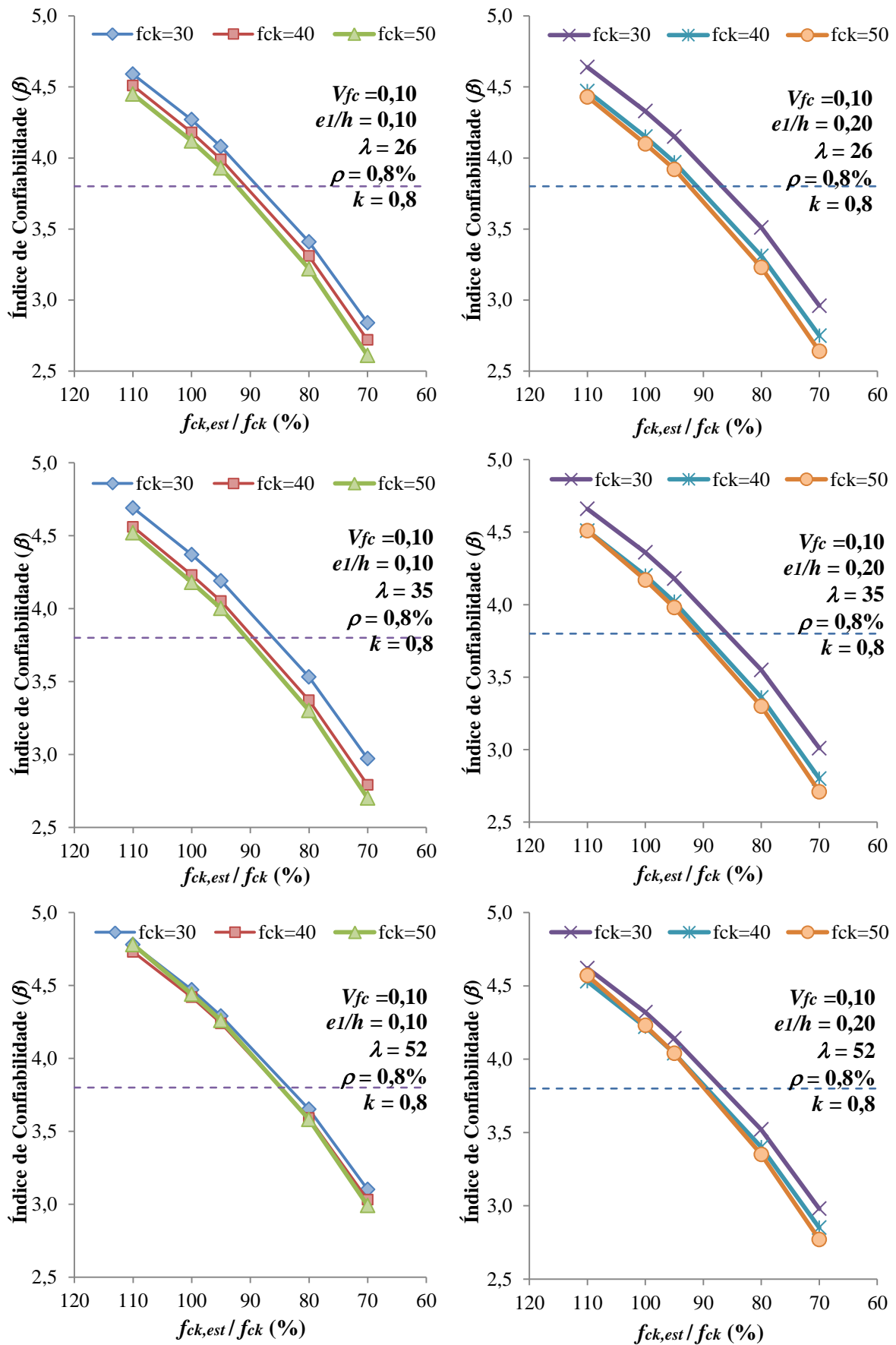


Figura 7.32 – Índice de confiabilidade em função da resistência característica à compressão (f_{ck}) e da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) com concreto de $V_{fc} = 0,10$

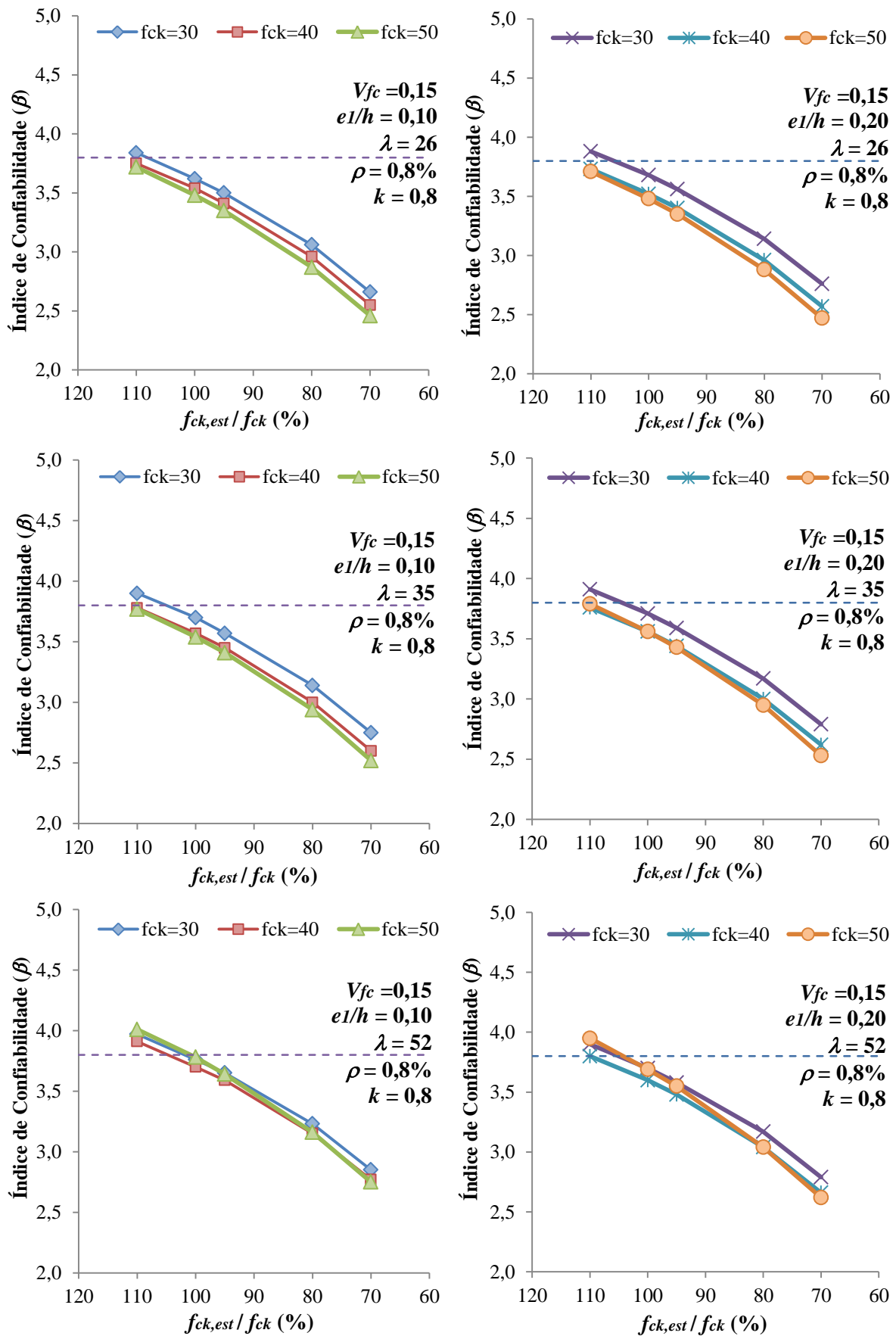


Figura 7.33 - Índice de confiabilidade em função da resistência característica à compressão (f_{ck}) e da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) com concreto de $V_{fc} = 0,15$

Na Figura 7.34 são apresentados gráficos que complementam a constatação apresentada. Nestes é possível perceber que com o aumento da classe de resistência adotada no dimensionamento cresce a influência da esbeltez na análise da segurança estrutural. Em uma comparação da Figura 7.34 com a Figura 7.35 e a Figura 7.36 se pode verificar como o aumento da taxa de armadura do pilar em análise faz reduzir a influência do concreto na confiabilidade, reduzindo o efeito das não conformidades.

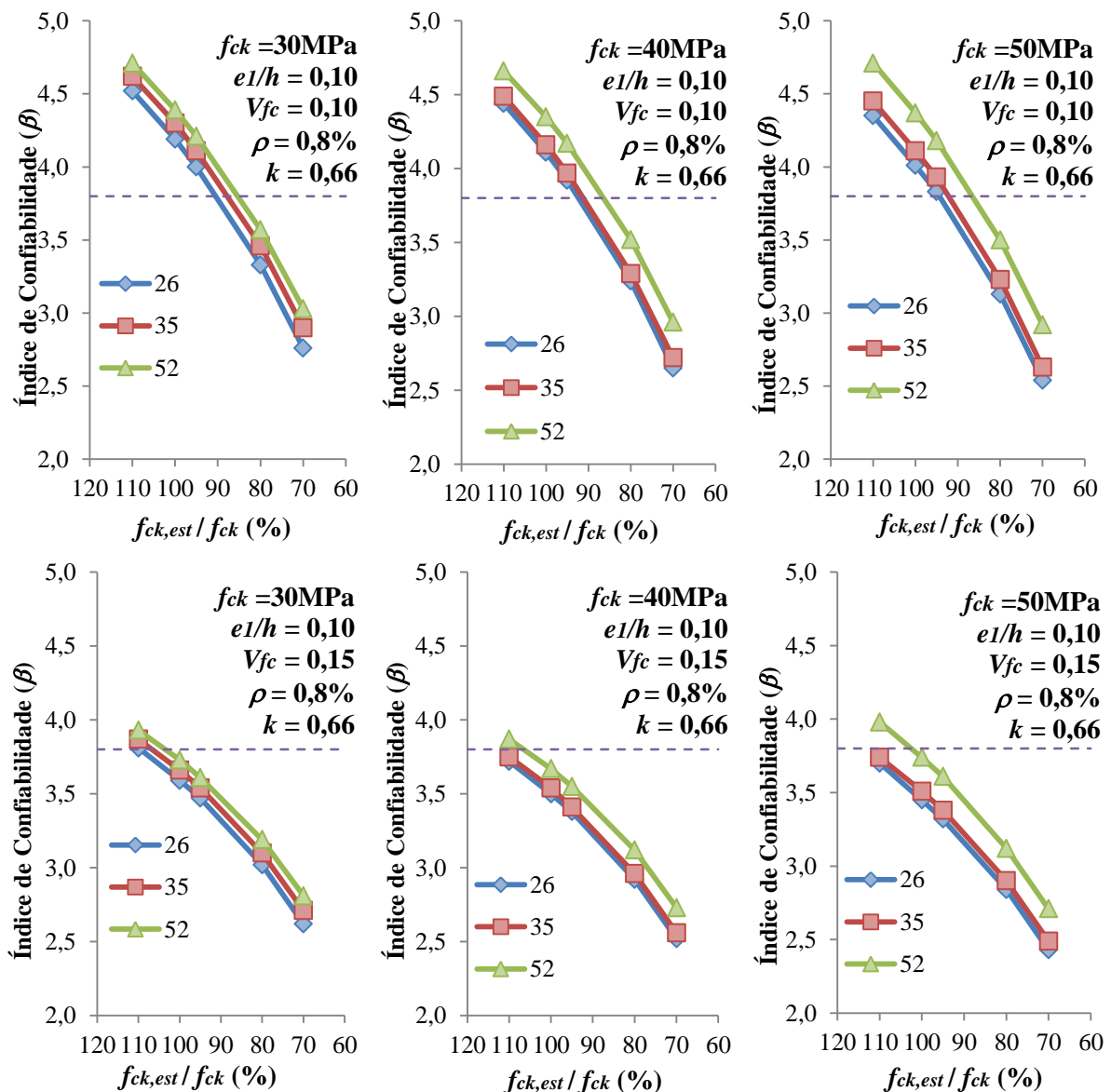


Figura 7.34 – Índice de confiabilidade dos pilares com $\rho = 0,80\%$ em função do índice de esbeltez (λ) e da resistência característica à compressão (f_{ck})

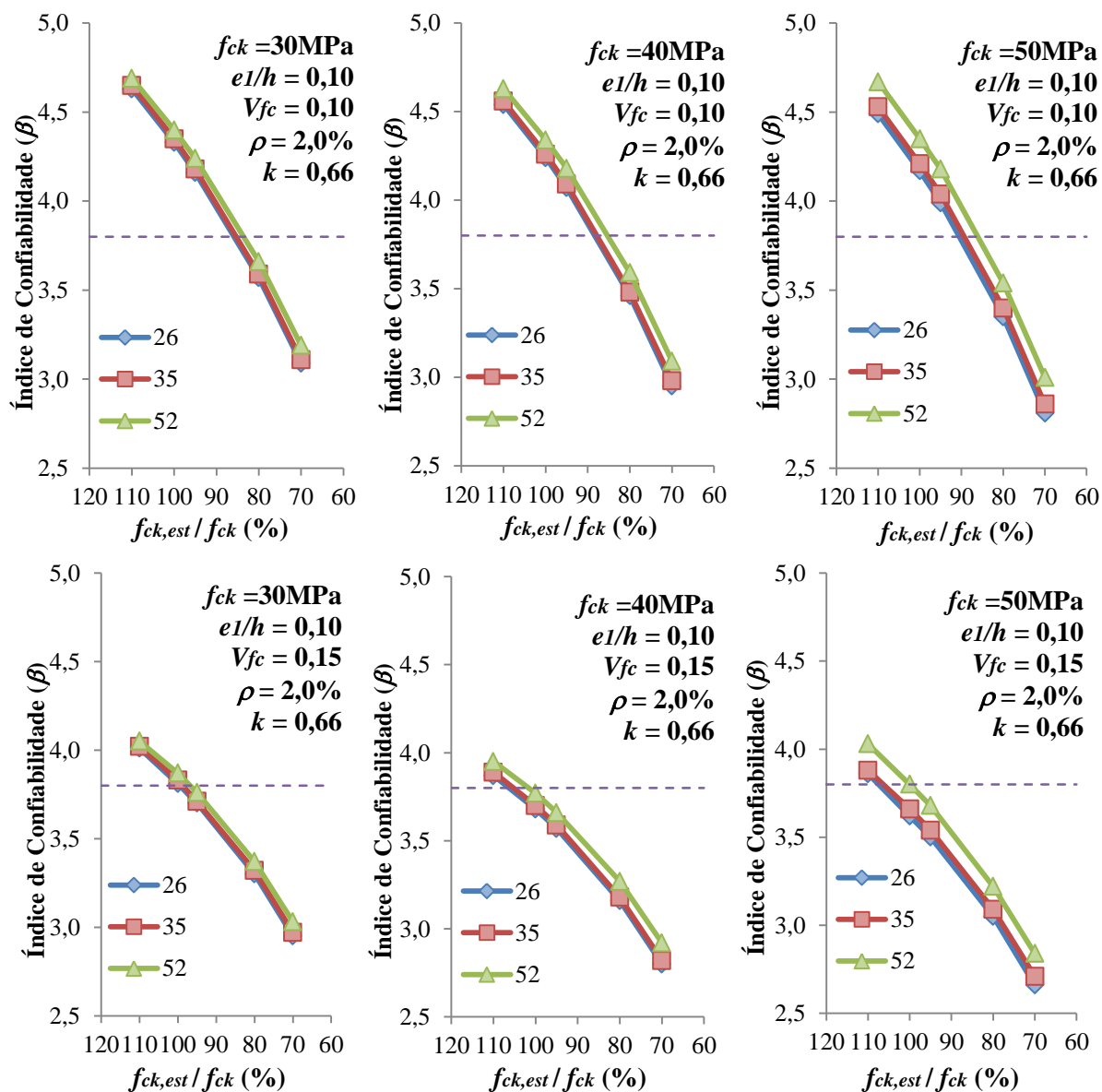


Figura 7.35 – Índice de confiabilidade dos pilares com $\rho = 2,00\%$ em função do índice de esbelteza (λ) e da resistência característica à compressão (f_{ck})

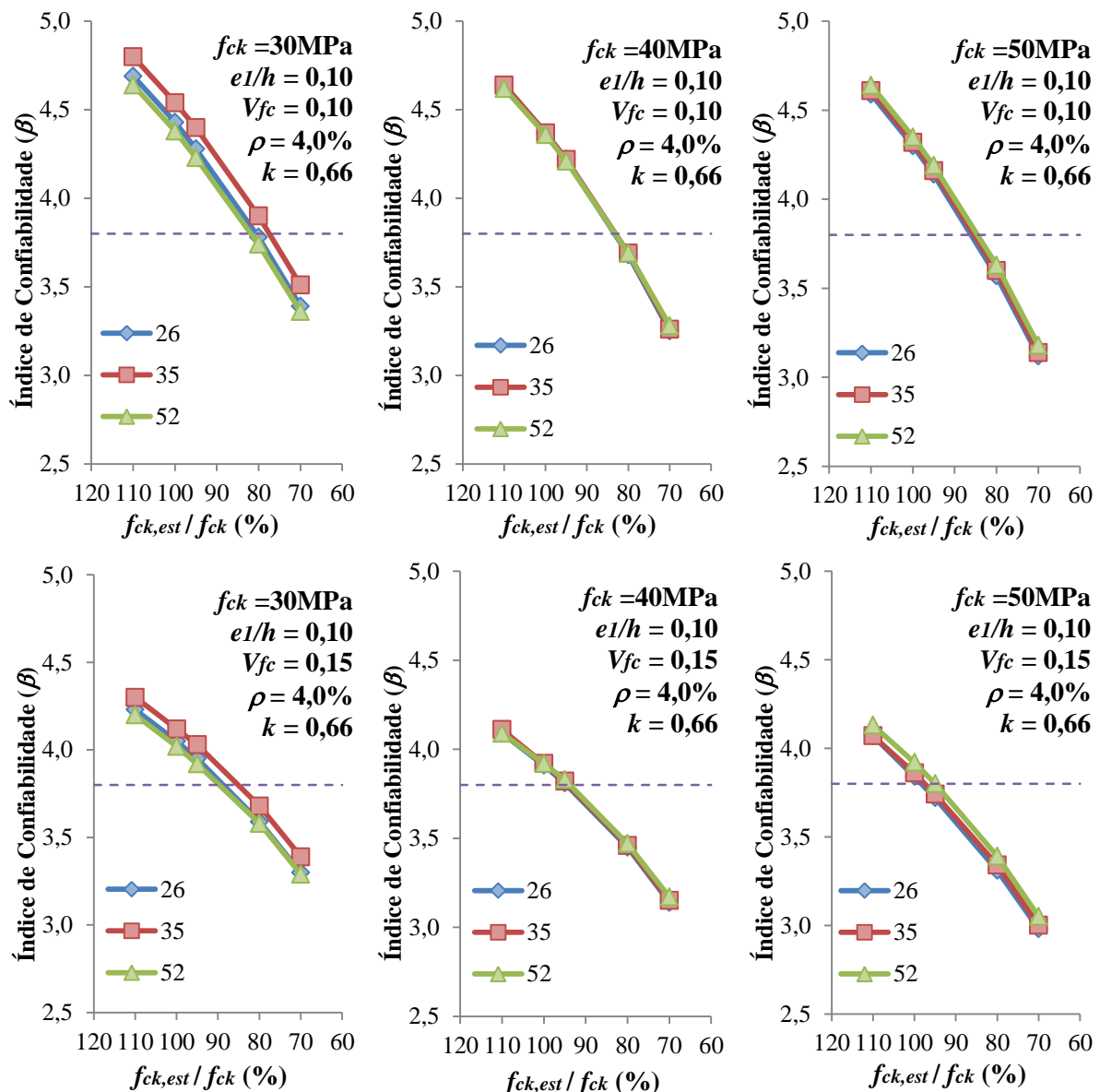


Figura 7.36 – Índice de confiabilidade dos pilares com $\rho = 4,00\%$ em função do índice de esbeltez (λ) e da resistência característica à compressão (f_{ck})

Na Figura 7.37 apresenta-se, para o caso de pilares de pequena esbeltez ($\lambda = 26$), a influência da taxa de armadura no índice β , corroborando a constatação obtida pela análise dos gráficos anteriores. Na Figura 7.38 estão, mantidos os demais parâmetros, apresentados os pilares de $\lambda = 35$. Nota-se que para este caso, a área de aço apresenta pequena influência no caso de concretos conforme; em compensação, nos casos de não conformidade, a redução de ρ possui grande responsabilidade na diminuição da segurança do pilar. A Figura 7.39, que apresenta o caso de pilares com $\lambda = 52$, permite uma visualização ainda mais evidente do fenômeno.

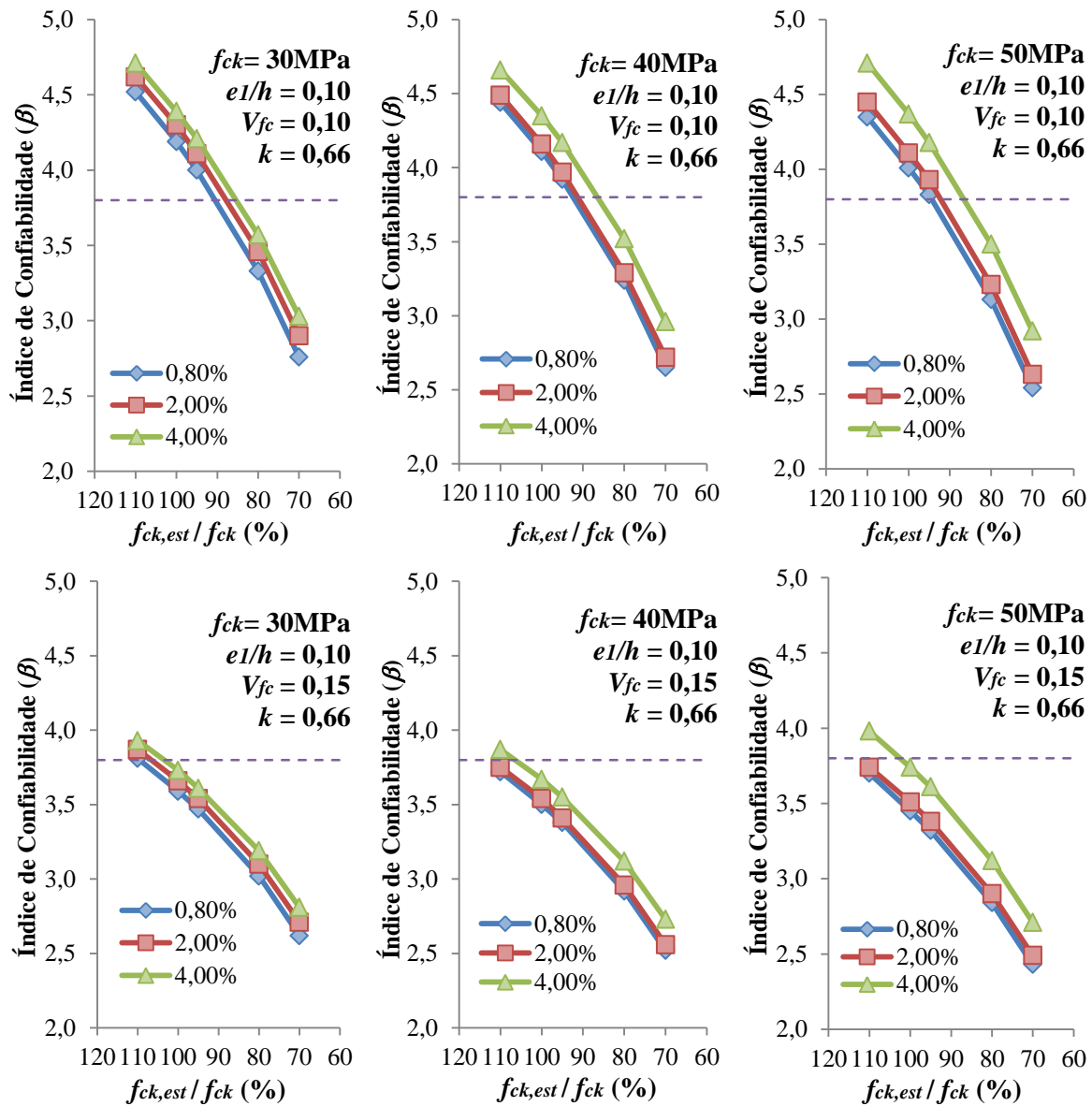


Figura 7.37 – Índice de confiabilidade dos pilares de $\lambda = 26$ em função da resistência característica à compressão (f_{ck}) e da taxa geométrica de armadura (ρ)

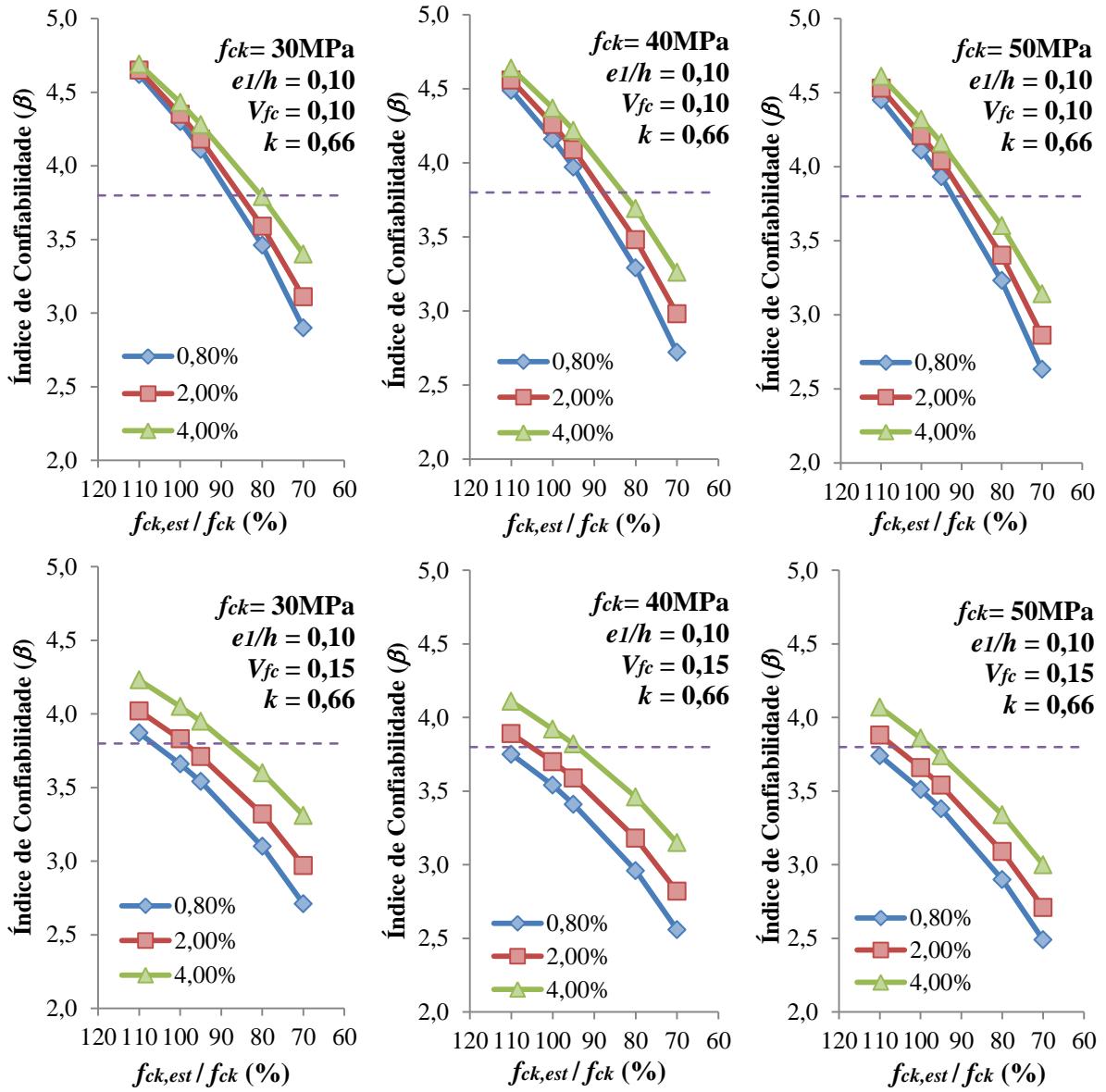


Figura 7.38 – Índice de confiabilidade dos pilares de $\lambda = 35$ em função da resistência característica à compressão (f_{ck}) e da taxa geométrica de armadura (ρ)

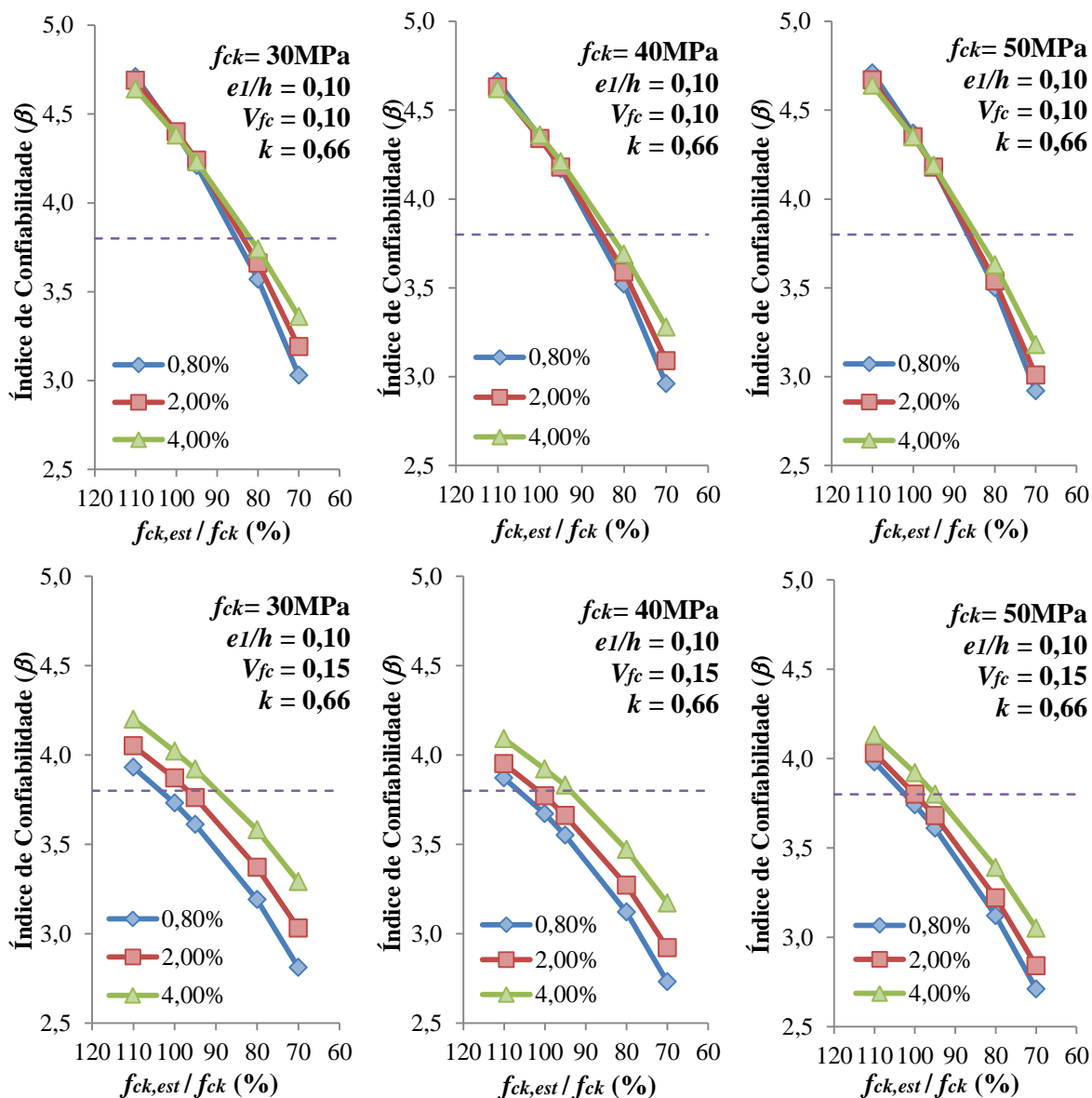


Figura 7.39 – Índice de confiabilidade dos pilares de $\lambda = 52$ em função da resistência característica à compressão (f_{ck}) e da taxa geométrica de armadura (ρ)

Na Figura 7.40 são apresentados gráficos, considerando-se um concreto de $f_{ck} = 30$ MPa, com a influência da excentricidade da carga e da taxa de armadura dos pilares. Percebe-se o aumento do índice de confiabilidade com o aumento da taxa de armadura; demonstrando menor suscetibilidade aos casos de não conformidade do concreto. A Figura 7.41 apresenta a mesma situação considerando a resistência de 40 MPa e a Figura 7.42 para o caso de $f_{ck} = 50$ MPa.

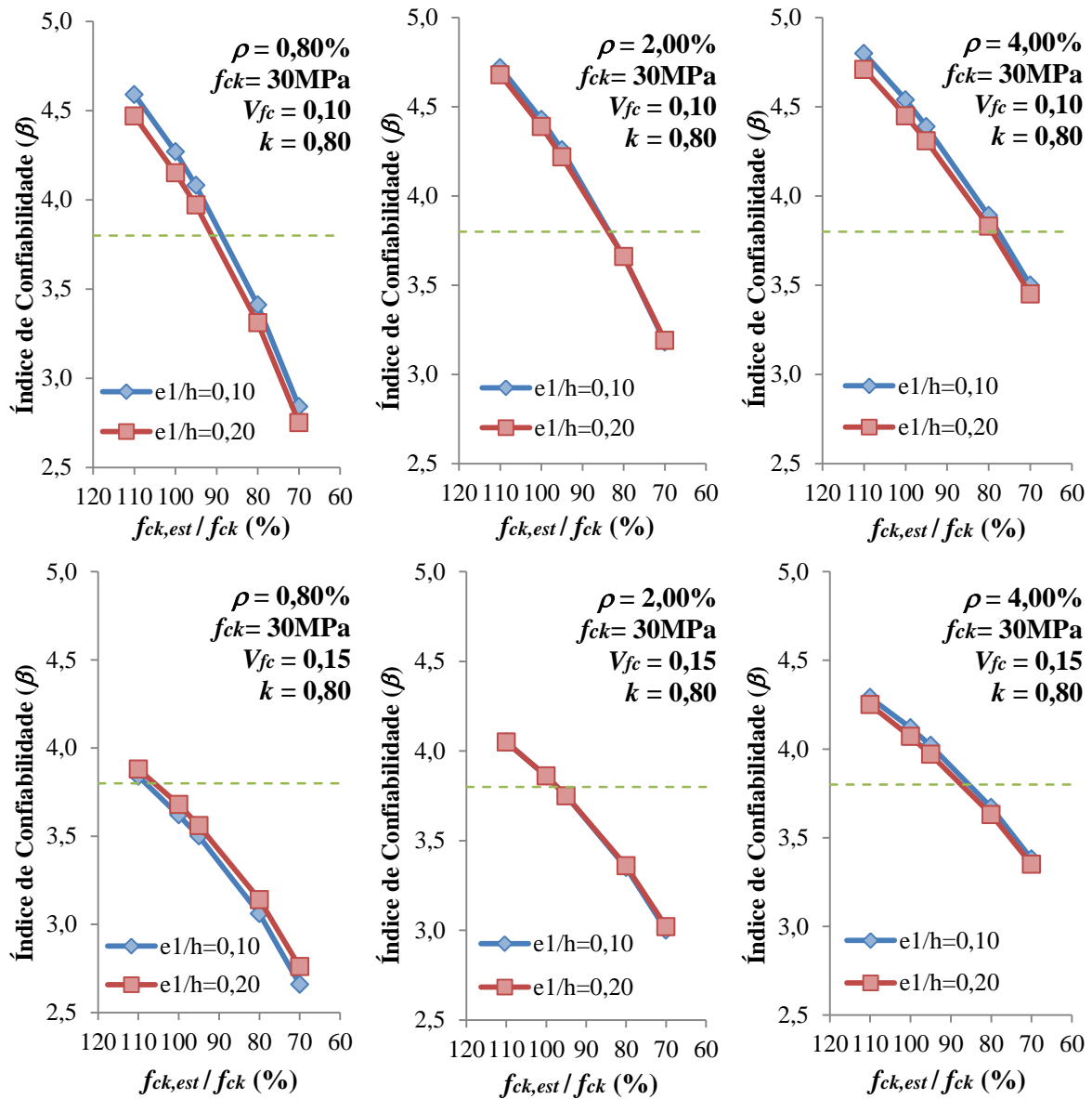


Figura 7.40 – Índice de confiabilidade para o concreto $f_{ck} = 30\text{ MPa}$ em função da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) e da taxa geométrica de armadura (ρ)

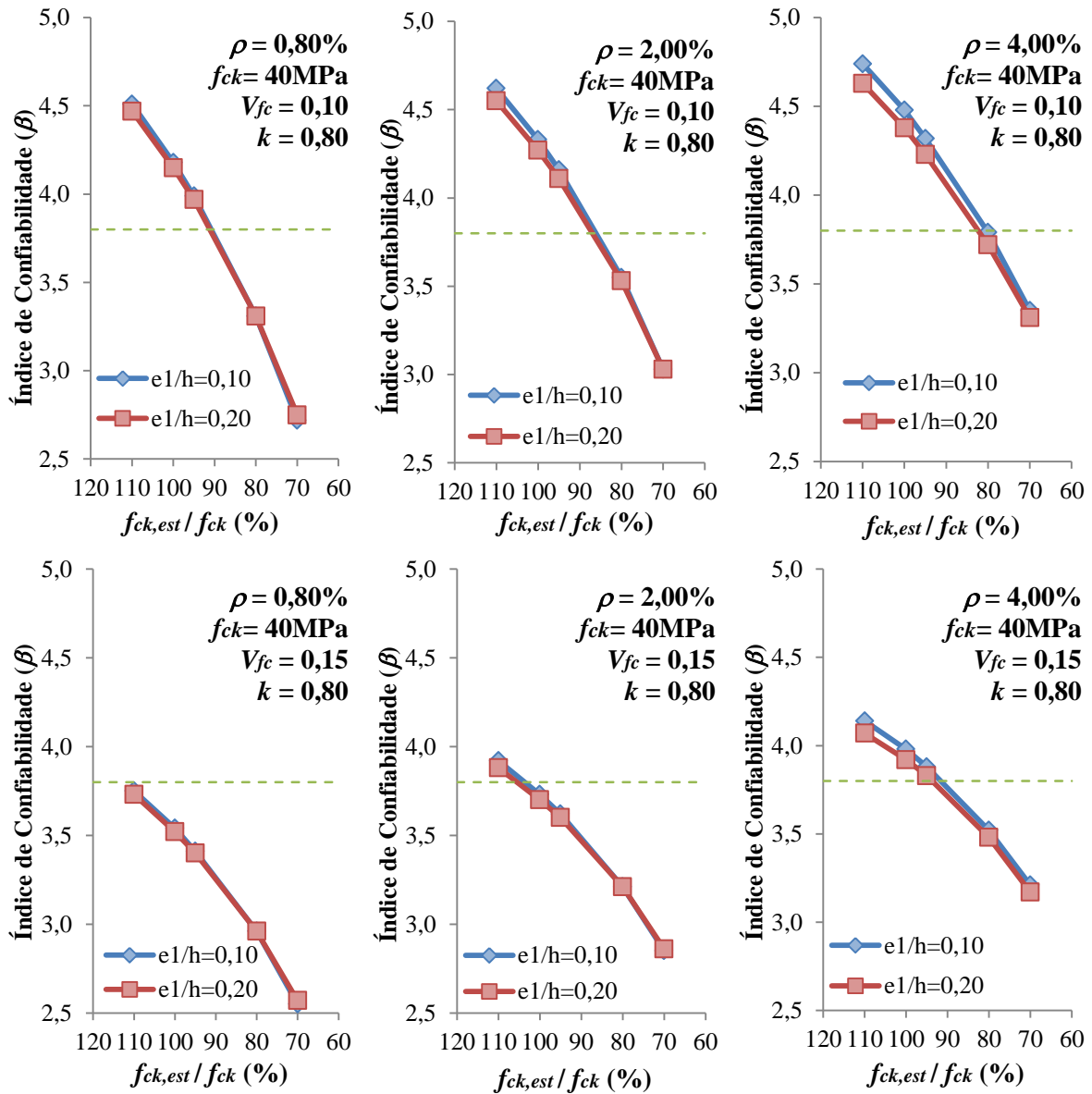


Figura 7.41 – Índice de confiabilidade para o concreto $f_{ck} = 40$ MPa em função da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) e da taxa geométrica de armadura (ρ)

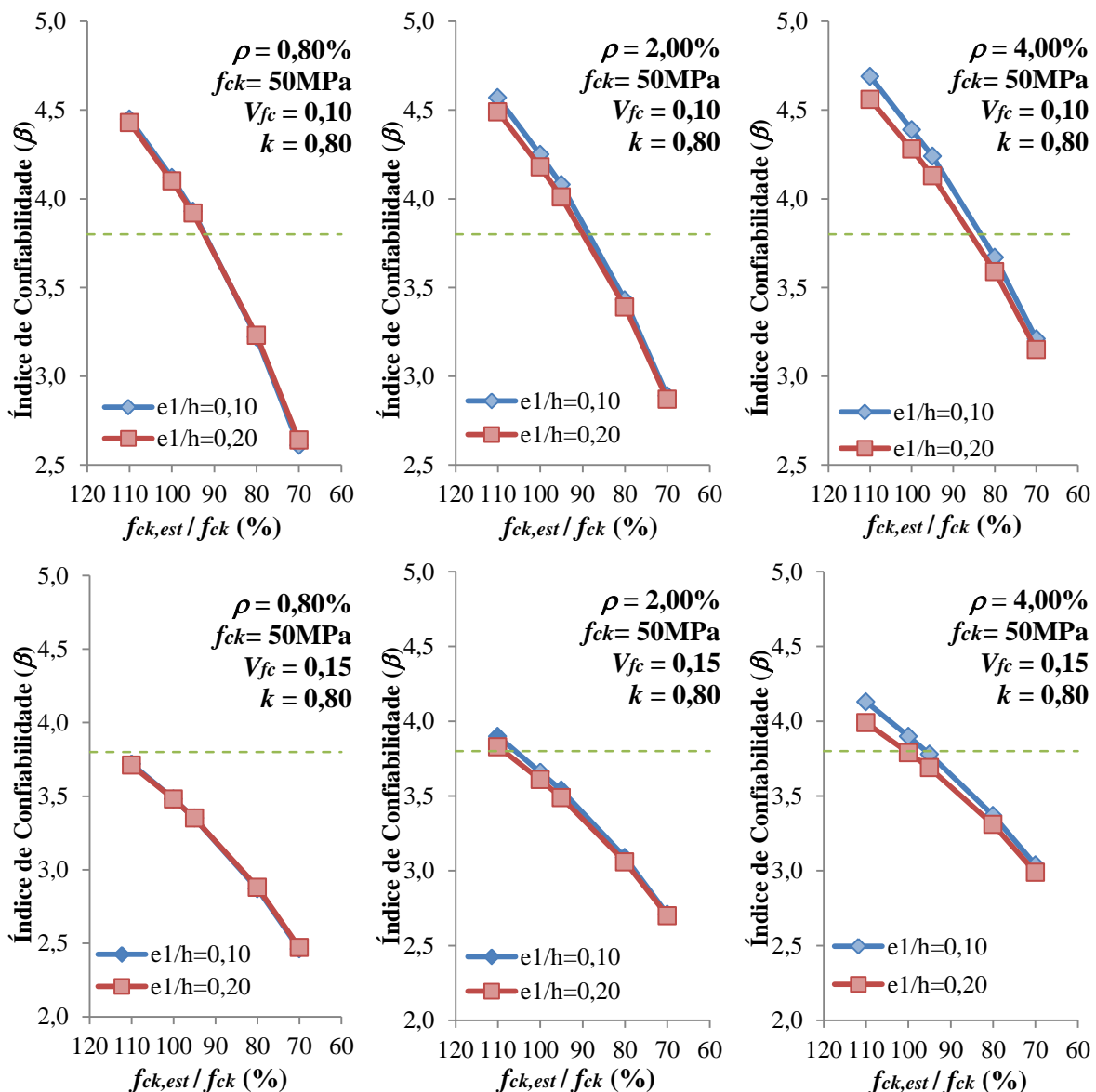


Figura 7.42 – Índice de confiabilidade para o concreto $f_{ck} = 50$ MPa em função da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) e da taxa geométrica de armadura (ρ)

A influência que pode ser exercida pelas operações de ensaio na avaliação da qualidade ou segurança de determinada estrutura, é demonstrada através do gráfico da Figura 7.43. Utilizando-se como exemplo o pilar P4412B e considerando-se o mesmo executado com o concreto apresentado na avaliação interlaboratorial da seção 3.2, expõem-se os valores do índice de confiabilidade segundo a avaliação de f_c de cada local de ensaio. São apresentadas também as resistências médias para efeito comparativo da relação direta desta variável. O coeficiente de variação considerado foi igual a 0,10 para todas estas simulações, visto que o intuito é apresentar parâmetros coerentes com a variabilidade executiva do material; não variabilidades internas como seria se utilizados os valores de V_{fc} apresentados na Tabela 3.2.

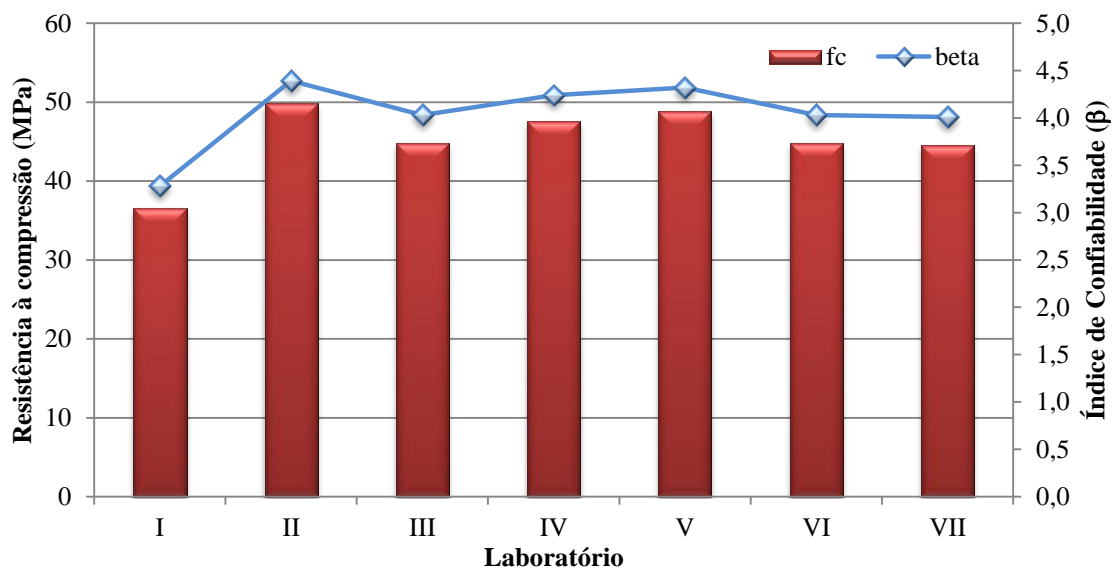


Figura 7.43 – Exemplo da influência do local de ensaio no índice de confiabilidade de pilares (Pilar P4412B)

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A problemática dos concretos não conformes é um tema de notável relevância dentro do atual cenário da cadeia produtiva do concreto e da construção civil como um todo. Ao longo deste trabalho foram discutidas questões fundamentais para melhor compreensão e maior segurança na tomada de decisões na avaliação do problema. Além das questões relativas às causas e dimensões da questão dos concretos não conformes, discutiu-se de forma mais profunda a avaliação da segurança estrutural de elementos estruturais acometidos por problemas de não atendimento da resistência à compressão adotada no dimensionamento. A avaliação da confiabilidade foi realizada em relação a pilares dimensionados de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), uma vez que do ponto de vista do risco estrutural, predominância de esforços de compressão e importância de f_c estes são os elementos mais suscetíveis a problemas.

A simulação do comportamento dos pilares em avaliação na situação de ruptura foi realizada através de um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos considerando-se as não linearidades física e geométrica. Foi realizada a apresentação do modelo computacional, bem como demonstrada sua validação através de análise comparativa com resultados experimentais de diferentes autores. Isto permitiu maior precisão na estimativa dos erros proporcionados pela utilização do modelo, possibilitando a correta avaliação dos resultados.

No julgamento do nível de segurança foi utilizado o valor do índice de confiabilidade (β), sendo considerados diferentes níveis de não conformidade oriundos de eventuais processos de controle tecnológico do concreto e de acordo com os parâmetros apresentados na avaliação experimental exposta nos capítulos iniciais do trabalho. Além da resistência à compressão do concreto, inúmeras outras variáveis envolvidas no comportamento estrutural dos pilares foram avaliadas, seguindo modelos propostos por distintos autores e através de resultados obtidos durante a elaboração deste trabalho. Foram utilizados o método de Monte

Carlo e o método FORM para a determinação de β e verificado o grau de comprometimento imposto pela não conformidade do concreto na segurança de pilares de concreto armado.

8.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Partindo de uma avaliação mais ampla da problemática dos concretos não conformes se pode verificar a grande preocupação na cadeia produtiva do concreto decorrente do não atendimento à resistência à compressão especificada para o material. Fruto do fato de ser o parâmetro básico e, portanto, fundamental no dimensionamento, o atendimento da resistência à compressão apresenta-se como uma preocupação constante dentro do processo de produção do material.

Dentro do processo de avaliação e controle tecnológico do concreto verificou-se o quanto metodologias distintas podem levar a conclusões diferentes quanto à qualidade do material. Além disso, se percebeu como mecanismos de controle do processo produtivo podem determinar a redução da possibilidade de insucessos. Na questão do concreto não conforme foi feito um estudo dos agentes principais responsáveis pelo elevado nível de dispersão verificado no controle da resistência à compressão do concreto.

Verificou-se que as características dos estimadores de resistência à compressão do concreto podem ser de grande influência nos resultados do controle tecnológico do material. Na realidade, o nível de precisão de um modelo de estimativa tem importância fundamental na garantia da correta avaliação, reduzindo o risco de se classificar um concreto de má qualidade como conforme ou considerar-se não conforme um material de boa qualidade.

Constatou-se que, dentro do âmbito do controle de qualidade do concreto, existem diferentes fatores que acarretam a possibilidade de desvios e levam a uma avaliação de não conformidade do material. Na realidade, deve-se atentar ao fato de que, muito embora nas situações de não conformidade a responsabilidade recaia quase que exclusivamente sobre as concreteiras, têm-se muitos outros atores inseridos na cadeia produtiva cuja responsabilidade não pode ser esquecida. A enorme discrepância de resultados apresentados por diferentes laboratórios de ensaio, por exemplo, são fortes indícios da necessidade de se estabelecer um programa de certificação dos laboratórios de controle tecnológico e seus profissionais. Processo já iniciado através do Núcleo de Qualificação e Certificação de Pessoal (NQCP) implementado pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) que busca a garantia de confiabilidade dos resultados obtidos.

Discutir as responsabilidades do ponto de vista técnico também se faz necessário, uma vez que a constatação de que as centrais dosadoras estão centrando a resistência de dosagem na resistência característica e não na resistência média (Faria, 2009), tende a ser pouco conclusiva quando não são observados todos os fatores envolvidos no controle. Procedimentos realizados sem critério no momento do recebimento do concreto também são fatores que podem acarretar em consideráveis prejuízos para a qualidade do material.

A avaliação dos resultados oriundos do processo produtivo do concreto decorrente do período de três anos serviu como modelo de representação do comportamento da resistência à compressão do concreto entregue nas obras brasileiras. Foi possível verificar os níveis de não conformidade dos resultados pela avaliação da relação $f_{ck,est}/f_{ck}$, revelando dados para avaliar possíveis níveis críticos de aceitação na tentativa de identificar a possibilidade de se estabelecer NC estruturalmente aceitáveis. A análise destes dados valores de situações reais também foi fundamental na avaliação da variabilidade do f_c de um concreto lançado em construções usuais.

A análise da confiabilidade de pilares de concreto armado dimensionados à flexo-compressão normal, segundo as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014), permitiu a identificação de algumas conclusões:

A redução do índice de confiabilidade demonstrou ser mais acentuada nos casos de pilares com menores taxas de armadura, característica comum em pilares menos esbeltos e com menor carga de serviço.

O não atendimento à resistência à compressão do concreto utilizado na produção de pilares de concreto armado acarreta em substancial redução no índice de confiabilidade. O percentual de redução de segurança, no entanto, depende de outros fatores alheios ao valor de f_c . Em casos de pilares menos esbeltos e com menor taxa de armadura, uma redução percentual de 30 % no valor especificado de f_{ck} pode significar perda de 30 % no índice de confiabilidade na comparação com a situação de $f_{ck,est} = f_{ck}$.

Nos pilares com maior taxa de armadura, eventuais problemas de não conformidade podem ser menos relevantes, resultando em uma perda menos significativa dos índices de confiabilidade.

Erros no processo de avaliação do controle tecnológico do concreto podem levar a problemas de ordem técnica e comercial dentro da cadeia produtiva do concreto e resultar em elevados custos de eventuais correções ou reavaliações. Esta percepção pôde ser confirmada

através da análise realizada com dados do mesmo concreto oriundos de diferentes locais de ensaio. Nesta análise verificou-se que o controle tecnológico de um mesmo concreto, realizado em distintos locais, fez o índice de confiabilidade variar de $\beta = 3,28$ a $\beta = 4,32$, representando uma redução de 25 % na estimativa do índice de confiabilidade de um pilar. Em termos de probabilidade de falha isto pode significar uma diferença na probabilidade de falha, passando da ordem de 10^{-5} para 10^{-3} .

O aumento da dispersão dos resultados do controle tecnológico da resistência do concreto contribui para uma considerável redução na confiabilidade de pilares. Muitas vezes a falta de uniformidade do concreto acarreta um efeito ainda mais nocivo do que proporcionado pela redução do valor da resistência estimada. Considerando-se o aumento do coeficiente de variação do concreto de $V_{fc} = 0,10$ para $0,15$, se verifica redução de $0,5$ no valor de β . Isso acarreta um aumento da probabilidade de falha da ordem de 10^{-5} para 10^{-3} . Este impacto tende a ser menor quando aumenta a não conformidade do concreto considerado, em relação ao valor de f_{ck} .

Com o aumento da classe de resistência do concreto adotado no dimensionamento reduz-se substancialmente, nos edifícios usuais, a razão de carregamento k . Nos casos reais este fato contribui para a redução do índice de confiabilidade destes pilares, em virtude do aumento da proporção do carregamento variável ($V_Q = 0,25$) na análise. Na realidade o trabalho constata que a razão de carregamento é uma variável fundamental na avaliação da segurança das estruturas. Além disso, a grande variabilidade de situações de carregamento possíveis quando do dimensionamento tendem a tornar praticamente impossível garantir uma padronização do nível de segurança estrutural entre diferentes elementos. A adoção de algum mecanismo de avaliação preliminar dos coeficientes de majoração das cargas (γ) adotados nos métodos semiprobabilísticos, tal como apresentado em Souza Jr. (2008), tenderia a permitir a redução deste efeito.

Em resumo, conclui-se com base no trabalho, que a avaliação do comprometimento estrutural proporcionado pelas não conformidades dos concretos estruturais, através de uma abordagem via confiabilidade, se demonstrou de grande utilidade. O processo permitiu uma visão mais sistêmica do elemento estrutural e suas características, levando a uma análise mais consistente. Acredita-se que rotinas de reanálises baseadas nos mecanismos de confiabilidade podem, a partir de um aprofundamento de estudos e minuciosa definição de critérios e metodologias, ser bastante úteis na avaliação de situações de não conformidade.

Cabe ainda destacar que pequenos desvios no atendimento à resistência estimada podem não ser indicativos conclusivos da perda significativa na segurança das estruturas. Muitas vezes, na detecção de pequenas não conformidades, os pilares permaneceram dentro de limites considerados aceitáveis de confiabilidade. No entanto, isso não indica – sob o ponto de vista da segurança – que se poderia estabelecer um valor limite ou “aceitável” de não conformidade sem levar em consideração todas as variáveis envolvidas; embora o valor de redução de 10 % no valor de f_c seja um parâmetro comumente aceito nas obras brasileiras (Pacheco e Helene, 2012^b).

Desta forma, baseando-se na análise realizada no presente trabalho dos diversos parâmetros que influenciam na confiabilidade dos pilares de concreto armado, conclui-se não ser possível obter uma conclusão de forma isolada. Na realidade, a adoção de um valor limite de não conformidade estruturalmente aceitável, ou seja, a definição de um denominado nível crítico de aceitação é muito difícil de ser implantada. Este fato se deve ao grande número de variáveis envolvidas na análise, tornando cada avaliação e cada elemento único do ponto de vista da segurança estrutural. Obviamente, pequenos desvios apontados durante o processo de controle não devem ser encarados como potenciais riscos de desastre – fato bastante comum nestes casos por parte de profissionais pouco experientes ou com pouco conhecimento técnico do assunto – mas sim analisados criteriosamente, de forma sistêmica e levando em consideração as inúmeras possibilidades que levaram ao insucesso.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Entre as sugestões para trabalhos futuros sobre o tema podem ser destacadas:

- Realização de uma investigação de vulto acerca do controle tecnológico do concreto produzido no Brasil, mensurando a real dimensão do problema da não conformidade e ampliando a amostra para concretos com adições especiais e/ou de resistências mais elevadas;

- Avaliação ampla e em nível nacional dos fatores determinantes na dispersão dos resultados do controle tecnológico do concreto; permitindo verificar os principais responsáveis pelos casos de insucesso que muitas vezes podem não ser as centrais dosadoras;

- Análise criteriosa da avaliação de estruturas acabadas, estudando os mecanismos de determinação da resistência na estrutura e a avaliação do nível de segurança através dos dados de elementos acabados executados com concreto não conforme;

- Realização de uma investigação detalhada acerca das condições de carregamento predominantes nas obras dos edifícios construídos no Brasil; identificando de forma mais precisa a proporção das cargas variável e permanente e o comportamento estatístico destas;

- Ampliação da análise de confiabilidade para pilares dimensionados com concretos de elevada resistência, estabelecendo procedimentos que levam em consideração as características deste material e as diferenças no comportamento e critérios de ruptura;

- Análise de mecanismos de avaliação da resistência do concreto na estrutura acabada e de mecanismos de compensação ou ponderação dos resultados através de uma abordagem via critérios de confiabilidade.

REFERÊNCIAS

ABECE Proposta – **Estruturas de concreto: conformidade da resistência do concreto**. São Paulo, 2009. Disponível online (site.abece.com.br/), acessado em 18/05/2011.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Evaluation of Strength Test Results of Concrete**. ACI Committee 214R-02. Farmington Hills, 2002.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building Code Requirements for Structural Concrete**. ACI Committee 318. Farmington Hills, 2011.

AGUIRRE, F.; BARBOSA, P; GIONGO, J. S. Modelos de resistência ao esforço cortante pela teoria do campo de compressão modificada para concretos de alta resistência. In: VI Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, **Anais...**, São Paulo-SP, 2006.

ANG, A. H-S; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering planning and design**. Volume II: Decision, risk, and reliability. New York, John Wiley & Sons, 1984.

ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 4ª ed. Dunas, Rio Grande-RS, 2014.

ARAÚJO, J. M. de. **PACON – Programa auxiliar para projeto de estruturas de concreto**. ed. Dunas, Rio Grande-RS, 2014^b.

ARAÚJO, J. M. de. **Pilares esbeltos de concreto armado: Algoritmos para análise e dimensionamento**. 1ª ed. FURG, Rio Grande-RS, 1993.

ARAÚJO, J. M. de. Modelos para previsão do módulo de deformação longitudinal do concreto: NBR-6118 *versus* CEB. **Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil**. n. 12, p. 81-91, Outubro, 2008.

ARAÚJO, J. M. de. Pilares esbeltos de concreto armado – Parte 1: Um modelo não linear para análise e dimensionamento. **Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil**. n. 18, p. 81-93, Novembro, 2011.

ARAÚJO, S. da S.; GUIMARÃES, G. N.; GEYER, A. L. B. Influência do tipo de concreto, da dimensão do corpo de prova cilíndrico e do tipo de laboratório na determinação da resistência à compressão do concreto. In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Maceió-AL, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.** Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211: Agregados para concreto - Especificações.** Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7212: Execução de concreto dosado em central – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7584: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – Método de Ensaio.** Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7680: Concreto – Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8802: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.** Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655: Concreto de cimento Portland– Preparo, controle e recebimento - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2006.

AZEVEDO, C. P. B.; DINIZ, S. M. C. Estudo probabilístico da resistência à compressão de concretos utilizados em fundações. In: 50º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Salvador-BA, 2008.

BORGES, M. L. **Avaliação da qualidade de concretos produzidos em centrais dosadoras, misturados em caminhão betoneira e de concretos produzidos em centrais misturadoras.** Dissertação de Mestrado. UFG. Goiânia-GO, 2009.

CASTRO, E. de. **Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria.** Dissertação de Mestrado. PPGEC/UFU. Uberlândia-MG, 2009.

CHIES, J. A.; VALE SILVA, B.; MAGALHÃES, F. C.; GIROTTO, L. S.; SILVA FILHO, L. C. P. da. Avaliação do uso de neoprene em ensaios de compressão do concreto. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Gramado-RS, 2013.

CLAESON, C.; GYLLTOFT, K.. Slender high-strength concrete columns subjected to eccentric loading. **Journal of Structural Engineering**, v. 124, p. 233-240, Mar. 1998.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **CEB-FIP Model Code 1990: Design Code.** London, 437p. 1993.

CREMONINI, R. A. **Análise de estruturas acabadas: contribuição para a determinação da relação entre as resistências potencial e efetiva do concreto.** Tese (Doutorado em Engenharia), EPUSP/USP, São Paulo-SP, 1994.

CREMONINI, R. A.; HELENE, P. R. L. Análise de estruturas acabadas: Contribuição para a determinação da relação entre as resistências potencial e efetiva do concreto. **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, BT/PPC/136**, São Paulo-SP, 1994.

CUPERTINO, M. A. L.; CASTRO, A. de; INÁCIO, J. J.; ANDRADE, M. A. S. Avaliação de fatores de ensaio que interferem na resistência à compressão e na resistência à tração simples do concreto. In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Bento Gonçalves-RS, 2007.

DAY, K. W. **Concrete Mix Design, Quality Control and Specification**. 2ª ed. E & FN Spon, London, 1999.

DINIZ, S. M. C. A Confiabilidade Estrutural e a Evolução das Normas Técnicas. In: VI Simpósio EPUSP – Estruturas de Concreto. **Anais...** São Paulo-SP, 2006.

DINIZ, S. M. C.; FRANGOPOL, D. Reability Bases for High-Strength Concrete Columns. **Journal of Structural Engineering**. v.123, p.1375-1381, October, 1997.

ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T. V. Probability Based Criteria for Structural Design. **Structural Safety**. v.1, p.15-26, March, 1982.

EN 206-1 **Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade**. Comité Europeu de Normalização. Bruxelas, 2007.

FARIA, R., 2009: Concreto não conforme. **Revista Técnica**, Edição 152, Novembro 2009. Disponível online (<http://www.revistatechne.com.br/engenhariacivil/152/artigo156894-1.asp?o=r>), acessado em 18/05/2011.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **FIB (CEB-FIP) Model Code 2010: First complete draft**. Bulletin 55, v.1. Lausanne, Switzerland, Mar, 2010.

GALAMBOS, T. V.; ELLINGWOOD, B.; MacGREGOR, J. G.; CORNELL, A. Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Praticce. **Journal of Structural Engineering**. v.108, p.959-977, May, 1982.

GIBB, I.; HARRISON, T. **Use of control charts in the production of concrete**. Ed. Rev. MPA/BRMCA – ERMCO. 2010

GOMES, H. M. **Técnicas de Avaliação da Confiabilidade em Estruturas de Concreto Armado**. Tese (Doutorado em Engenharia), PPGEC/UFRGS, Porto Alegre-RS, 2001.

GOYAL, B. B.; JACKSON N. Slender concrete columns under sustained load. **Journal of the Structural Division**. v.97, p.2729-2750, Nov, 1971.

GRABE, W. V.; TWORUSCHKA, H. An interface algorithm for nonlinear reliability analysis of reinforced concrete structures using ADINA. **Computers and Structures**. v.64, n. 5/6, p.949-958, 1997.

GRAZIANO, F. P. **Projeto e execução de estruturas de concreto armado**. O Nome da Rosa, São Paulo-SP, 2005.

GRANT, L. H.; MIRZA, S. A.; MacGREGOR, J. G. Monte Carlo study of strength of concrete columns. **ACI Journal**, v.75, p.348-358, Aug, 1978.

HASOFER, A. M.; LIND, N. C. Exact and invariant second-moment code format. **Journal of Mechanical Engineering Division**, ASCE. v.100, p.111-121, 1974

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. PINI, São Paulo-SP, 1992.

HELENE, P. R. L. **Análise da resistência do concreto em estruturas existentes para fins de avaliação da segurança**. PhD Engenharia. São Paulo-SP, 2011.

JCSS - Joint Committee on Structural Safety. **Probabilistic Model Code**, 2001. Disponível em: <http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code.aspx>. Acesso em: 18 abril 2011

KIM, J. K; LEE, S. S. The behavior of reinforced concrete columns subjected to axial force and biaxial bending. **Engineering Structures**, v.23, pp. 1518-1528, 2000.

KIM, J. K.; YOUNG, J. K. Buckling behaviour of slender high-strength concrete columns. **Engineering Structures**, v. 17, n.1, pp. 39-51, 1995.

LARROSSA, M. C. **Estudo comparativo do concreto de três importantes obras portuárias do Rio Grande/RS**. Dissertação de Mestrado. PPGEO/FURG. Rio Grande-RS, 2013.

LARROSSA, M. C.; REAL, M. V.; DIAS, C. R. R.; MAGALHÃES, F. C. Statistical analysis and conformity testing of concrete in port construction work. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. v.7, n.3, p.468-497, jun, 2014.

MADSEN H.; KRENK S.; LIND N. **Methods of Structural Safety**. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1986.

MAGALHÃES, F. C.; REAL, M. de V. Probabilistic Analysis of the Fiber Reinforced Concrete used in the Construction of the Estaleiro Rio Grande Dry Dock. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. v.4, n.2, p.324-346, jun, 2011.

MAGALHÃES, F. C.; CHIES, J. A.; VALE SILVA, B.; REAL, M. V; SILVA FILHO, L. C. P. da. Concreto não conforme: Análise da influência do local de ensaio nos resultados de resistência à compressão de um mesmo lote. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Gramado-RS, 2013.

MAGALHÃES, F. C.; REAL, M. V; PINHEIRO, L. C. L.; SILVA FILHO, L. C. P. da. Avaliação da confiabilidade de pilares de concreto armado com base nos resultados oriundos de distintos locais de ensaio. In: 56º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Natal-RN, 2014.

MARTINS, D. G. **Influência do tamanho do corpo de prova nos resultados de ensaio de módulo de deformação e resistência à compressão e suas correlações para concretos produzidos em Goiânia-GO**. Dissertação de Mestrado. EE/UFG. Goiânia-GO, 2008.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO P. J. M. **Concreto – Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo-SP, PINI, 2008.

MELCHERS, R. E. **Structural reliability: Analysis and prediction**. England, John Wiley & Sons, 1999.

MELO, C. E. L. de. **Análise experimental e numérica de pilares birrotulados de concreto armado submetidos à flexo-compressão normal**. Tese (Doutorado em Engenharia), ENC/FT/UnB, Brasília-DF, 2009.

MIRZA, S. A.; Reliability-based design of reinforced concrete columns. **Structural Safety**, v.18, p.179-194, 1996.

MIRZA, S. A.; MacGREGOR, J.G. Variations in dimensions of reinforced concrete members. **Journal of the Structural Division**, v. 105, p. 751-767, Apr. 1979a.

MIRZA, S. A.; MacGREGOR, J.G.. Variability of mechanical properties of reinforcing bars. **Journal of the Structural Division**, v. 105, p. 921-937, May 1979b.

MIRZA, S. A.; HATZINIKOLAS, M.; MacGREGOR, J.G.. Statistical description of strength of concrete. **Journal of the Structural Division**, v. 105, p. 1021-1037, June 1979c.

MIRZA, S. A.; MacGREGOR, J.G. Probabilistic study of strength of reinforced concrete members. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 9, n. 3, p. 431-448, 1982.

MIRZA, S. A. Examination of Strength Modeling Reliability of Physical Tests on Structural Concrete Columns. **Advances in Civil Engineering**. 16p. 2011.

MIRZA, S. A.; SKRABEK, B.W. Reliability of Short Composite Beam-Column Strength Interaction. **Journal of the Structural Division**, v. 117, p. 2320-2339, August. 1991.

MIRZA, S. A.; SKRABEK, B.W. Statistical Analysis of Slender Composite Beam-Column Strength. **Journal of the Structural Division**, v. 118, p. 1312-1332, May. 1992.

NOGUEIRA, H. A. T. **Avaliação da confiabilidade de pilares curtos em concreto armado projetados segundo a NBR 6118:2003**. Dissertação de Mestrado. PPGEE/UFMG, Belo Horizonte-MG, 2006.

NOWAK, A.S.; SZERSZEN, M. M. Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 1 – Statistical Models for Resistance. **ACI Structural Journal**, Vol. 100, No. 3, p. 377-382, 2003.

PACHECO, J.; HELENE, P. Controle da Resistência do Concreto – 1ª Parte. **Revista Concreto e Construções**. nº 69, Jan-Mar, 2013.

PACHECO, J.; HELENE, P. Controle da Resistência do Concreto – 2ª Parte. **Revista Concreto e Construções**. nº 70, Abr-Jun, 2013.

PALIGA, C. M. **Análise probabilística de vigas de concreto armado recuperadas à flexão, através do Método de Monte Carlo utilizando um modelo de elementos finitos**. Tese (Doutorado em Engenharia), PPGEC/UFRGS, Porto Alegre-RS, 2008.

PEREIRA, M da S. **Controle da resistência do concreto: paradigmas e variabilidades – estudo de caso**. Dissertação de Mestrado. ENC/FT/UnB, Brasília-DF, 2008.

PILZ, S. E. **Produção de Concreto: Verificação da variabilidade da resistência à compressão em empresas construtoras da cidade de Chapecó.** Dissertação de Mestrado. PPGEC/UFRGS, Porto Alegre-RS, 2006.

REAL, M. V. **Análise probabilística de estruturas de concreto armado, sob estado plano de tensão, através do método dos elementos finitos.** Tese (Doutorado em Engenharia), PPGEC/UFRGS. Porto Alegre-RS, 2000.

REAL, M. V.; MAGALHÃES, F. C.; RACKOW, P. B. Controle da resistência à compressão utilizando o método da Soma Cumulativa (CUSUM). In: 52º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Fortaleza-CE, 2010.

RIVA, G. S.; FORMAGINI, S.; MARANGON, E.; NEIVOCK, M. P. Análise de conformidade de concretos estruturais. In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Maceió-AL, 2012.

SAGRILO, L. V. S. **Análise da confiabilidade estrutural utilizando os métodos analíticos FORM e SORM.** Tese (Doutorado em Engenharia), COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1994.

SANTIAGO, W. C. **Estudo da (Não-)Conformidade de Concretos Produzidos no Brasil e sua Influência na Confiabilidade Estrutural.** Dissertação de Mestrado. USP. São Carlos-SP, 2011.

SANTIAGO, W. C.; BECK, A. T. A study of brazilian concrete strength (non-) compliance and its effects on reliability of short columns. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais.** Vol.04, n.04, p.663-690, Outubro, 2011

SOUZA JÚNIOR, A. C. de. **Aplicação de confiabilidade na calibração de coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural.** Dissertação de Mestrado. USP. São Carlos-SP, 2008.

SKRABEK, B. W. **Strength reliability of short and slender composite steel-concrete columns.** Thesis for Master of Science. University of Manitoba, Winnipeg - CAN, 1989.

SILVA FILHO, L. C. P.; HELENE, P. Análise de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência e Fissuração. In: ISAIÁ, G. C. (Editor), **Concreto: Ciência e Tecnologia.** IBRACON, São Paulo, 2011.

SILVA, A. S. R. da; AZEVEDO, M. T. de; COSTA, F. N.; AZEVEDO, A. P. de; SANTOS, S. A. B.; CARMO, A. A. do. Contribuição para o estudo da influência das dimensões dos corpos de prova cilíndricos na confiabilidade dos resultados de resistência à compressão axial de concretos. In: 52º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Fortaleza-CE, 2010.

SILVA, T. J. da; CASTRO, E. de; DIAS, J. F. Estudo da Resistência a Compressão do Concreto por meio de Testemunhos de Pequeno Diâmetro e Esclerometria. In: 50º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Salvador-BA, 2008.

SZERSZEN, M. M.; NOWAK, A. S. Calibration of Design Code for Buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability Analysis and Resistance Factors. **ACI Structural Journal**, v.100, n.3, p. 383-391, 2003.

SZERSZEN, M. M.; SZWED, A.; NOWAK, A. S. Reliability Analysis for Eccentrically Loaded Columns. **ACI Structural Journal**, v.102, n.5, p. 676-688, 2005.

TORRICO, F. A. **Análise teórica e experimental do comportamento de pilares esbeltos de concreto de alta resistência, considerando a ductilidade**. Tese (Doutorado em Engenharia), USP – Universidade de São Paulo. São Carlos-SP, 2010.

UDOEYO, F. F.; UGBEM, P. I. Dimensional Variations in Reinforced-Concrete Members. **Journal of Structural Engineering**, v. 121, p. 1865-1867, Dec, 1995.

VAL, D.; BLJUGER, F.; YANKELEVSKY, D. Reliability evaluation in nonlinear analysis of reinforced concrete structures. **Structural Safety**. v.19, n.2, p.203-217, 1997.

VALE SILVA, B. do. **Proposição de um teste de aderência apropriado para controle tecnológico da resistência à compressão do concreto**. Tese (Doutorado em Engenharia), PPGEC/UFRGS. Porto Alegre-RS, 2014.

VIEIRA FILHO, J. O. **Avaliação da resistência à compressão do concreto através de testemunhos extraídos: Contribuição à estimativa do coeficiente de correção devido aos efeitos de broqueamento**. Tese (Doutorado em Engenharia), USP – Universidade de São Paulo. São Paulo-SP, 2007.

WALPOLE, R. E; MYERS, R. H., MYERS, S. L.; YE, K. **Probabilidade e estatística para engenharia e ciências**. Tradução Luciane F. Pauleti Vianna. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2009.

**ANEXOS – RESULTADOS DAS ANÁLISES DO EFEITO DO
CONCRETO NÃO CONFORME NA CONFIABILIDADE DOS PILARES
ANALISADOS**

**ANEXO A – ÍNDICES DE CONFIABILIDADE DOS PILARES
ANALISADOS COM RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À
COMPRESSÃO DE 30 MPA**

A - 1**Pilares $f_{ck} = 30$ MPa $\lambda = 26$**

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3311A	C01	110	39,5	0,10	1738,73	364,34	0,210	4375,27	494,72	0,113	4,56	4,59
	C02	110	43,8	0,15				4775,47	710,25	0,149	3,84	3,84
	C11	100	35,9	0,10				4046,62	454,73	0,112	4,24	4,27
	C12	100	39,8	0,15				4413,18	651,75	0,148	3,62	3,62
	C21	95	34,1	0,10				3880,87	438,78	0,113	4,02	4,08
	C22	95	37,8	0,15				4230,73	621,97	0,147	3,50	3,50
	C31	80	28,7	0,10				3377,65	373,85	0,111	3,39	3,41
	C32	80	31,9	0,15				3685,83	533,8	0,145	3,05	3,06
	C41	70	25,1	0,10				3037,46	332,99	0,110	2,82	2,84
	C42	70	27,9	0,15				3310,27	473,15	0,143	2,66	2,66

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3311B	C01	110	39,5	0,10	1962,70	208,40	0,106	4375,28	494,72	0,113	4,48	4,52
	C02	110	43,8	0,15				4775,47	710,25	0,149	3,83	3,81
	C11	100	35,9	0,10				4046,62	454,73	0,112	4,15	4,19
	C12	100	39,8	0,15				4413,18	651,75	0,148	3,61	3,59
	C21	95	34,1	0,10				3880,87	434,79	0,112	3,94	4,00
	C22	95	37,8	0,15				4230,73	621,97	0,147	3,49	3,47
	C31	80	28,7	0,10				3377,65	373,85	0,111	3,30	3,33
	C32	80	31,9	0,15				3685,83	533,80	0,145	3,04	3,02
	C41	70	25,1	0,10				3037,46	332,99	0,110	2,75	2,76
	C42	70	27,9	0,15				3310,27	473,15	0,143	2,65	2,62

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3311C	C01	110	39,5	0,10	1947,50	257,60	0,132	4375,28	494,72	0,113	4,21	4,36
	C02	110	43,8	0,15				4775,47	710,25	0,149	3,75	3,73
	C11	100	35,9	0,10				4046,62	454,73	0,112	3,88	4,02
	C12	100	39,8	0,15				4413,18	651,75	0,148	3,52	3,51
	C21	95	34,1	0,10				3880,87	434,78	0,112	3,69	3,83
	C22	95	37,8	0,15				4230,73	621,97	0,147	3,40	3,38
	C31	80	28,7	0,10				3377,65	373,85	0,111	3,05	3,16
	C32	80	31,9	0,15				3711,18	533,80	0,144	2,98	2,92
	C41	70	25,1	0,10				3037,46	332,99	0,110	2,54	2,60
	C42	70	27,9	0,15				3310,27	473,15	0,143	2,55	2,52

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3312A	C01	110	39,5	0,10	2481,10	233,20	0,094	5231,22	542,48	0,104	4,68	4,72
	C02	110	43,8	0,15				5627,75	747,22	0,133	4,04	4,05
	C11	100	35,9	0,10				4902,23	504,21	0,103	4,38	4,43
	C12	100	39,8	0,15				5268,23	690,16	0,131	3,85	3,86
	C21	95	34,1	0,10				4735,29	484,58	0,102	4,21	4,26
	C22	95	37,8	0,15				5085,87	661,68	0,130	3,74	3,75
	C31	80	28,7	0,10				4228,13	425,82	0,101	3,63	3,66
	C32	80	31,9	0,15				4538,75	575,75	0,127	3,34	3,35
	C41	70	25,1	0,10				3884,08	385,92	0,099	3,14	3,18
	C42	70	27,9	0,15				4159,62	516,55	0,124	3,00	3,00

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3312B	C01	110	39,5	0,10	2464,40	261,60	0,106	5231,22	542,48	0,104	4,54	4,63
	C02	110	43,8	0,15				5627,75	747,22	0,133	4,01	4,01
	C11	100	35,9	0,10				4902,23	504,21	0,103	4,24	4,33
	C12	100	39,8	0,15				5268,23	690,16	0,131	3,82	3,81
	C21	95	34,1	0,10				4735,29	484,58	0,102	4,07	4,16
	C22	95	37,8	0,15				5085,87	661,68	0,130	3,70	3,70
	C31	80	28,7	0,10				4228,13	425,82	0,101	3,49	3,57
	C32	80	31,9	0,15				4538,75	575,75	0,127	3,30	3,30
	C41	70	25,1	0,10				3884,08	385,92	0,099	3,03	3,09
	C42	70	27,9	0,15				4159,62	516,55	0,124	2,95	2,95

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3312C	C01	110	39,5	0,10	2445,40	323,50	0,132	5231,22	542,48	0,104	4,19	4,43
	C02	110	43,8	0,15				5627,75	747,22	0,133	3,88	3,90
	C11	100	35,9	0,10				4902,23	504,21	0,103	3,88	4,12
	C12	100	39,8	0,15				5268,23	690,16	0,131	3,67	3,64
	C21	95	34,1	0,10				4735,29	484,58	0,102	3,72	3,95
	C22	95	37,8	0,15				5085,87	661,68	0,130	3,55	3,58
	C31	80	28,7	0,10				4228,13	425,82	0,101	3,16	3,35
	C32	80	31,9	0,15				4538,75	575,75	0,127	3,13	3,17
	C41	70	25,1	0,10				3884,08	385,92	0,099	2,74	2,88
	C42	70	27,9	0,15				4159,62	516,55	0,124	2,78	2,81

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3313A	C01	110	39,5	0,10	3305,07	310,70	0,094	6645,14	635,37	0,096	4,74	4,80
	C02	110	43,8	0,15				7043,35	823,42	0,117	4,27	4,29
	C11	100	35,9	0,10				6311,91	598,83	0,095	4,47	4,54
	C12	100	39,8	0,15				6681,89	769,89	0,115	4,09	4,12
	C21	95	34,1	0,10				6142,92	580,11	0,094	4,33	4,39
	C22	95	37,8	0,15				6497,47	742,16	0,114	3,99	4,02
	C31	80	28,7	0,10				5640,04	523,65	0,093	3,85	3,89
	C32	80	31,9	0,15				5942,50	659,73	0,111	3,64	3,67
	C41	70	25,1	0,10				5277,26	485,35	0,092	3,45	3,50
	C42	70	27,9	0,15				5557,02	602,25	0,108	3,35	3,38

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3313B	C01	110	39,5	0,10	3283,50	348,60	0,106	6645,14	635,37	0,096	4,54	4,69
	C02	110	43,8	0,15				7043,35	823,42	0,117	4,20	4,23
	C11	100	35,9	0,10				6311,91	598,83	0,095	4,28	4,43
	C12	100	39,8	0,15				6681,89	769,89	0,115	4,01	4,05
	C21	95	34,1	0,10				6142,92	580,11	0,094	4,14	4,28
	C22	95	37,8	0,15				6497,47	742,15	0,114	3,91	3,95
	C31	80	28,7	0,10				5627,29	523,65	0,093	3,67	3,78
	C32	80	31,9	0,15				5942,50	659,73	0,111	3,55	3,59
	C41	70	25,1	0,10				5277,26	485,35	0,092	3,28	3,39
	C42	70	27,9	0,15				5557,02	602,25	0,108	3,26	3,30

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3313C	C01	110	39,5	0,10	3258,10	430,90	0,132	6645,14	635,37	0,096	4,10	4,44
	C02	110	43,8	0,15				7043,35	823,42	0,117	3,96	4,07
	C11	100	35,9	0,10				6311,91	598,83	0,095	3,84	4,17
	C12	100	39,8	0,15				6681,89	769,89	0,115	3,77	3,88
	C21	95	34,1	0,10				6142,92	580,11	0,094	3,70	4,02
	C22	95	37,8	0,15				6497,47	742,16	0,114	3,66	3,78
	C31	80	28,7	0,10				5627,29	523,65	0,093	3,27	3,53
	C32	80	31,9	0,15				5942,50	659,73	0,111	3,29	3,42
	C41	70	25,1	0,10				5277,26	485,35	0,092	2,92	3,14
	C42	70	27,9	0,15				5557,02	602,25	0,108	3,00	3,12

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3321A	C01	110	39,5	0,10	1530,30	143,80	0,094	3373,02	375,47	0,111	4,61	4,64
	C02	110	43,8	0,15				3661,87	534,03	0,146	3,88	3,88
	C11	100	35,9	0,10				3131,88	346,14	0,111	4,30	4,33
	C12	100	39,8	0,15				3397,59	490,83	0,144	3,68	3,68
	C21	95	34,1	0,10				3009,70	331,38	0,110	4,12	4,15
	C22	95	37,8	0,15				3263,76	468,92	0,144	3,56	3,56
	C31	80	28,7	0,10				2638,64	287,09	0,109	3,48	3,51
	C32	80	31,9	0,15				2863,27	404,59	0,141	3,13	3,14
	C41	70	25,1	0,10				2385,72	256,88	0,108	2,94	2,96
	C42	70	27,9	0,15				2586,23	360,25	0,139	2,75	2,76

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3321B	C01	110	39,5	0,10	1520,00	161,40	0,106	3373,02	375,47	0,111	4,51	4,56
	C02	110	43,8	0,15				3661,87	534,03	0,146	3,87	3,84
	C11	100	35,9	0,10				3131,88	346,14	0,111	4,20	4,25
	C12	100	39,8	0,15				3397,59	490,83	0,144	3,66	3,64
	C21	95	34,1	0,10				3009,70	331,38	0,110	4,02	4,07
	C22	95	37,8	0,15				3263,76	468,92	0,144	3,54	3,52
	C31	80	28,7	0,10				2638,64	287,09	0,109	3,39	3,43
	C32	80	31,9	0,15				2863,27	404,59	0,141	3,12	3,09
	C41	70	25,1	0,10				2385,72	256,88	0,108	2,86	2,88
	C42	70	27,9	0,15				2586,23	360,25	0,139	2,74	2,71

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3321C	C01	110	39,5	0,10	1508,20	199,50	0,132	3373,02	375,47	0,111	4,23	4,39
	C02	110	43,8	0,15				3661,87	534,03	0,146	3,78	3,76
	C11	100	35,9	0,10				3131,88	346,14	0,111	3,91	4,07
	C12	100	39,8	0,15				3397,59	490,83	0,144	3,56	3,55
	C21	95	34,1	0,10				3009,70	331,38	0,110	3,73	3,89
	C22	95	37,8	0,15				3263,76	468,92	0,144	3,44	3,43
	C31	80	28,7	0,10				2638,64	287,09	0,109	3,12	3,24
	C32	80	31,9	0,15				2863,27	404,59	0,141	3,00	2,99
	C41	70	25,1	0,10				2385,72	256,88	0,108	2,63	2,71
	C42	70	27,9	0,15				2586,23	360,25	0,139	2,63	2,61

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3322A	C01	110	39,5	0,10	2005,70	188,50	0,094	4144,99	424,00	0,102	4,63	4,68
	C02	110	43,8	0,15				4433,22	574,98	0,130	4,04	4,05
	C11	100	35,9	0,10				3900,66	395,90	0,101	4,34	4,39
	C12	100	39,8	0,15				4169,95	534,10	0,128	3,85	3,86
	C21	95	34,1	0,10				3776,36	382,11	0,101	4,18	4,22
	C22	95	37,8	0,15				4035,37	513,31	0,127	3,74	3,75
	C31	80	28,7	0,10				3394,77	338,27	0,100	3,61	3,66
	C32	80	31,9	0,15				3627,28	460,68	0,127	3,29	3,36
	C41	70	25,1	0,10				3133,55	308,53	0,098	3,15	3,19
	C42	70	27,9	0,15				3341,61	407,19	0,122	3,01	3,02

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3322B	C01	110	39,5	0,10	1992,20	211,50	0,106	4144,99	424,00	0,102	4,49	4,58
	C02	110	43,8	0,15				4433,22	574,98	0,130	4,00	4,00
	C11	100	35,9	0,10				3900,66	395,90	0,101	4,20	4,29
	C12	100	39,8	0,15				4169,95	534,10	0,128	3,81	3,80
	C21	95	34,1	0,10				3776,36	382,11	0,101	4,03	4,13
	C22	95	37,8	0,15				4035,37	513,31	0,127	3,70	3,70
	C31	80	28,7	0,10				3394,77	338,27	0,100	3,48	3,56
	C32	80	31,9	0,15				3627,28	460,68	0,127	3,25	3,30
	C41	70	25,1	0,10				3133,55	308,53	0,098	3,03	3,09
	C42	70	27,9	0,15				3341,61	407,19	0,122	2,96	2,96

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3322C	C01	110	39,5	0,10	1976,80	261,50	0,132	4144,99	424,00	0,102	4,12	4,37
	C02	110	43,8	0,15				4433,22	574,98	0,130	3,85	3,88
	C11	100	35,9	0,10				3900,66	395,90	0,101	3,83	4,07
	C12	100	39,8	0,15				4169,95	534,10	0,128	3,64	3,65
	C21	95	34,1	0,10				3776,36	382,11	0,101	3,67	3,90
	C22	95	37,8	0,15				4035,37	513,31	0,127	3,52	3,57
	C31	80	28,7	0,10				3394,77	338,27	0,100	3,14	3,34
	C32	80	31,9	0,15				3627,28	460,68	0,127	3,08	3,17
	C41	70	25,1	0,10				3133,55	308,53	0,098	2,73	2,88
	C42	70	27,9	0,15				3341,61	407,19	0,122	2,78	2,82

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3323A	C01	110	39,5	0,10	2715,10	255,20	0,094	5252,11	509,28	0,097	4,47	4,71
	C02	110	43,8	0,15				5647,41	650,1	0,115	4,22	4,25
	C11	100	35,9	0,10				5100,69	482,34	0,095	4,39	4,45
	C12	100	39,8	0,15				5378,00	611,07	0,114	4,05	4,07
	C21	95	34,1	0,10				4972,09	468,82	0,094	4,25	4,31
	C22	95	37,8	0,15				5239,38	591,08	0,113	3,95	3,97
	C31	80	28,7	0,10				4577,58	426,04	0,093	3,77	3,83
	C32	80	31,9	0,15				4818,61	530,01	0,110	3,60	3,63
	C41	70	25,1	0,10				4307,24	397,13	0,092	3,40	3,45
	C42	70	27,9	0,15				4523,07	486,92	0,108	3,32	3,35

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3323B	C01	110	39,5	0,10	2696,80	286,30	0,106	5252,11	509,28	0,097	4,29	4,60
	C02	110	43,8	0,15				5647,41	650,1	0,115	4,14	4,18
	C11	100	35,9	0,10				5100,69	482,34	0,095	4,19	4,34
	C12	100	39,8	0,15				5378,00	611,07	0,114	3,96	4,00
	C21	95	34,1	0,10				4972,09	468,82	0,094	4,05	4,20
	C22	95	37,8	0,15				5239,38	591,08	0,113	3,86	3,90
	C31	80	28,7	0,10				4577,58	426,04	0,093	3,59	3,72
	C32	80	31,9	0,15				4818,61	530,01	0,110	3,51	3,55
	C41	70	25,1	0,10				4307,24	397,13	0,092	3,24	3,35
	C42	70	27,9	0,15				4523,07	486,92	0,108	3,23	3,27

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3323C	C01	110	39,5	0,10	2676,00	354,00	0,132	5252,11	509,28	0,097	3,88	4,35
	C02	110	43,8	0,15				5647,41	650,10	0,115	3,90	4,01
	C11	100	35,9	0,10				5100,69	482,34	0,095	3,76	4,08
	C12	100	39,8	0,15				5378,00	611,07	0,114	3,70	3,83
	C21	95	34,1	0,10				4972,09	468,82	0,094	3,63	3,94
	C22	95	37,8	0,15				5239,38	591,08	0,113	3,60	3,73
	C31	80	28,7	0,10				4577,58	426,04	0,093	3,20	3,47
	C32	80	31,9	0,15				4818,61	530,01	0,110	3,24	3,37
	C41	70	25,1	0,10				4307,24	397,13	0,092	2,88	3,10
	C42	70	27,9	0,15				4523,07	486,92	0,108	2,96	3,08

A - 2

Pilares $f_{ck} = 30$ MPa $\lambda = 35$

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3411A	C01	110	39,5	0,10	1868,30	175,60	0,094	4227,35	477,45	0,113	4,66	4,69
	C02	110	43,8	0,15				4613,47	685,97	0,149	3,90	3,90
	C11	100	35,9	0,10				3910,24	438,95	0,112	4,34	4,37
	C12	100	39,8	0,15				4263,99	628,95	0,148	3,69	3,70
	C21	95	34,1	0,10				3750,17	419,71	0,112	4,16	4,19
	C22	95	37,8	0,15				4087,62	600,51	0,147	3,57	3,57
	C31	80	28,7	0,10				3265,11	361,07	0,111	3,51	3,53
	C32	80	31,9	0,15				3562,06	515,05	0,145	3,14	3,14
	C41	70	25,1	0,10				2937,20	321,43	0,109	2,95	2,97
	C42	70	27,9	0,15				3200,24	456,96	0,143	2,75	2,75

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3411B	C01	110	39,5	0,10	1855,70	197,00	0,106	4227,35	477,45	0,113	4,58	4,62
	C02	110	43,8	0,15				4613,47	685,97	0,149	3,89	3,87
	C11	100	35,9	0,10				3910,24	438,95	0,112	4,25	4,30
	C12	100	39,8	0,15				4263,99	628,95	0,148	3,68	3,66
	C21	95	34,1	0,10				3750,17	419,71	0,112	4,07	4,11
	C22	95	37,8	0,15				4087,62	600,51	0,147	3,56	3,54
	C31	80	28,7	0,10				3265,11	361,07	0,111	3,42	3,46
	C32	80	31,9	0,15				3562,06	515,05	0,145	3,13	3,10
	C41	70	25,1	0,10				2937,20	321,43	0,109	2,88	2,90
	C42	70	27,9	0,15				3200,24	456,96	0,143	2,74	2,71

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3411C	C01	110	39,5	0,10	1841,30	243,60	0,132	4227,35	477,45	0,113	4,31	4,47
	C02	110	43,8	0,15				4613,47	685,97	0,149	3,81	3,81
	C11	100	35,9	0,10				3910,24	438,95	0,112	3,98	4,14
	C12	100	39,8	0,15				4263,99	628,95	0,148	3,60	3,59
	C21	95	34,1	0,10				3750,17	419,71	0,112	3,80	3,96
	C22	95	37,8	0,15				4087,62	600,51	0,147	3,47	3,47
	C31	80	28,7	0,10				3265,11	361,07	0,111	3,16	3,29
	C32	80	31,9	0,15				3562,06	515,05	0,145	3,03	3,02
	C41	70	25,1	0,10				2937,20	321,43	0,109	2,65	2,75
	C42	70	27,9	0,15				3200,24	456,96	0,143	2,64	2,63

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3412A	C01	110	39,5	0,10	2398,80	225,50	0,094	5062,07	523,54	0,103	4,70	4,74
	C02	110	43,8	0,15				5445,01	721,14	0,132	4,06	4,07
	C11	100	35,9	0,10				4744,92	486,57	0,103	4,40	4,44
	C12	100	39,8	0,15				5098,13	665,76	0,131	3,87	3,88
	C21	95	34,1	0,10				4584,14	467,71	0,102	4,24	4,28
	C22	95	37,8	0,15				4922,24	638,21	0,130	3,76	3,77
	C31	80	28,7	0,10				4095,46	410,54	0,100	3,66	3,69
	C32	80	31,9	0,15				4394,61	555,14	0,126	3,37	3,37
	C41	70	25,1	0,10				3763,88	372,12	0,099	3,18	3,21
	C42	70	27,9	0,15				4029,73	498,05	0,124	3,02	3,03

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3412B	C01	110	39,5	0,10	2382,70	253,00	0,106	5062,07	523,54	0,103	4,56	4,65
	C02	110	43,8	0,15				5445,01	721,14	0,132	4,03	4,02
	C11	100	35,9	0,10				4744,92	486,57	0,103	4,26	4,35
	C12	100	39,8	0,15				5098,13	665,76	0,131	3,84	3,83
	C21	95	34,1	0,10				4584,14	467,71	0,102	4,10	4,18
	C22	95	37,8	0,15				4922,24	638,21	0,130	3,72	3,71
	C31	80	28,7	0,10				4095,46	410,54	0,100	3,52	3,59
	C32	80	31,9	0,15				4394,61	555,14	0,126	3,32	3,32
	C41	70	25,1	0,10				3763,88	372,12	0,099	3,06	3,11
	C42	70	27,9	0,15				4029,73	498,05	0,124	2,98	2,97

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3412C	C01	110	39,5	0,10	2364,30	312,70	0,132	5062,07	523,54	0,103	4,20	4,44
	C02	110	43,8	0,15				5445,01	721,14	0,132	3,89	3,91
	C11	100	35,9	0,10				4744,92	486,57	0,103	3,90	4,13
	C12	100	39,8	0,15				5098,13	665,76	0,131	3,68	3,71
	C21	95	34,1	0,10				4584,14	467,71	0,102	3,74	3,96
	C22	95	37,8	0,15				4922,24	638,21	0,130	3,56	3,59
	C31	80	28,7	0,10				4095,46	410,54	0,100	3,19	3,37
	C32	80	31,9	0,15				4394,61	555,14	0,126	3,15	3,18
	C41	70	25,1	0,10				3763,88	372,12	0,099	2,76	2,90
	C42	70	27,9	0,15				4029,73	498,05	0,124	2,81	2,83

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3413A	C01	110	39,5	0,10	3220,30	302,70	0,094	6449,87	613,62	0,095	4,73	4,80
	C02	110	43,8	0,15				6833,41	794,81	0,116	4,27	4,30
	C11	100	35,9	0,10				6129,10	578,47	0,094	4,47	4,54
	C12	100	39,8	0,15				6485,65	742,53	0,114	4,10	4,12
	C21	95	34,1	0,10				5966,73	560,5	0,094	4,33	4,40
	C22	95	37,8	0,15				6307,86	715,85	0,113	4,00	4,03
	C31	80	28,7	0,10				5471,05	506,08	0,093	3,84	3,90
	C32	80	31,9	0,15				5773,93	636,45	0,110	3,65	3,68
	C41	70	25,1	0,10				5135,04	469,6	0,091	3,45	3,51
	C42	70	27,9	0,15				5403,78	581,34	0,108	3,36	3,39

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3413B	C01	110	39,5	0,10	3198,60	339,60	0,106	6449,87	613,62	0,095	4,54	4,69
	C02	110	43,8	0,15				6833,41	794,81	0,116	4,20	4,23
	C11	100	35,9	0,10				6129,10	578,47	0,094	4,27	4,43
	C12	100	39,8	0,15				6485,65	742,53	0,114	4,02	4,05
	C21	95	34,1	0,10				5966,73	560,5	0,094	4,13	4,28
	C22	95	37,8	0,15				6307,86	715,85	0,113	3,91	3,95
	C31	80	28,7	0,10				5471,05	506,08	0,093	3,65	3,79
	C32	80	31,9	0,15				5773,93	636,45	0,110	3,56	3,60
	C41	70	25,1	0,10				5135,04	469,6	0,091	3,28	3,40
	C42	70	27,9	0,15				5403,78	581,34	0,108	3,27	3,31

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3413C	C01	110	39,5	0,10	3173,80	419,80	0,132	6449,87	613,62	0,095	4,09	4,44
	C02	110	43,8	0,15				6833,41	794,81	0,116	3,96	4,07
	C11	100	35,9	0,10				6129,10	578,47	0,094	3,83	4,17
	C12	100	39,8	0,15				6485,65	742,53	0,114	3,76	3,89
	C21	95	34,1	0,10				5966,73	560,5	0,094	3,70	4,02
	C22	95	37,8	0,15				6307,86	715,85	0,113	3,65	3,78
	C31	80	28,7	0,10				5471,05	506,08	0,093	3,25	3,53
	C32	80	31,9	0,15				5773,93	636,45	0,110	3,29	3,42
	C41	70	25,1	0,10				5135,04	469,6	0,091	2,92	3,15
	C42	70	27,9	0,15				5403,78	581,34	0,108	3,00	3,12

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3421A	C01	110	39,5	0,10	1452,30	136,50	0,094	3209,92	356,12	0,111	4,63	4,66
	C02	110	43,8	0,15				3483,34	505,33	0,145	3,90	3,91
	C11	100	35,9	0,10				2980,76	328,04	0,110	4,33	4,36
	C12	100	39,8	0,15				3232,27	464,04	0,144	3,70	3,71
	C21	95	34,1	0,10				2865,35	314,19	0,110	4,15	4,18
	C22	95	37,8	0,15				3105,31	443,28	0,143	3,59	3,59
	C31	80	28,7	0,10				2514,21	272,01	0,108	3,52	3,55
	C32	80	31,9	0,15				2726,35	382,31	0,140	3,17	3,17
	C41	70	25,1	0,10				2276,17	243,27	0,107	2,99	3,01
	C42	70	27,9	0,15				2464,56	340,21	0,138	2,79	2,79

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3421B	C01	110	39,5	0,10	1442,50	153,10	0,106	3209,92	356,12	0,111	4,54	4,59
	C02	110	43,8	0,15				3483,34	505,33	0,145	3,89	3,87
	C11	100	35,9	0,10				2980,76	328,04	0,110	4,23	4,28
	C12	100	39,8	0,15				3232,27	464,04	0,144	3,69	3,67
	C21	95	34,1	0,10				2865,35	314,19	0,110	4,05	4,10
	C22	95	37,8	0,15				3105,31	443,28	0,143	3,57	3,55
	C31	80	28,7	0,10				2514,21	272,01	0,108	3,42	3,46
	C32	80	31,9	0,15				2726,35	382,31	0,140	3,15	3,13
	C41	70	25,1	0,10				2276,17	243,27	0,107	2,90	2,93
	C42	70	27,9	0,15				2464,56	340,21	0,138	2,78	2,75

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3421C	C01	110	39,5	0,10	1431,30	189,30	0,132	3209,92	356,12	0,111	4,25	4,41
	C02	110	43,8	0,15				3483,34	505,33	0,145	3,80	3,79
	C11	100	35,9	0,10				2980,76	328,04	0,110	3,93	4,10
	C12	100	39,8	0,15				3232,27	464,04	0,144	3,59	3,58
	C21	95	34,1	0,10				2865,35	314,19	0,110	3,76	3,92
	C22	95	37,8	0,15				3105,31	443,28	0,143	3,47	3,46
	C31	80	28,7	0,10				2514,21	272,01	0,108	3,15	3,27
	C32	80	31,9	0,15				2726,35	382,31	0,140	3,03	3,03
	C41	70	25,1	0,10				2276,17	243,27	0,107	2,66	2,75
	C42	70	27,9	0,15				2464,56	340,21	0,138	2,66	2,65

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3422A	C01	110	39,5	0,10	1931,40	181,50	0,094	3978,53	404,28	0,102	4,64	4,69
	C02	110	43,8	0,15				4251,98	547,08	0,129	4,05	4,06
	C11	100	35,9	0,10				3747,10	378,00	0,101	4,35	4,40
	C12	100	39,8	0,15				4001,75	507,97	0,127	3,86	3,88
	C21	95	34,1	0,10				3629,40	364,77	0,101	4,19	4,24
	C22	95	37,8	0,15				3874,20	488,43	0,126	3,76	3,77
	C31	80	28,7	0,10				3267,22	323,47	0,099	3,63	3,67
	C32	80	31,9	0,15				3487,22	429,6	0,123	3,37	3,38
	C41	70	25,1	0,10				3019,07	295,07	0,098	3,17	3,21
	C42	70	27,9	0,15				3216,55	388,22	0,121	3,03	3,04

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3422B	C01	110	39,5	0,10	1918,40	203,70	0,106	3978,53	404,28	0,102	4,49	4,59
	C02	110	43,8	0,15				4251,98	547,08	0,129	4,01	4,01
	C11	100	35,9	0,10				3747,10	378,00	0,101	4,20	4,30
	C12	100	39,8	0,15				4001,75	507,97	0,127	3,82	3,82
	C21	95	34,1	0,10				3629,40	364,77	0,101	4,04	4,14
	C22	95	37,8	0,15				3874,20	488,43	0,126	3,71	3,71
	C31	80	28,7	0,10				3267,22	323,47	0,099	3,49	3,57
	C32	80	31,9	0,15				3487,22	429,6	0,123	3,32	3,32
	C41	70	25,1	0,10				3019,07	295,07	0,098	3,05	3,11
	C42	70	27,9	0,15				3216,55	388,22	0,121	2,98	2,98

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3422C	C01	110	39,5	0,10	1903,60	251,80	0,132	3978,53	404,28	0,102	4,12	4,37
	C02	110	43,8	0,15				4251,98	547,08	0,129	3,85	3,89
	C11	100	35,9	0,10				3747,10	378,00	0,101	3,83	4,08
	C12	100	39,8	0,15				4001,75	507,97	0,127	3,65	3,69
	C21	95	34,1	0,10				3629,40	364,77	0,101	3,67	3,91
	C22	95	37,8	0,15				3874,20	488,43	0,126	3,53	3,58
	C31	80	28,7	0,10				3267,22	323,47	0,099	3,15	3,34
	C32	80	31,9	0,15				3487,22	429,6	0,123	3,13	3,18
	C41	70	25,1	0,10				3019,07	295,07	0,098	2,74	2,90
	C42	70	27,9	0,15				3216,55	388,22	0,121	2,80	2,84

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3423A	C01	110	39,5	0,10	2640,90	248,20	0,094	5171,48	488,91	0,095	4,63	4,70
	C02	110	43,8	0,15				5451,98	622,39	0,114	4,22	4,24
	C11	100	35,9	0,10				4932,25	463,5	0,094	4,37	4,44
	C12	100	39,8	0,15				5195,72	585,54	0,113	4,04	4,07
	C21	95	34,1	0,10				4809,89	450,35	0,094	4,23	4,30
	C22	95	37,8	0,15				5064,39	566,26	0,112	3,95	3,97
	C31	80	28,7	0,10				4433,89	410,12	0,092	3,76	3,82
	C32	80	31,9	0,15				4663,27	508,44	0,109	3,60	3,63
	C41	70	25,1	0,10				4175,99	382,62	0,092	3,39	3,45
	C42	70	27,9	0,15				4381,83	467,79	0,107	3,32	3,35

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3423B	C01	110	39,5	0,10	2623,10	278,50	0,106	5171,48	488,91	0,095	4,43	4,58
	C02	110	43,8	0,15				5451,98	622,39	0,114	4,14	4,17
	C11	100	35,9	0,10				4932,25	463,5	0,094	4,18	4,33
	C12	100	39,8	0,15				5195,72	585,54	0,113	3,95	3,99
	C21	95	34,1	0,10				4809,89	450,35	0,094	4,04	4,19
	C22	95	37,8	0,15				5064,39	566,26	0,112	3,86	3,90
	C31	80	28,7	0,10				4433,89	410,12	0,092	3,58	3,71
	C32	80	31,9	0,15				4663,27	508,44	0,109	3,51	3,55
	C41	70	25,1	0,10				4175,99	382,62	0,092	3,23	3,34
	C42	70	27,9	0,15				4381,83	467,79	0,107	3,22	3,27

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3423C	C01	110	39,5	0,10	2602,80	344,30	0,132	5171,48	488,91	0,095	4,30	3,98
	C02	110	43,8	0,15				5451,98	622,39	0,114	4,01	3,88
	C11	100	35,9	0,10				4932,25	463,5	0,094	4,03	3,74
	C12	100	39,8	0,15				5195,72	585,54	0,113	3,82	3,69
	C21	95	34,1	0,10				4809,89	450,35	0,094	3,89	3,61
	C22	95	37,8	0,15				5064,39	566,26	0,112	3,71	3,59
	C31	80	28,7	0,10				4433,89	410,12	0,092	3,42	3,18
	C32	80	31,9	0,15				4663,27	508,44	0,109	3,36	3,23
	C41	70	25,1	0,10				4175,99	382,62	0,092	3,06	2,87
	C42	70	27,9	0,15				4381,83	467,79	0,107	3,06	2,95

A - 3**Pilares $f_{ck} = 30$ MPa $\lambda = 52$**

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3611A	C01	110	39,5	0,10	1659,90	155,40	0,094	3815,01	430,26	0,113	4,75	4,78
	C02	110	43,8	0,15				4163,29	617,81	0,148	3,96	3,97
	C11	100	35,9	0,10				3526,91	394,97	0,112	4,44	4,47
	C12	100	39,8	0,15				3846,35	566,25	0,147	3,76	3,76
	C21	95	34,1	0,10				3382,11	377,43	0,112	4,26	4,29
	C22	95	37,8	0,15				3686,49	539,87	0,146	3,64	3,65
	C31	80	28,7	0,10				2944,48	323,82	0,110	3,63	3,65
	C32	80	31,9	0,15				3210,66	461,91	0,144	3,22	3,23
	C41	70	25,1	0,10				2649,49	287,59	0,109	3,08	3,10
	C42	70	27,9	0,15				2884,61	408,3	0,142	2,85	2,85

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3611B	C01	110	39,5	0,10	1641,80	174,30	0,106	3815,01	430,26	0,113	4,66	4,71
	C02	110	43,8	0,15				4163,29	617,81	0,148	3,95	3,93
	C11	100	35,9	0,10				3526,91	394,97	0,112	4,35	4,39
	C12	100	39,8	0,15				3846,35	566,25	0,147	3,75	3,73
	C21	95	34,1	0,10				3382,11	377,43	0,112	4,17	4,21
	C22	95	37,8	0,15				3686,49	539,87	0,146	3,63	3,61
	C31	80	28,7	0,10				2944,48	323,82	0,110	3,53	3,57
	C32	80	31,9	0,15				3210,66	461,91	0,144	3,21	3,19
	C41	70	25,1	0,10				2649,49	287,59	0,109	3,00	3,03
	C42	70	27,9	0,15				2884,61	408,3	0,142	2,84	2,81

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3611C	C01	110	39,5	0,10	1629,10	215,50	0,132	3815,01	430,26	0,113	4,40	4,55
	C02	110	43,8	0,15				4163,29	617,81	0,148	3,88	3,86
	C11	100	35,9	0,10				3526,91	394,97	0,112	4,07	4,22
	C12	100	39,8	0,15				3846,35	566,25	0,147	3,66	3,65
	C21	95	34,1	0,10				3382,11	377,43	0,112	3,89	4,04
	C22	95	37,8	0,15				3686,49	539,87	0,146	3,54	3,53
	C31	80	28,7	0,10				2944,48	323,82	0,110	3,26	3,39
	C32	80	31,9	0,15				3210,66	461,91	0,144	3,11	3,09
	C41	70	25,1	0,10				2649,49	287,59	0,109	2,76	2,85
	C42	70	27,9	0,15				2884,61	408,3	0,142	2,73	2,71

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3612A	C01	110	39,5	0,10	2169,10	203,90	0,094	4597,11	472,60	0,103	4,74	4,78
	C02	110	43,8	0,15				4941,79	650,38	0,132	4,09	4,10
	C11	100	35,9	0,10				4312,01	439,16	0,102	4,45	4,49
	C12	100	39,8	0,15				4628,96	600,09	0,130	3,91	3,92
	C21	95	34,1	0,10				4168,19	422,09	0,101	4,29	4,34
	C22	95	37,8	0,15				4470,64	574,56	0,129	3,80	3,81
	C31	80	28,7	0,10				3730,30	370,51	0,099	3,72	3,76
	C32	80	31,9	0,15				3997,56	499,39	0,125	3,42	3,43
	C41	70	25,1	0,10				3433,66	335,99	0,098	3,25	3,29
	C42	70	27,9	0,15				3670,48	448,29	0,122	3,08	3,09

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3612B	C01	110	39,5	0,10	2154,50	228,70	0,106	4597,11	472,60	0,103	4,60	4,69
	C02	110	43,8	0,15				4941,79	650,38	0,132	4,06	4,05
	C11	100	35,9	0,10				4312,01	439,16	0,102	4,30	4,40
	C12	100	39,8	0,15				4628,96	600,09	0,130	3,87	3,87
	C21	95	34,1	0,10				4168,19	422,09	0,101	4,14	4,24
	C22	95	37,8	0,15				4470,64	574,56	0,129	3,76	3,76
	C31	80	28,7	0,10				3730,30	370,51	0,099	3,57	3,66
	C32	80	31,9	0,15				3997,56	499,39	0,125	3,37	3,37
	C41	70	25,1	0,10				3433,66	335,99	0,098	3,12	3,19
	C42	70	27,9	0,15				3670,48	448,29	0,122	3,03	3,03

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3612C	C01	110	39,5	0,10	2169,53	303,73	0,140	4597,11	472,60	0,103	4,23	4,48
	C02	110	43,8	0,15				4941,79	650,38	0,132	3,92	3,94
	C11	100	35,9	0,10				4312,01	439,16	0,102	3,93	4,18
	C12	100	39,8	0,15				4628,96	600,09	0,130	3,71	3,75
	C21	95	34,1	0,10				4168,19	422,09	0,101	3,77	4,01
	C22	95	37,8	0,15				4470,64	574,56	0,129	3,60	3,64
	C31	80	28,7	0,10				3730,30	370,51	0,099	3,23	3,44
	C32	80	31,9	0,15				3997,56	499,39	0,125	3,19	3,24
	C41	70	25,1	0,10				3433,66	335,99	0,098	2,81	2,97
	C42	70	27,9	0,15				3670,48	448,29	0,122	2,85	2,89

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3613A	C01	110	39,5	0,10	2990,00	281,00	0,094	5894,47	554,92	0,094	4,68	4,75
	C02	110	43,8	0,15				6239,03	716,59	0,115	4,25	4,27
	C11	100	35,9	0,10				5607,42	523,06	0,093	4,42	4,49
	C12	100	39,8	0,15				5926,50	669,69	0,113	4,07	4,10
	C21	95	34,1	0,10				5461,85	507,11	0,093	4,28	4,35
	C22	95	37,8	0,15				5767,67	645,63	0,112	3,97	4,00
	C31	80	28,7	0,10				5018,40	458,32	0,091	3,79	3,86
	C32	80	31,9	0,15				5289,61	574,07	0,109	3,63	3,66
	C41	70	25,1	0,10				4717,81	425,45	0,090	3,41	3,47
	C42	70	27,9	0,15				4958,62	524,47	0,106	3,34	3,37

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3613B	C01	110	39,5	0,10	2969,90	315,30	0,106	5894,47	554,92	0,094	4,48	4,64
	C02	110	43,8	0,15				6239,03	716,59	0,115	4,17	4,20
	C11	100	35,9	0,10				5607,42	523,06	0,093	4,22	4,38
	C12	100	39,8	0,15				5926,50	669,69	0,113	3,98	4,02
	C21	95	34,1	0,10				5461,85	507,11	0,093	4,08	4,23
	C22	95	37,8	0,15				5767,67	645,63	0,112	3,88	3,92
	C31	80	28,7	0,10				5018,40	458,32	0,091	3,60	3,74
	C32	80	31,9	0,15				5289,61	574,07	0,109	3,53	3,58
	C41	70	25,1	0,10				4717,81	425,45	0,090	3,24	3,36
	C42	70	27,9	0,15				4958,62	524,47	0,106	3,24	3,29

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3613C	C01	110	39,5	0,10	2946,90	389,80	0,132	5894,47	554,92	0,094	4,02	4,38
	C02	110	43,8	0,15				6239,03	716,59	0,115	3,91	4,04
	C11	100	35,9	0,10				5607,42	523,06	0,093	3,77	4,11
	C12	100	39,8	0,15				5926,50	669,69	0,113	3,72	3,85
	C21	95	34,1	0,10				5461,85	507,11	0,093	3,64	3,97
	C22	95	37,8	0,15				5767,67	645,63	0,112	3,61	3,75
	C31	80	28,7	0,10				5018,40	458,32	0,091	3,20	3,48
	C32	80	31,9	0,15				5289,61	574,07	0,109	3,25	3,39
	C41	70	25,1	0,10				4717,81	425,45	0,090	2,87	3,11
	C42	70	27,9	0,15				4958,62	524,47	0,106	2,96	3,09

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3621A	C01	110	39,5	0,10	1270,30	119,40	0,094	2752,45	301,86	0,110	4,59	4,62
	C02	110	43,8	0,15				2979,66	425,06	0,143	3,90	3,90
	C11	100	35,9	0,10				2559,52	278,19	0,109	4,28	4,32
	C12	100	39,8	0,15				2768,36	390,58	0,141	3,69	3,70
	C21	95	34,1	0,10				2462,44	266,59	0,108	4,11	4,14
	C22	95	37,8	0,15				2661,72	373,09	0,140	3,58	3,58
	C31	80	28,7	0,10				2168,35	230,85	0,106	3,49	3,52
	C32	80	31,9	0,15				2343,95	321,38	0,137	3,16	3,17
	C41	70	25,1	0,10				1969,92	206,84	0,105	2,97	2,98
	C42	70	27,9	0,15				2125,41	285,90	0,135	2,79	2,79

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3621B	C01	110	39,5	0,10	1261,70	134,00	0,106	2752,45	301,86	0,110	4,49	4,54
	C02	110	43,8	0,15				2979,66	425,06	0,143	3,88	3,86
	C11	100	35,9	0,10				2559,52	278,19	0,109	4,18	4,23
	C12	100	39,8	0,15				2768,36	390,58	0,141	3,67	3,66
	C21	95	34,1	0,10				2462,44	266,59	0,108	4,00	4,05
	C22	95	37,8	0,15				2661,72	373,09	0,140	3,56	3,54
	C31	80	28,7	0,10				2168,35	230,85	0,106	3,38	3,43
	C32	80	31,9	0,15				2343,95	321,38	0,137	3,14	3,12
	C41	70	25,1	0,10				1969,92	206,84	0,105	2,88	2,90
	C42	70	27,9	0,15				2125,41	285,90	0,135	2,77	2,75

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3621C	C01	110	39,5	0,10	1251,90	165,60	0,132	2752,45	301,86	0,110	4,19	4,36
	C02	110	43,8	0,15				2979,66	425,06	0,143	3,78	3,78
	C11	100	35,9	0,10				2559,52	278,19	0,109	3,87	4,05
	C12	100	39,8	0,15				2768,36	390,58	0,141	3,57	3,56
	C21	95	34,1	0,10				2462,44	266,59	0,108	3,70	3,87
	C22	95	37,8	0,15				2661,72	373,09	0,140	3,44	3,44
	C31	80	28,7	0,10				2168,35	230,85	0,106	3,10	3,24
	C32	80	31,9	0,15				2343,95	321,38	0,137	3,01	3,01
	C41	70	25,1	0,10				1969,92	206,84	0,105	2,63	2,72
	C42	70	27,9	0,15				2125,41	285,90	0,135	2,64	2,64

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3622A	C01	110	39,5	0,10	1738,30	163,40	0,094	3512,24	351,30	0,100	4,60	4,65
	C02	110	43,8	0,15				3743,99	469,58	0,125	4,06	4,07
	C11	100	35,9	0,10				3315,77	328,65	0,099	4,32	4,37
	C12	100	39,8	0,15				3530,32	436,16	0,124	3,87	3,89
	C21	95	34,1	0,10				3216,22	317,49	0,099	4,16	4,21
	C22	95	37,8	0,15				3421,88	419,57	0,123	3,77	3,78
	C31	80	28,7	0,10				2910,08	282,59	0,097	3,62	3,66
	C32	80	31,9	0,15				3094,74	369,76	0,119	3,39	3,40
	C41	70	25,1	0,10				2699,75	259,06	0,096	3,17	3,21
	C42	70	27,9	0,15				2865,52	335,84	0,117	3,05	3,06

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3622B	C01	110	39,5	0,10	1726,60	183,30	0,106	3512,24	351,30	0,100	4,44	4,55
	C02	110	43,8	0,15				3743,99	469,58	0,125	4,01	4,02
	C11	100	35,9	0,10				3315,77	328,65	0,099	4,16	4,27
	C12	100	39,8	0,15				3530,32	436,16	0,124	3,82	3,83
	C21	95	34,1	0,10				3216,22	317,49	0,099	4,00	4,11
	C22	95	37,8	0,15				3421,88	419,57	0,123	3,71	3,72
	C31	80	28,7	0,10				2910,08	282,59	0,097	3,47	3,56
	C32	80	31,9	0,15				3094,74	369,76	0,119	3,33	3,34
	C41	70	25,1	0,10				2699,75	259,06	0,096	3,04	3,11
	C42	70	27,9	0,15				2865,52	335,84	0,117	2,99	3,00

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3622C	C01	110	39,5	0,10	1713,20	226,60	0,132	3512,24	351,30	0,100	4,05	4,32
	C02	110	43,8	0,15				3743,99	469,58	0,125	3,83	3,89
	C11	100	35,9	0,10				3315,77	328,65	0,099	3,77	4,04
	C12	100	39,8	0,15				3530,32	436,16	0,124	3,63	3,69
	C21	95	34,1	0,10				3216,22	317,49	0,099	3,62	3,87
	C22	95	37,8	0,15				3421,88	419,57	0,123	3,51	3,58
	C31	80	28,7	0,10				2910,08	282,59	0,097	3,12	3,33
	C32	80	31,9	0,15				3094,74	369,76	0,119	3,12	3,19
	C41	70	25,1	0,10				2699,75	259,06	0,096	2,73	2,89
	C42	70	27,9	0,15				2865,52	335,84	0,117	2,79	2,85

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3623A	C01	110	39,5	0,10	2444,00	229,70	0,094	4663,52	434,54	0,093	4,53	4,60
	C02	110	43,8	0,15				4903,26	546,57	0,111	4,17	4,20
	C11	100	35,9	0,10				4457,72	412,39	0,093	4,28	4,35
	C12	100	39,8	0,15				4683,02	514,77	0,110	4,00	4,03
	C21	95	34,1	0,10				4352,47	401,04	0,092	4,15	4,21
	C22	95	37,8	0,15				4569,75	498,51	0,109	3,90	3,93
	C31	80	28,7	0,10				4027,86	366,52	0,091	3,68	3,74
	C32	80	31,9	0,15				4224,78	449,26	0,106	3,56	3,59
	C41	70	25,1	0,10				3804,58	342,99	0,090	3,32	3,38
	C42	70	27,9	0,15				3981,82	414,84	0,104	3,27	3,31

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3623B	C01	110	39,5	0,10	2427,60	257,70	0,106	4663,52	434,54	0,093	4,32	4,48
	C02	110	43,8	0,15				4903,26	546,57	0,111	4,08	4,12
	C11	100	35,9	0,10				4457,72	412,39	0,093	4,08	4,23
	C12	100	39,8	0,15				4683,02	514,77	0,110	3,90	3,95
	C21	95	34,1	0,10				4352,47	401,04	0,092	3,94	4,10
	C22	95	37,8	0,15				4569,75	498,51	0,109	3,80	3,85
	C31	80	28,7	0,10				4027,86	366,52	0,091	3,50	3,63
	C32	80	31,9	0,15				4224,78	449,26	0,106	3,45	3,51
	C41	70	25,1	0,10				3804,58	342,99	0,090	3,16	3,27
	C42	70	27,9	0,15				3981,82	414,84	0,104	3,17	3,22

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P3623C	C01	110	39,5	0,10	2408,80	318,60	0,132	4663,52	434,54	0,093	3,86	4,22
	C02	110	43,8	0,15				4903,26	546,57	0,111	3,80	3,95
	C11	100	35,9	0,10				4457,72	412,39	0,093	3,63	3,97
	C12	100	39,8	0,15				4683,02	514,77	0,110	3,61	3,76
	C21	95	34,1	0,10				4352,47	401,04	0,092	3,51	3,83
	C22	95	37,8	0,15				4569,75	498,51	0,109	3,51	3,66
	C31	80	28,7	0,10				4027,86	366,52	0,091	3,10	3,37
	C32	80	31,9	0,15				4224,78	449,26	0,106	3,16	3,31
	C41	70	25,1	0,10				3804,58	342,99	0,090	2,80	3,02
	C42	70	27,9	0,15				3981,82	414,84	0,104	2,89	3,02

**ANEXO B – ÍNDICES DE CONFIABILIDADE DOS PILARES
ANALISADOS COM RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À
COMPRESSÃO DE 40 MPA**

B - 1**Pilares $f_{ck} = 40$ MPa $\lambda = 26$**

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4311A	D01	110	52,7	0,10	2518,30	236,71	0,094	5552,30	637,70	0,115	4,48	4,51
	D02	110	58,4	0,15				6059,68	920,29	0,152	3,75	3,75
	D11	100	47,9	0,10				5129,65	586,44	0,114	4,15	4,18
	D12	100	53,1	0,15				5600,47	844,97	0,151	3,54	3,54
	D21	95	45,5	0,10				4915,97	560,11	0,114	3,97	3,99
	D22	95	50,4	0,15				5363,26	806,32	0,150	3,41	3,41
	D31	80	38,3	0,10				4266,16	481,24	0,113	3,29	3,31
	D32	80	42,5	0,15				4658,04	691,35	0,148	2,96	2,96
	D41	70	33,5	0,10				3825,18	427,84	0,112	2,71	2,72
	D42	70	37,2	0,15				4175,65	612,96	0,147	2,55	2,55

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4311B	D01	110	52,7	0,10	2501,30	265,56	0,106	5552,30	637,70	0,115	4,41	4,44
	D02	110	58,4	0,15				6059,68	920,29	0,152	3,74	3,72
	D11	100	47,9	0,10				5129,65	586,44	0,114	4,07	4,11
	D12	100	53,1	0,15				5600,47	844,97	0,151	3,53	3,50
	D21	95	45,5	0,10				4915,97	560,11	0,114	3,89	3,92
	D22	95	50,4	0,15				5363,26	806,32	0,150	3,40	3,38
	D31	80	38,3	0,10				4266,16	481,24	0,113	3,21	3,24
	D32	80	42,5	0,15				4658,04	691,35	0,148	2,95	2,92
	D41	70	33,5	0,10				3825,18	427,84	0,112	2,65	2,65
	D42	70	37,2	0,15				4175,65	612,96	0,147	2,55	2,52

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4311C	D01	110	52,7	0,10	2481,90	328,29	0,132	5552,30	637,70	0,115	4,16	4,28
	D02	110	58,4	0,15				6059,68	920,29	0,152	3,67	3,65
	D11	100	47,9	0,10				5129,65	586,44	0,114	3,82	3,94
	D12	100	53,1	0,15				5600,47	844,97	0,151	3,45	3,43
	D21	95	45,5	0,10				4915,97	560,11	0,114	3,63	3,75
	D22	95	50,4	0,15				5363,26	806,32	0,150	3,32	3,30
	D31	80	38,3	0,10				4266,16	481,24	0,113	2,98	3,07
	D32	80	42,5	0,15				4658,04	691,35	0,148	2,86	2,83
	D41	70	33,5	0,10				3825,18	427,84	0,112	2,45	2,50
	D42	70	37,2	0,15				4175,65	612,96	0,147	2,46	2,43

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4312A	D01	110	52,7	0,10	3027,10	284,53	0,094	6392,34	680,10	0,106	4,59	4,62
	D02	110	58,4	0,15				6887,83	951,65	0,138	3,91	3,92
	D11	100	47,9	0,10				5977,53	630,36	0,105	4,29	4,33
	D12	100	53,1	0,15				6439,09	877,85	0,136	3,72	3,73
	D21	95	45,5	0,10				5767,32	605,23	0,105	4,12	4,16
	D22	95	50,4	0,15				6206,55	839,91	0,135	3,61	3,62
	D31	80	38,3	0,10				5121,96	529,78	0,103	3,51	3,55
	D32	80	42,5	0,15				5511,77	728,96	0,132	3,21	3,21
	D41	70	33,5	0,10				4679,71	478,04	0,102	3,01	3,03
	D42	70	37,2	0,15				5030,73	653,05	0,130	2,85	2,85

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4312B	D01	110	52,7	0,10	3006,70	319,21	0,106	6392,34	680,10	0,106	4,47	4,54
	D02	110	58,4	0,15				6887,83	951,65	0,138	3,89	3,87
	D11	100	47,9	0,10				5977,53	630,36	0,105	4,17	4,24
	D12	100	53,1	0,15				6439,09	877,85	0,136	3,70	3,68
	D21	95	45,5	0,10				5767,32	605,23	0,105	4,00	4,07
	D22	95	50,4	0,15				6206,55	839,91	0,135	3,58	3,57
	D31	80	38,3	0,10				5121,96	529,78	0,103	3,40	3,46
	D32	80	42,5	0,15				5511,77	728,96	0,132	3,17	3,16
	D41	70	33,5	0,10				4679,71	478,04	0,102	2,91	2,95
	D42	70	37,2	0,15				5030,73	653,05	0,130	2,82	2,80

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4312C	D01	110	52,7	0,10	2983,50	394,64	0,132	6392,34	680,10	0,106	4,14	4,34
	D02	110	58,4	0,15				6887,83	951,65	0,138	3,77	3,78
	D11	100	47,9	0,10				5977,53	630,36	0,105	3,84	4,04
	D12	100	53,1	0,15				6439,09	877,85	0,136	3,57	3,58
	D21	95	45,5	0,10				5767,32	605,23	0,105	3,67	3,86
	D22	95	50,4	0,15				6206,55	839,91	0,135	3,45	3,46
	D31	80	38,3	0,10				5121,96	529,78	0,103	3,09	3,25
	D32	80	42,5	0,15				5511,77	728,96	0,132	3,03	3,04
	D41	70	33,5	0,10				4679,71	478,04	0,102	2,64	2,75
	D42	70	37,2	0,15				5030,73	653,05	0,130	2,67	2,68

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4313A	D01	110	52,7	0,10	3859,10	362,73	0,094	7798,66	761,29	0,098	4,69	4,74
	D02	110	58,4	0,15				8459,69	1061,26	0,125	4,29	4,14
	D11	100	47,9	0,10				7393,03	716,5	0,097	4,42	4,48
	D12	100	53,1	0,15				7841,44	944,25	0,120	3,96	3,98
	D21	95	45,5	0,10				7184,51	693,85	0,097	4,27	4,32
	D22	95	50,4	0,15				7615,85	909,71	0,119	3,86	3,88
	D31	80	38,3	0,10				6534,66	623,04	0,095	3,73	3,79
	D32	80	42,5	0,15				6926,95	806,16	0,116	3,50	3,52
	D41	70	33,5	0,10				6086,24	574,00	0,094	3,31	3,35
	D42	70	37,2	0,15				6442,10	733,99	0,114	3,19	3,21

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4313B	D01	110	52,7	0,10	3833,10	406,94	0,106	7798,66	761,29	0,098	4,51	4,64
	D02	110	58,4	0,15				8459,69	1061,26	0,125	4,22	4,09
	D11	100	47,9	0,10				7393,03	716,5	0,097	4,24	4,37
	D12	100	53,1	0,15				7841,44	944,25	0,120	3,90	3,91
	D21	95	45,5	0,10				7184,51	693,85	0,097	4,09	4,22
	D22	95	50,4	0,15				7615,85	909,71	0,119	3,80	3,81
	D31	80	38,3	0,10				6534,66	623,04	0,095	3,57	3,68
	D32	80	42,5	0,15				6926,95	806,16	0,116	3,43	3,45
	D41	70	33,5	0,10				6086,24	574,00	0,094	3,16	3,25
	D42	70	37,2	0,15				6442,10	733,99	0,114	3,12	3,14

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4313C	D01	110	52,7	0,10	3803,50	503,10	0,132	7798,66	761,29	0,098	4,09	4,40
	D02	110	58,4	0,15				8459,69	1061,26	0,125	3,98	3,96
	D11	100	47,9	0,10				7393,03	716,5	0,097	3,83	4,12
	D12	100	53,1	0,15				7841,44	944,25	0,120	3,69	3,77
	D21	95	45,5	0,10				7184,51	693,85	0,097	3,68	3,97
	D22	95	50,4	0,15				7615,85	909,71	0,119	3,69	3,66
	D31	80	38,3	0,10				6534,66	623,04	0,095	3,20	3,44
	D32	80	42,5	0,15				6926,95	806,16	0,116	3,20	3,29
	D41	70	33,5	0,10				6086,24	574,00	0,094	2,83	3,02
	D42	70	37,2	0,15				6442,10	733,99	0,114	2,89	2,97

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4321A	D01	110	52,7	0,10	1957,40	183,98	0,094	4229,85	480,14	0,114	4,44	4,47
	D02	110	58,4	0,15				4589,88	686,75	0,150	3,73	3,73
	D11	100	47,9	0,10				3923,54	443,02	0,113	4,12	4,15
	D12	100	53,1	0,15				4260,13	632,44	0,148	3,52	3,52
	D21	95	45,5	0,10				3767,99	423,59	0,112	3,95	3,97
	D22	95	50,4	0,15				4089,10	604,36	0,148	3,40	3,40
	D31	80	38,3	0,10				3293,15	366,04	0,111	3,29	3,31
	D32	80	42,5	0,15				3576,50	520,00	0,145	2,96	2,96
	D41	70	33,5	0,10				2969,13	326,61	0,110	2,74	2,75
	D42	70	37,2	0,15				3223,56	462,28	0,143	2,58	2,57

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4321B	D01	110	52,7	0,10	1944,20	206,41	0,106	4229,85	480,14	0,114	4,36	4,40
	D02	110	58,4	0,15				4589,88	686,75	0,150	3,72	3,69
	D11	100	47,9	0,10				3923,54	443,02	0,113	4,04	4,07
	D12	100	53,1	0,15				4260,13	632,44	0,148	3,51	3,49
	D21	95	45,5	0,10				3767,99	423,59	0,112	3,86	3,89
	D22	95	50,4	0,15				4089,10	604,36	0,148	3,39	3,36
	D31	80	38,3	0,10				3293,15	366,04	0,111	3,21	3,24
	D32	80	42,5	0,15				3576,50	520,00	0,145	2,95	2,92
	D41	70	33,5	0,10				2969,13	326,61	0,110	2,67	2,68
	D42	70	37,2	0,15				3223,56	462,28	0,143	2,57	2,54

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4321C	D01	110	52,7	0,10	1929,20	255,18	0,132	4229,85	480,14	0,114	4,10	4,23
	D02	110	58,4	0,15				4589,88	686,75	0,150	3,64	3,62
	D11	100	47,9	0,10				3923,54	443,02	0,113	3,77	3,90
	D12	100	53,1	0,15				4260,13	632,44	0,148	3,42	3,40
	D21	95	45,5	0,10				3767,99	423,59	0,112	3,59	3,72
	D22	95	50,4	0,15				4089,10	604,36	0,148	3,30	3,28
	D31	80	38,3	0,10				3293,15	366,04	0,111	2,97	3,06
	D32	80	42,5	0,15				3576,50	520,00	0,145	2,85	2,83
	D41	70	33,5	0,10				2969,13	326,61	0,110	2,46	2,52
	D42	70	37,2	0,15				3223,56	462,28	0,143	2,47	2,44

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4322A	D01	110	52,7	0,10	2425,40	222,97	0,092	4987,53	522,33	0,105	4,52	4,55
	D02	110	58,4	0,15				5334,09	720,46	0,135	3,87	3,88
	D11	100	47,9	0,10				4689,90	487,10	0,104	4,23	4,27
	D12	100	53,1	0,15				5016,75	667,99	0,133	3,70	3,70
	D21	95	45,5	0,10				4537,43	469,44	0,103	4,07	4,11
	D22	95	50,4	0,15				4850,96	640,94	0,132	3,59	3,60
	D31	80	38,3	0,10				4064,34	414,65	0,102	3,49	3,53
	D32	80	42,5	0,15				4348,03	561,41	0,129	3,20	3,21
	D41	70	33,5	0,10				3734,59	377,06	0,101	3,01	3,03
	D42	70	37,2	0,15				3994,41	507,32	0,127	2,86	2,86

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4322B	D01	110	52,7	0,10	2409,00	255,76	0,106	4987,53	522,33	0,105	4,39	4,46
	D02	110	58,4	0,15				5334,09	720,46	0,135	3,85	3,83
	D11	100	47,9	0,10				4689,90	487,10	0,104	4,10	4,18
	D12	100	53,1	0,15				5016,75	667,99	0,133	3,67	3,65
	D21	95	45,5	0,10				4537,43	469,44	0,103	3,94	4,02
	D22	95	50,4	0,15				4850,96	640,94	0,132	3,56	3,55
	D31	80	38,3	0,10				4064,34	414,65	0,102	3,37	3,43
	D32	80	42,5	0,15				4348,03	561,41	0,129	3,17	3,16
	D41	70	33,5	0,10				3734,59	377,06	0,101	2,90	2,95
	D42	70	37,2	0,15				3994,41	507,32	0,127	2,82	2,81

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4322C	D01	110	52,7	0,10	2390,50	316,19	0,132	4987,53	522,33	0,105	4,05	4,26
	D02	110	58,4	0,15				5334,09	720,46	0,135	3,72	3,73
	D11	100	47,9	0,10				4689,90	487,10	0,104	3,76	3,97
	D12	100	53,1	0,15				5016,75	667,99	0,133	3,52	3,54
	D21	95	45,5	0,10				4537,43	469,44	0,103	3,60	3,80
	D22	95	50,4	0,15				4850,96	640,94	0,132	3,41	3,43
	D31	80	38,3	0,10				4064,34	414,65	0,102	3,06	3,22
	D32	80	42,5	0,15				4348,03	561,41	0,129	3,01	3,03
	D41	70	33,5	0,10				3734,59	377,06	0,101	2,63	2,75
	D42	70	37,2	0,15				3994,41	507,32	0,127	2,67	2,68

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4323A	D01	110	52,7	0,10	3149,70	296,06	0,094	6198,35	599,33	0,097	4,58	4,63
	D02	110	58,4	0,15				6526,36	782,99	0,120	4,06	4,07
	D11	100	47,9	0,10				5906,62	568,03	0,096	4,32	4,38
	D12	100	53,1	0,15				6225,00	735,3	0,118	3,91	3,92
	D21	95	45,5	0,10				5753,30	552,07	0,096	4,18	4,23
	D22	95	50,4	0,15				6064,67	711,06	0,117	3,81	3,83
	D31	80	38,3	0,10				5269,12	500,25	0,095	3,67	3,72
	D32	80	42,5	0,15				5560,77	637,96	0,115	3,46	3,48
	D41	70	33,5	0,10				4929,00	463,74	0,094	3,26	3,31
	D42	70	37,2	0,15				5197,69	585,28	0,113	3,16	3,17

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4323B	D01	110	52,7	0,10	3128,50	332,14	0,106	6198,35	599,33	0,097	4,40	4,52
	D02	110	58,4	0,15				6526,36	782,99	0,120	4,00	4,00
	D11	100	47,9	0,10				5906,62	568,03	0,096	4,14	4,27
	D12	100	53,1	0,15				6225,00	735,3	0,118	3,84	3,85
	D21	95	45,5	0,10				5753,30	552,07	0,096	4,00	4,12
	D22	95	50,4	0,15				6064,67	711,06	0,117	3,74	3,76
	D31	80	38,3	0,10				5269,12	500,25	0,095	3,51	3,61
	D32	80	42,5	0,15				5560,77	637,96	0,115	3,38	3,40
	D41	70	33,5	0,10				4929,00	463,74	0,094	3,12	3,20
	D42	70	37,2	0,15				5197,69	585,28	0,113	3,08	3,10

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4323C	D01	110	52,7	0,10	3104,30	410,61	0,132	6198,35	599,33	0,097	3,97	4,28
	D02	110	58,4	0,15				6526,36	782,99	0,120	3,78	3,86
	D11	100	47,9	0,10				5906,62	568,03	0,096	3,73	4,02
	D12	100	53,1	0,15				6225,00	735,3	0,118	3,61	3,69
	D21	95	45,5	0,10				5753,30	552,07	0,096	3,59	3,87
	D22	95	50,4	0,15				6064,67	711,06	0,117	3,51	3,60
	D31	80	38,3	0,10				5269,12	500,25	0,095	3,14	3,37
	D32	80	42,5	0,15				5560,77	637,96	0,115	3,15	3,24
	D41	70	33,5	0,10				4929,00	463,74	0,094	2,79	2,97
	D42	70	37,2	0,15				5197,69	585,28	0,113	2,85	2,93

B - 2

Pilares $f_{ck} = 40$ MPa $\lambda = 35$

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4411A	D01	110	52,7	0,10	2406,90	226,24	0,094	5363,85	615,77	0,115	4,53	4,56
	D02	110	58,4	0,15				5853,50	887,96	0,152	3,78	3,78
	D11	100	47,9	0,10				4955,35	566,01	0,114	4,21	4,23
	D12	100	53,1	0,15				5410,56	815,93	0,151	3,57	3,57
	D21	95	45,5	0,10				4749,29	541,05	0,114	4,02	4,05
	D22	95	50,4	0,15				5181,53	778,57	0,150	3,45	3,45
	D31	80	38,3	0,10				4121,79	464,94	0,113	3,35	3,37
	D32	80	42,5	0,15				4500,18	667,59	0,148	3,00	3,00
	D41	70	33,5	0,10				3696,65	413,00	0,112	2,78	2,79
	D42	70	37,2	0,15				4034,67	591,94	0,147	2,60	2,60

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4411B	D01	110	52,7	0,10	2390,70	253,82	0,106	5363,85	615,77	0,115	4,45	4,49
	D02	110	58,4	0,15				5853,50	887,96	0,152	3,78	3,75
	D11	100	47,9	0,10				4955,35	566,01	0,114	4,12	4,16
	D12	100	53,1	0,15				5410,56	815,93	0,151	3,56	3,54
	D21	95	45,5	0,10				4749,29	541,05	0,114	3,94	3,97
	D22	95	50,4	0,15				5181,53	778,57	0,150	3,44	3,41
	D31	80	38,3	0,10				4121,79	464,94	0,113	3,27	3,29
	D32	80	42,5	0,15				4500,18	667,59	0,148	2,99	2,96
	D41	70	33,5	0,10				3696,65	413,00	0,112	2,71	2,72
	D42	70	37,2	0,15				4034,67	591,94	0,147	2,59	2,56

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4411C	D01	110	52,7	0,10	2372,20	313,78	0,132	5363,85	615,77	0,115	4,20	4,33
	D02	110	58,4	0,15				5853,50	887,96	0,152	3,71	3,68
	D11	100	47,9	0,10				4955,35	566,01	0,114	3,87	3,99
	D12	100	53,1	0,15				5410,56	815,93	0,151	3,49	3,46
	D21	95	45,5	0,10				4749,29	541,05	0,114	3,68	3,80
	D22	95	50,4	0,15				5181,53	778,57	0,150	3,36	3,33
	D31	80	38,3	0,10				4121,79	464,94	0,113	3,03	3,12
	D32	80	42,5	0,15				4500,18	667,59	0,148	2,90	2,87
	D41	70	33,5	0,10				3696,65	413,00	0,112	2,51	2,56
	D42	70	37,2	0,15				4034,67	591,94	0,147	2,51	2,47

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4412A	D01	110	52,7	0,10	2919,40	274,41	0,094	6184,25	657,31	0,106	4,60	4,64
	D02	110	58,4	0,15				6664,59	918,95	0,138	3,93	3,93
	D11	100	47,9	0,10				5783,59	608,42	0,105	4,31	4,35
	D12	100	53,1	0,15				6229,85	847,70	0,136	3,74	3,75
	D21	95	45,5	0,10				5579,80	584,31	0,105	4,14	4,18
	D22	95	50,4	0,15				6004,76	811,05	0,135	3,63	3,64
	D31	80	38,3	0,10				4957,23	511,34	0,103	3,54	3,57
	D32	80	42,5	0,15				5333,16	703,41	0,132	3,23	3,23
	D41	70	33,5	0,10				4530,64	461,37	0,102	3,04	3,06
	D42	70	37,2	0,15				4869,18	629,88	0,129	2,87	2,88

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4412B	D01	110	52,7	0,10	2899,70	307,85	0,106	6184,25	657,31	0,106	4,49	4,56
	D02	110	58,4	0,15				6664,59	918,95	0,138	3,91	3,89
	D11	100	47,9	0,10				5783,59	608,42	0,105	4,19	4,26
	D12	100	53,1	0,15				6229,85	847,70	0,136	3,72	3,70
	D21	95	45,5	0,10				5579,80	584,31	0,105	4,02	4,09
	D22	95	50,4	0,15				6004,76	811,05	0,135	3,60	3,59
	D31	80	38,3	0,10				4957,23	511,34	0,103	3,42	3,48
	D32	80	42,5	0,15				5333,16	703,41	0,132	3,19	3,18
	D41	70	33,5	0,10				4530,64	461,37	0,102	2,93	2,98
	D42	70	37,2	0,15				4869,18	629,88	0,129	2,84	2,82

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4412C	D01	110	52,7	0,10	2877,30	380,59	0,132	6184,25	657,31	0,106	4,16	4,36
	D02	110	58,4	0,15				6664,59	918,95	0,138	3,79	3,79
	D11	100	47,9	0,10				5783,59	608,42	0,105	3,86	4,06
	D12	100	53,1	0,15				6229,85	847,70	0,136	3,59	3,60
	D21	95	45,5	0,10				5579,80	584,31	0,105	3,69	3,89
	D22	95	50,4	0,15				6004,76	811,05	0,135	3,47	3,48
	D31	80	38,3	0,10				4957,23	511,34	0,103	3,12	3,28
	D32	80	42,5	0,15				5333,16	703,41	0,132	3,05	3,06
	D41	70	33,5	0,10				4530,64	461,37	0,102	2,66	2,78
	D42	70	37,2	0,15				4869,18	629,88	0,129	2,69	2,70

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4413A	D01	110	52,7	0,10	3747,70	352,26	0,094	7563,64	736,48	0,097	4,69	4,75
	D02	110	58,4	0,15				8185,83	1016,82	0,124	4,16	4,17
	D11	100	47,9	0,10				7171,52	692,44	0,097	4,42	4,48
	D12	100	53,1	0,15				7605,03	911,73	0,120	3,97	3,99
	D21	95	45,5	0,10				6969,64	670,32	0,096	4,27	4,33
	D22	95	50,4	0,15				7386,80	878,14	0,119	3,87	3,89
	D31	80	38,3	0,10				6343,51	601,94	0,095	3,75	3,80
	D32	80	42,5	0,15				6721,54	777,49	0,116	3,51	3,53
	D41	70	33,5	0,10				5911,79	554,70	0,094	3,32	3,37
	D42	70	37,2	0,15				6254,48	707,85	0,113	3,20	3,22

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4413B	D01	110	52,7	0,10	3722,50	395,20	0,106	7563,64	736,48	0,097	4,51	4,64
	D02	110	58,4	0,15				8185,83	1016,82	0,124	4,10	4,11
	D11	100	47,9	0,10				7171,52	692,44	0,097	4,24	4,37
	D12	100	53,1	0,15				7605,03	911,73	0,120	3,91	3,92
	D21	95	45,5	0,10				6969,64	670,32	0,096	4,09	4,22
	D22	95	50,4	0,15				7386,80	878,14	0,119	3,81	3,82
	D31	80	38,3	0,10				6343,51	601,94	0,095	3,58	3,69
	D32	80	42,5	0,15				6721,54	777,49	0,116	3,44	3,46
	D41	70	33,5	0,10				5911,79	554,70	0,094	3,17	3,26
	D42	70	37,2	0,15				6254,48	707,85	0,113	3,13	3,15

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4413C	D01	110	52,7	0,10	3693,70	488,57	0,132	7563,64	736,48	0,097	4,09	4,40
	D02	110	58,4	0,15				8185,83	1016,82	0,124	3,90	3,98
	D11	100	47,9	0,10				7171,52	692,44	0,097	3,83	4,13
	D12	100	53,1	0,15				7605,03	911,73	0,120	3,70	3,78
	D21	95	45,5	0,10				6969,64	670,32	0,096	3,68	3,97
	D22	95	50,4	0,15				7386,80	878,14	0,119	3,59	3,67
	D31	80	38,3	0,10				6343,51	601,94	0,095	3,20	3,44
	D32	80	42,5	0,15				6721,54	777,49	0,116	3,21	3,30
	D41	70	33,5	0,10				5911,79	554,70	0,094	2,83	3,03
	D42	70	37,2	0,15				6254,48	707,85	0,113	2,90	2,98

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4421A	D01	110	52,7	0,10	1849,70	173,86	0,094	4026,15	456,09	0,113	4,48	4,51
	D02	110	58,4	0,15				4368,60	651,19	0,149	3,76	3,76
	D11	100	47,9	0,10				3733,76	420,04	0,112	4,17	4,20
	D12	100	53,1	0,15				4053,53	599,27	0,148	3,56	3,56
	D21	95	45,5	0,10				3585,60	401,86	0,112	3,99	4,02
	D22	95	50,4	0,15				3890,35	572,31	0,147	3,44	3,44
	D31	80	38,3	0,10				3133,97	346,79	0,111	3,34	3,36
	D32	80	42,5	0,15				3402,15	491,76	0,145	3,01	3,00
	D41	70	33,5	0,10				2826,70	309,36	0,109	2,79	2,80
	D42	70	37,2	0,15				3067,05	437,30	0,143	2,62	2,62

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4421B	D01	110	52,7	0,10	1837,30	195,06	0,106	4026,15	456,09	0,113	4,40	4,44
	D02	110	58,4	0,15				4368,60	651,19	0,149	3,75	3,73
	D11	100	47,9	0,10				3733,76	420,04	0,112	4,08	4,12
	D12	100	53,1	0,15				4053,53	599,27	0,148	3,55	3,52
	D21	95	45,5	0,10				3585,60	401,86	0,112	3,90	3,94
	D22	95	50,4	0,15				3890,35	572,31	0,147	3,43	3,40
	D31	80	38,3	0,10				3133,97	346,79	0,111	3,26	3,29
	D32	80	42,5	0,15				3402,15	491,76	0,145	2,99	2,97
	D41	70	33,5	0,10				2826,70	309,36	0,109	2,72	2,73
	D42	70	37,2	0,15				3067,05	437,30	0,143	2,61	2,58

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4421C	D01	110	52,7	0,10	1823,10	241,14	0,132	4026,15	456,09	0,113	4,13	4,27
	D02	110	58,4	0,15				4368,60	651,19	0,149	3,67	3,65
	D11	100	47,9	0,10				3733,76	420,04	0,112	3,81	3,95
	D12	100	53,1	0,15				4053,53	599,27	0,148	3,46	3,44
	D21	95	45,5	0,10				3585,60	401,86	0,112	3,63	3,76
	D22	95	50,4	0,15				3890,35	572,31	0,147	3,33	3,32
	D31	80	38,3	0,10				3133,97	346,79	0,111	3,01	3,11
	D32	80	42,5	0,15				3402,15	491,76	0,145	2,89	2,87
	D41	70	33,5	0,10				2826,70	309,36	0,109	2,51	2,56
	D42	70	37,2	0,15				3067,05	437,30	0,143	2,51	2,48

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4422A	D01	110	52,7	0,10	2328,90	218,91	0,094	4782,44	499,50	0,104	4,52	4,56
	D02	110	58,4	0,15				5115,21	686,98	0,134	3,89	3,89
	D11	100	47,9	0,10				4497,51	464,59	0,103	4,24	4,28
	D12	100	53,1	0,15				4810,24	636,25	0,132	3,71	3,72
	D21	95	45,5	0,10				4352,08	448,01	0,103	4,08	4,12
	D22	95	50,4	0,15				4650,95	610,68	0,131	3,61	3,61
	D31	80	38,3	0,10				3902,09	395,79	0,101	3,51	3,54
	D32	80	42,5	0,15				4171,55	534,24	0,128	3,22	3,23
	D41	70	33,5	0,10				3589,58	360,21	0,100	3,03	3,05
	D42	70	37,2	0,15				3835,30	482,41	0,126	2,88	2,88

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4422B	D01	110	52,7	0,10	2313,20	245,59	0,106	4782,44	499,50	0,104	4,39	4,47
	D02	110	58,4	0,15				5115,21	686,98	0,134	3,86	3,85
	D11	100	47,9	0,10				4497,51	464,59	0,103	4,11	4,19
	D12	100	53,1	0,15				4810,24	636,25	0,132	3,68	3,67
	D21	95	45,5	0,10				4352,08	448,01	0,103	3,95	4,03
	D22	95	50,4	0,15				4650,95	610,68	0,131	3,57	3,56
	D31	80	38,3	0,10				3902,09	395,79	0,101	3,38	3,45
	D32	80	42,5	0,15				4171,55	534,24	0,128	3,18	3,17
	D41	70	33,5	0,10				3589,58	360,21	0,100	2,92	2,96
	D42	70	37,2	0,15				3835,30	482,41	0,126	2,84	2,83

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4422C	D01	110	52,7	0,10	2295,30	303,61	0,132	4782,44	499,50	0,104	4,05	4,26
	D02	110	58,4	0,15				5115,21	686,98	0,134	3,73	3,74
	D11	100	47,9	0,10				4497,51	464,59	0,103	3,76	3,98
	D12	100	53,1	0,15				4810,24	636,25	0,132	3,54	3,55
	D21	95	45,5	0,10				4352,08	448,01	0,103	3,60	3,81
	D22	95	50,4	0,15				4650,95	610,68	0,131	3,42	3,44
	D31	80	38,3	0,10				3902,09	395,79	0,101	3,07	3,24
	D32	80	42,5	0,15				4171,55	534,24	0,128	3,02	3,05
	D41	70	33,5	0,10				3589,58	360,21	0,100	2,64	2,76
	D42	70	37,2	0,15				3835,30	482,41	0,126	2,86	2,70

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4423A	D01	110	52,7	0,10	3053,10	286,97	0,094	5978,82	575,94	0,096	4,56	4,62
	D02	110	58,4	0,15				6294,15	750,17	0,119	4,06	4,07
	D11	100	47,9	0,10				5699,87	545,45	0,096	4,31	4,37
	D12	100	53,1	0,15				6004,56	704,47	0,117	3,91	3,92
	D21	95	45,5	0,10				5553,81	529,99	0,095	4,17	4,22
	D22	95	50,4	0,15				5850,45	680,95	0,116	3,81	3,83
	D31	80	38,3	0,10				5092,67	480,66	0,094	3,67	3,72
	D32	80	42,5	0,15				5370,27	610,56	0,114	3,47	3,48
	D41	70	33,5	0,10				4768,89	445,87	0,093	3,27	3,31
	D42	70	37,2	0,15				5024,45	560,60	0,112	3,16	3,18

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4423B	D01	110	52,7	0,10	3032,50	321,95	0,106	5978,82	575,94	0,096	4,38	4,51
	D02	110	58,4	0,15				6294,15	750,17	0,119	4,00	4,01
	D11	100	47,9	0,10				5699,87	545,45	0,096	4,13	4,26
	D12	100	53,1	0,15				6004,56	704,47	0,117	3,84	3,85
	D21	95	45,5	0,10				5553,81	529,99	0,095	3,99	4,11
	D22	95	50,4	0,15				5850,45	680,95	0,116	3,74	3,76
	D31	80	38,3	0,10				5092,67	480,66	0,094	3,50	3,61
	D32	80	42,5	0,15				5370,27	610,56	0,114	3,39	3,41
	D41	70	33,5	0,10				4768,89	445,87	0,093	3,12	3,21
	D42	70	37,2	0,15				5024,45	560,60	0,112	3,09	3,11

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4423C	D01	110	52,7	0,10	3009,10	398,02	0,132	5978,82	575,94	0,096	3,95	4,26
	D02	110	58,4	0,15				6294,15	750,17	0,119	3,78	3,86
	D11	100	47,9	0,10				5699,87	545,45	0,096	3,71	4,01
	D12	100	53,1	0,15				6004,56	704,47	0,117	3,60	3,69
	D21	95	45,5	0,10				5553,81	529,99	0,095	3,58	3,86
	D22	95	50,4	0,15				5850,45	680,95	0,116	3,50	3,60
	D31	80	38,3	0,10				5092,67	480,66	0,094	3,13	3,37
	D32	80	42,5	0,15				5370,27	610,56	0,114	3,15	3,24
	D41	70	33,5	0,10				4768,89	445,87	0,093	2,78	2,97
	D42	70	37,2	0,15				5024,45	560,60	0,112	2,85	2,94

B - 3**Pilares $f_{ck} = 40$ MPa $\lambda = 52$**

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4611A	D01	110	52,7	0,10	2083,70	195,86	0,094	4845,3	556,09	0,115	4,71	4,73
	D02	110	58,4	0,15				5285,58	800,94	0,152	3,90	3,91
	D11	100	47,9	0,10				4475,65	511,24	0,114	4,39	4,42
	D12	100	53,1	0,15				4885,96	735,40	0,151	3,70	3,70
	D21	95	45,5	0,10				4288,56	488,27	0,114	4,22	4,24
	D22	95	50,4	0,15				4678,48	702,02	0,150	3,58	3,59
	D31	80	38,3	0,10				3719,14	418,56	0,113	3,57	3,59
	D32	80	42,5	0,15				4060,67	601,22	0,148	3,15	3,15
	D41	70	33,5	0,10				3333,93	371,35	0,111	3,01	3,03
	D42	70	37,2	0,15				3638,38	531,88	0,146	2,77	2,77

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4611B	D01	110	52,7	0,10	2069,70	219,73	0,106	4845,3	556,09	0,115	4,63	4,66
	D02	110	58,4	0,15				5285,58	800,94	0,152	3,90	3,87
	D11	100	47,9	0,10				4475,65	511,24	0,114	4,31	4,35
	D12	100	53,1	0,15				4885,96	735,4	0,151	3,70	3,67
	D21	95	45,5	0,10				4288,56	488,27	0,114	4,13	4,17
	D22	95	50,4	0,15				4678,48	702,02	0,150	3,58	3,55
	D31	80	38,3	0,10				3719,14	418,56	0,113	3,49	3,52
	D32	80	42,5	0,15				4060,67	601,22	0,148	3,14	3,12
	D41	70	33,5	0,10				3333,93	371,35	0,111	2,94	2,96
	D42	70	37,2	0,15				3638,38	531,88	0,146	2,76	2,73

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4611C	D01	110	52,7	0,10	2053,70	271,64	0,132	4845,3	556,09	0,115	4,39	4,51
	D02	110	58,4	0,15				5285,58	800,94	0,152	3,83	3,81
	D11	100	47,9	0,10				4475,65	511,24	0,114	4,06	4,18
	D12	100	53,1	0,15				4885,96	735,4	0,151	3,62	3,60
	D21	95	45,5	0,10				4288,56	488,27	0,114	3,87	4,00
	D22	95	50,4	0,15				4678,48	702,02	0,150	3,50	3,47
	D31	80	38,3	0,10				3719,14	418,56	0,113	3,23	3,34
	D32	80	42,5	0,15				4060,67	601,22	0,148	3,05	3,03
	D41	70	33,5	0,10				3333,93	371,35	0,111	2,72	2,79
	D42	70	37,2	0,15				3638,38	531,88	0,146	2,67	2,64

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4612A	D01	110	52,7	0,10	2611,10	245,43	0,094	5611,09	594,99	0,106	4,68	4,72
	D02	110	58,4	0,15				6044,66	830,09	0,137	3,99	4,00
	D11	100	47,9	0,10				5248,05	550,85	0,105	4,39	4,43
	D12	100	53,1	0,15				5651,73	765,70	0,135	3,81	3,81
	D21	95	45,5	0,10				5064,23	528,65	0,104	4,23	4,27
	D22	95	50,4	0,15				5448,04	732,55	0,134	3,70	3,70
	D31	80	38,3	0,10				4502,70	461,19	0,102	3,65	3,69
	D32	80	42,5	0,15				4840,37	633,49	0,131	3,31	3,32
	D41	70	33,5	0,10				4119,85	416,33	0,101	3,15	3,18
	D42	70	37,2	0,15				4423,27	567,26	0,128	2,96	2,97

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4612B	D01	110	52,7	0,10	2593,50	275,34	0,106	5611,09	594,99	0,106	4,56	4,63
	D02	110	58,4	0,15				6044,66	830,09	0,137	3,97	3,95
	D11	100	47,9	0,10				5248,05	550,85	0,105	4,27	4,34
	D12	100	53,1	0,15				5651,73	765,70	0,135	3,78	3,77
	D21	95	45,5	0,10				5064,23	528,65	0,104	4,10	4,18
	D22	95	50,4	0,15				5448,04	732,55	0,134	3,67	3,66
	D31	80	38,3	0,10				4502,70	461,19	0,102	3,52	3,59
	D32	80	42,5	0,15				4840,37	633,49	0,131	3,28	3,27
	D41	70	33,5	0,10				4119,85	416,33	0,101	3,04	3,09
	D42	70	37,2	0,15				4423,27	567,26	0,128	2,93	2,92

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4612C	D01	110	52,7	0,10	2573,50	340,41	0,132	5611,09	594,99	0,106	4,23	4,44
	D02	110	58,4	0,15				6044,66	830,09	0,137	3,85	3,86
	D11	100	47,9	0,10				5248,05	550,85	0,105	3,93	4,14
	D12	100	53,1	0,15				5651,73	765,7	0,135	3,65	3,66
	D21	95	45,5	0,10				5064,23	528,65	0,104	3,77	3,97
	D22	95	50,4	0,15				5448,04	732,55	0,134	3,53	3,55
	D31	80	38,3	0,10				4502,70	461,19	0,102	3,20	3,38
	D32	80	42,5	0,15				4840,37	633,49	0,131	3,13	3,14
	D41	70	33,5	0,10				4119,85	416,33	0,101	2,76	2,89
	D42	70	37,2	0,15				4423,27	567,26	0,128	2,78	2,79

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4613A	D01	110	52,7	0,10	3439,40	323,39	0,094	6895,92	668,24	0,097	4,67	4,73
	D02	110	58,4	0,15				7315,32	885,97	0,121	4,14	4,15
	D11	100	47,9	0,10				6541,86	627,39	0,096	4,41	4,47
	D12	100	53,1	0,15				6934,72	824,56	0,119	3,97	3,99
	D21	95	45,5	0,10				6360,23	606,72	0,095	4,27	4,33
	D22	95	50,4	0,15				6736,87	793,40	0,118	3,88	3,89
	D31	80	38,3	0,10				5799,44	544,31	0,094	3,75	3,81
	D32	80	42,5	0,15				6138,31	701,67	0,114	3,52	3,54
	D41	70	33,5	0,10				5412,98	501,80	0,093	3,33	3,38
	D42	70	37,2	0,15				5719,83	638,46	0,112	3,22	3,24

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4613B	D01	110	52,7	0,10	3416,20	362,69	0,106	6895,92	668,24	0,097	4,49	4,62
	D02	110	58,4	0,15				7315,32	885,97	0,121	4,08	4,09
	D11	100	47,9	0,10				6541,86	627,39	0,096	4,23	4,36
	D12	100	53,1	0,15				6934,72	824,56	0,119	3,91	3,92
	D21	95	45,5	0,10				6360,23	606,72	0,095	4,08	4,21
	D22	95	50,4	0,15				6736,87	793,40	0,118	3,81	3,83
	D31	80	38,3	0,10				5799,44	544,31	0,094	3,58	3,69
	D32	80	42,5	0,15				6138,31	701,67	0,114	3,45	3,47
	D41	70	33,5	0,10				5412,98	501,80	0,093	3,18	3,28
	D42	70	37,2	0,15				5719,83	638,46	0,112	3,14	3,17

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4613C	D01	110	52,7	0,10	3389,80	448,38	0,132	6895,92	668,24	0,097	4,06	4,38
	D02	110	58,4	0,15				7315,32	885,97	0,121	3,87	3,95
	D11	100	47,9	0,10				6541,86	627,39	0,096	3,81	4,11
	D12	100	53,1	0,15				6934,72	824,56	0,119	3,69	3,77
	D21	95	45,5	0,10				6360,23	606,72	0,095	3,66	3,96
	D22	95	50,4	0,15				6736,87	793,40	0,118	3,58	3,67
	D31	80	38,3	0,10				5799,44	544,31	0,094	3,19	3,44
	D32	80	42,5	0,15				6138,31	701,67	0,114	3,21	3,30
	D41	70	33,5	0,10				5412,98	501,80	0,093	2,83	3,03
	D42	70	37,2	0,15				5719,83	638,46	0,112	2,90	2,99

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4621A	D01	110	52,7	0,10	1586,00	149,08	0,094	3441,64	386,23	0,112	4,51	4,53
	D02	110	58,4	0,15				3727,54	547,00	0,147	3,80	3,80
	D11	100	47,9	0,10				3194,34	355,81	0,111	4,19	4,22
	D12	100	53,1	0,15				3460,68	503,35	0,145	3,60	3,60
	D21	95	45,5	0,10				3069,22	340,80	0,111	4,01	4,04
	D22	95	50,4	0,15				3322,53	481,02	0,145	3,47	3,48
	D31	80	38,3	0,10				2688,32	294,11	0,109	3,37	3,40
	D32	80	42,5	0,15				2911,23	413,93	0,142	3,04	3,04
	D41	70	33,5	0,10				2430,05	262,68	0,108	2,83	2,85
	D42	70	37,2	0,15				2629,68	367,90	0,140	2,66	2,66

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4621B	D01	110	52,7	0,10	1575,30	167,25	0,106	3441,64	386,23	0,112	4,42	4,46
	D02	110	58,4	0,15				3727,54	547,00	0,147	3,79	3,77
	D11	100	47,9	0,10				3194,34	355,81	0,111	4,10	4,14
	D12	100	53,1	0,15				3460,68	503,35	0,145	3,58	3,56
	D21	95	45,5	0,10				3069,22	340,80	0,111	3,92	3,96
	D22	95	50,4	0,15				3322,53	481,02	0,145	3,46	3,44
	D31	80	38,3	0,10				2688,32	294,11	0,109	3,28	3,32
	D32	80	42,5	0,15				2911,23	413,93	0,142	3,03	3,00
	D41	70	33,5	0,10				2430,05	262,68	0,108	2,76	2,77
	D42	70	37,2	0,15				2629,68	367,90	0,140	2,65	2,62

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4621C	D01	110	52,7	0,10	1563,10	206,75	0,132	3441,64	386,23	0,112	4,14	4,29
	D02	110	58,4	0,15				3727,54	547,00	0,147	3,70	3,69
	D11	100	47,9	0,10				3194,34	355,81	0,111	3,82	3,97
	D12	100	53,1	0,15				3460,68	503,35	0,145	3,49	3,47
	D21	95	45,5	0,10				3069,22	340,80	0,111	3,64	3,78
	D22	95	50,4	0,15				3322,53	481,02	0,145	3,36	3,35
	D31	80	38,3	0,10				2688,32	294,11	0,109	3,03	3,14
	D32	80	42,5	0,15				2911,23	413,93	0,142	2,92	2,90
	D41	70	33,5	0,10				2430,05	262,68	0,108	2,53	2,60
	D42	70	37,2	0,15				2629,68	367,90	0,140	2,54	2,52

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4622A	D01	110	52,7	0,10	2068,90	194,47	0,094	4203,37	433,25	0,103	4,51	4,56
	D02	110	58,4	0,15				4490,53	590,13	0,131	3,92	3,93
	D11	100	47,9	0,10				3955,09	403,69	0,102	4,23	4,28
	D12	100	53,1	0,15				4225,31	546,80	0,129	3,74	3,75
	D21	95	45,5	0,10				3831,61	388,57	0,101	4,08	4,12
	D22	95	50,4	0,15				4087,39	524,49	0,128	3,64	3,65
	D31	80	38,3	0,10				3447,24	343,73	0,100	3,52	3,56
	D32	80	42,5	0,15				3675,01	458,79	0,125	3,25	3,26
	D41	70	33,5	0,10				3182,95	313,15	0,098	3,06	3,09
	D42	70	37,2	0,15				3389,15	414,57	0,122	2,92	2,92

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4622B	D01	110	52,7	0,10	2055,00	218,17	0,106	4203,37	433,25	0,103	4,38	4,46
	D02	110	58,4	0,15				4490,53	590,13	0,131	3,89	3,88
	D11	100	47,9	0,10				3955,09	403,69	0,102	4,09	4,18
	D12	100	53,1	0,15				4225,31	546,80	0,129	3,70	3,70
	D21	95	45,5	0,10				3831,61	388,57	0,101	3,94	4,02
	D22	95	50,4	0,15				4087,39	524,49	0,128	3,60	3,59
	D31	80	38,3	0,10				3447,24	343,73	0,100	3,39	3,46
	D32	80	42,5	0,15				3675,01	458,79	0,125	3,21	3,20
	D41	70	33,5	0,10				3182,95	313,15	0,098	2,94	2,99
	D42	70	37,2	0,15				3389,15	414,57	0,122	2,87	2,87

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4622C	D01	110	52,7	0,10	2039,10	269,72	0,132	4203,37	433,25	0,103	4,02	4,25
	D02	110	58,4	0,15				4490,53	590,13	0,131	3,74	3,77
	D11	100	47,9	0,10				3955,09	403,69	0,102	3,73	3,97
	D12	100	53,1	0,15				4225,31	546,80	0,129	3,54	3,58
	D21	95	45,5	0,10				3831,61	388,57	0,101	3,58	3,80
	D22	95	50,4	0,15				4087,39	524,49	0,128	3,43	3,46
	D31	80	38,3	0,10				3447,24	343,73	0,100	3,06	3,24
	D32	80	42,5	0,15				3675,01	458,79	0,125	3,03	3,07
	D41	70	33,5	0,10				3182,95	313,15	0,098	2,65	2,79
	D42	70	37,2	0,15				3389,15	414,57	0,122	2,70	2,73

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4623A	D01	110	52,7	0,10	2793,10	262,54	0,094	5362,20	510,88	0,095	4,49	4,55
	D02	110	58,4	0,15				5639,89	659,43	0,117	4,04	4,05
	D11	100	47,9	0,10				5118,25	483,56	0,094	4,24	4,30
	D12	100	53,1	0,15				5383,48	618,06	0,115	3,88	3,90
	D21	95	45,5	0,10				4992,27	469,97	0,094	4,10	4,16
	D22	95	50,4	0,15				5248,26	597,90	0,114	3,79	3,81
	D31	80	38,3	0,10				4595,59	427,23	0,093	3,62	3,67
	D32	80	42,5	0,15				4832,63	535,70	0,111	3,45	3,47
	D41	70	33,5	0,10				4316,91	397,39	0,092	3,23	3,28
	D42	70	37,2	0,15				4535,75	493,46	0,109	3,15	3,17

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4623B	D01	110	52,7	0,10	2774,30	294,53	0,106	5362,20	510,88	0,095	4,30	4,43
	D02	110	58,4	0,15				5639,89	659,43	0,117	3,96	3,98
	D11	100	47,9	0,10				5118,25	483,56	0,094	4,05	4,19
	D12	100	53,1	0,15				5383,48	618,06	0,115	3,81	3,83
	D21	95	45,5	0,10				4992,27	469,97	0,094	3,96	4,05
	D22	95	50,4	0,15				5248,26	597,90	0,114	3,71	3,73
	D31	80	38,3	0,10				4595,59	427,23	0,093	3,45	3,56
	D32	80	42,5	0,15				4832,63	535,70	0,111	3,36	3,39
	D41	70	33,5	0,10				4316,91	397,39	0,092	3,08	3,17
	D42	70	37,2	0,15				4535,75	493,46	0,109	3,07	3,09

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P4623C	D01	110	52,7	0,10	2752,90	364,13	0,132	5362,20	510,88	0,095	3,86	4,18
	D02	110	58,4	0,15				5639,89	659,43	0,117	3,73	3,83
	D11	100	47,9	0,10				5118,25	483,56	0,094	3,63	3,93
	D12	100	53,1	0,15				5383,48	618,06	0,115	3,56	3,66
	D21	95	45,5	0,10				4992,27	469,97	0,094	3,50	3,79
	D22	95	50,4	0,15				5248,26	597,90	0,114	3,45	3,56
	D31	80	38,3	0,10				4595,59	427,23	0,093	3,07	3,31
	D32	80	42,5	0,15				4832,63	535,70	0,111	3,11	3,22
	D41	70	33,5	0,10				4316,91	397,39	0,092	2,74	2,93
	D42	70	37,2	0,15				4535,75	493,46	0,109	2,82	2,92

**ANEXO C – ÍNDICES DE CONFIABILIDADE DOS PILARES
ANALISADOS COM RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À
COMPRESSÃO DE 50 MPA**

C - 1**Pilares $f_{ck} = 50$ MPa $\lambda = 26$**

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5311A	E01	110	65,8	0,10	3064,30	288,03	0,094	6802,13	798,01	0,117	4,43	4,45
	E02	110	73,0	0,15				7459,62	1152,72	0,155	3,72	3,72
	E11	100	59,8	0,10				6260,51	731,15	0,117	4,09	4,12
	E12	100	66,4	0,15				6872,05	1062,25	0,155	3,48	3,48
	E21	95	56,9	0,10				5996,79	698,89	0,117	3,91	3,93
	E22	95	63,1	0,15				6574,63	1014,54	0,154	3,35	3,35
	E31	80	47,9	0,10				5171,11	598,17	0,116	3,21	3,22
	E32	80	53,1	0,15				5663,00	865,75	0,153	2,88	2,87
	E41	70	41,9	0,10				4613,12	530,26	0,115	2,61	2,61
	E42	70	46,5	0,15				5053,12	766,35	0,152	2,46	2,46

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5311B	E01	110	65,8	0,10	3043,70	323,14	0,106	6802,13	798,01	0,117	4,36	4,35
	E02	110	73,0	0,15				7459,62	1152,72	0,155	3,72	3,70
	E11	100	59,8	0,10				6260,51	731,15	0,117	4,02	4,01
	E12	100	66,4	0,15				6872,05	1062,25	0,155	3,48	3,45
	E21	95	56,9	0,10				5996,79	698,89	0,117	3,82	3,83
	E22	95	63,1	0,15				6574,63	1014,54	0,154	3,35	3,32
	E31	80	47,9	0,10				5171,11	598,17	0,116	3,14	3,13
	E32	80	53,1	0,15				5663,00	865,75	0,153	2,87	2,84
	E41	70	41,9	0,10				4613,12	530,26	0,115	2,56	2,54
	E42	70	46,5	0,15				5053,12	766,35	0,152	2,46	2,43

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5311C	E01	110	65,8	0,10	3020,10	399,47	0,132	6802,13	798,01	0,117	4,13	4,24
	E02	110	73,0	0,15				7459,62	1152,72	0,155	3,65	3,63
	E11	100	59,8	0,10				6260,51	731,15	0,117	3,78	3,89
	E12	100	66,4	0,15				6872,05	1062,25	0,155	3,41	3,38
	E21	95	56,9	0,10				5996,79	698,89	0,117	3,60	3,70
	E22	95	63,1	0,15				6574,63	1014,54	0,154	3,28	3,25
	E31	80	47,9	0,10				5171,11	598,17	0,116	2,92	2,99
	E32	80	53,1	0,15				5663,00	865,75	0,153	2,79	2,76
	E41	70	41,9	0,10				4613,12	530,26	0,115	2,38	2,40
	E42	70	46,5	0,15				5053,12	766,35	0,152	2,38	2,34

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5312A	E01	110	65,8	0,10	3576,90	336,21	0,094	7683,22	846,27	0,110	4,53	4,57
	E02	110	73,0	0,15				8337,22	1184,22	0,142	3,89	3,90
	E11	100	59,8	0,10				7139,15	780,24	0,109	4,22	4,25
	E12	100	66,4	0,15				7751,34	1099,51	0,142	3,66	3,66
	E21	95	56,9	0,10				6873,75	748,84	0,109	4,04	4,08
	E22	95	63,1	0,15				7453,09	1053,42	0,141	3,53	3,54
	E31	80	47,9	0,10				6040,60	648,75	0,107	3,40	3,43
	E32	80	53,1	0,15				6535,91	907,67	0,139	3,09	3,09
	E41	70	41,9	0,10				5476,81	581,02	0,106	2,87	2,89
	E42	70	46,5	0,15				5920,02	809,60	0,137	2,71	2,71

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5312B	E01	110	65,8	0,10	3552,80	377,19	0,106	7683,22	846,27	0,110	4,43	4,49
	E02	110	73,0	0,15				8337,22	1184,22	0,142	3,87	3,86
	E11	100	59,8	0,10				7139,15	780,24	0,109	4,11	4,17
	E12	100	66,4	0,15				7751,34	1099,51	0,142	3,64	3,62
	E21	95	56,9	0,10				6873,75	748,84	0,109	3,94	3,99
	E22	95	63,1	0,15				7453,09	1053,42	0,141	3,51	3,50
	E31	80	47,9	0,10				6040,60	648,75	0,107	3,31	3,35
	E32	80	53,1	0,15				6535,91	907,67	0,139	3,07	3,05
	E41	70	41,9	0,10				5476,81	581,02	0,106	2,79	2,81
	E42	70	46,5	0,15				5920,02	809,60	0,137	2,69	2,66

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5312C	E01	110	65,8	0,10	3525,30	466,30	0,132	7683,22	846,27	0,110	4,14	4,31
	E02	110	73,0	0,15				8337,22	1184,22	0,142	3,77	3,77
	E11	100	59,8	0,10				7139,15	780,24	0,109	3,82	3,98
	E12	100	66,4	0,15				7751,34	1099,51	0,142	3,53	3,53
	E21	95	56,9	0,10				6873,75	748,84	0,109	3,64	3,80
	E22	95	63,1	0,15				7453,09	1053,42	0,141	3,40	3,40
	E31	80	47,9	0,10				6040,60	648,75	0,107	3,03	3,16
	E32	80	53,1	0,15				6535,91	907,67	0,139	2,95	2,94
	E41	70	41,9	0,10				5476,81	581,02	0,106	2,55	2,63
	E42	70	46,5	0,15				5920,02	809,60	0,137	2,57	2,56

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5313A	E01	110	65,8	0,10	4408,90	414,42	0,094	9122,83	933,05	0,102	4,64	4,69
	E02	110	73,0	0,15				9768,48	1244,78	0,127	4,11	4,13
	E11	100	59,8	0,10				8576,62	870,74	0,102	4,34	4,39
	E12	100	66,4	0,15				9187,69	1168,02	0,127	3,88	3,90
	E21	95	56,9	0,10				8309,16	839,83	0,101	4,19	4,24
	E22	95	63,1	0,15				8890,01	1125,73	0,127	3,76	3,78
	E31	80	47,9	0,10				7467,11	741,26	0,099	3,63	3,67
	E32	80	53,1	0,15				7967,05	985,59	0,124	3,36	3,37
	E41	70	41,9	0,10				6895,28	674,47	0,098	3,17	3,21
	E42	70	46,5	0,15				7344,12	888,98	0,121	3,03	3,04

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5313B	E01	110	65,8	0,10	4379,20	464,93	0,106	9122,83	933,05	0,102	4,49	4,59
	E02	110	73,0	0,15				9768,48	1244,78	0,127	4,07	4,07
	E11	100	59,8	0,10				8576,62	870,74	0,102	4,20	4,30
	E12	100	66,4	0,15				9187,69	1168,02	0,127	3,84	3,84
	E21	95	56,9	0,10				8309,16	839,83	0,101	4,04	4,14
	E22	95	63,1	0,15				8890,01	1125,73	0,127	3,72	3,72
	E31	80	47,9	0,10				7467,11	741,26	0,099	3,49	3,57
	E32	80	53,1	0,15				7967,05	985,59	0,124	3,31	3,31
	E41	70	41,9	0,10				6895,28	674,47	0,098	3,05	3,12
	E42	70	46,5	0,15				7344,12	888,98	0,121	2,98	2,98

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5313C	E01	110	65,8	0,10	4345,30	574,76	0,132	9122,83	933,05	0,102	4,12	4,38
	E02	110	73,0	0,15				9768,48	1244,78	0,127	3,90	3,95
	E11	100	59,8	0,10				8576,62	870,74	0,102	3,83	4,07
	E12	100	66,4	0,15				9187,69	1168,02	0,127	3,67	3,72
	E21	95	56,9	0,10				8309,16	839,83	0,101	3,68	3,92
	E22	95	63,1	0,15				8890,01	1125,73	0,127	3,54	3,59
	E31	80	47,9	0,10				7467,11	741,26	0,099	3,15	3,35
	E32	80	53,1	0,15				7967,05	985,59	0,124	3,13	3,17
	E41	70	41,9	0,10				6895,28	674,47	0,098	2,75	2,90
	E42	70	46,5	0,15				7344,12	888,98	0,121	2,79	2,83

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5321A	E01	110	65,8	0,10	2358,60	221,70	0,094	5158,72	599,30	0,116	4,41	4,43
	E02	110	73,0	0,15				5630,27	860,04	0,153	3,71	3,71
	E11	100	59,8	0,10				4763,72	550,98	0,116	4,08	4,10
	E12	100	66,4	0,15				5202,75	793,10	0,152	3,48	3,48
	E21	95	56,9	0,10				4570,62	527,62	0,115	3,89	3,92
	E22	95	63,1	0,15				4986,41	758,38	0,152	3,35	3,35
	E31	80	47,9	0,10				3963,73	453,96	0,115	3,21	3,23
	E32	80	53,1	0,15				4320,58	650,76	0,151	2,88	2,88
	E41	70	41,9	0,10				3551,82	403,70	0,114	2,63	2,64
	E42	70	46,5	0,15				3872,38	578,29	0,149	2,48	2,47

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5321B	E01	110	65,8	0,10	2342,80	248,73	0,106	5158,72	599,30	0,116	4,33	4,49
	E02	110	73,0	0,15				5630,27	860,04	0,153	3,70	3,76
	E11	100	59,8	0,10				4763,72	550,98	0,116	4,00	4,16
	E12	100	66,4	0,15				5202,75	793,10	0,152	3,47	3,53
	E21	95	56,9	0,10				4570,62	527,62	0,115	3,81	3,98
	E22	95	63,1	0,15				4986,41	758,38	0,152	3,34	3,41
	E31	80	47,9	0,10				3963,73	453,96	0,115	3,14	3,31
	E32	80	53,1	0,15				4320,58	650,76	0,151	2,88	2,95
	E41	70	41,9	0,10				3551,82	403,70	0,114	2,58	2,74
	E42	70	46,5	0,15				3872,38	578,29	0,149	2,47	2,55

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5321C	E01	110	65,8	0,10	2324,60	307,49	0,132	5158,72	599,30	0,116	4,09	4,21
	E02	110	73,0	0,15				5630,27	860,04	0,153	3,63	3,60
	E11	100	59,8	0,10				4763,72	550,98	0,116	3,75	3,87
	E12	100	66,4	0,15				5202,75	793,10	0,152	3,40	3,37
	E21	95	56,9	0,10				4570,62	527,62	0,115	3,57	3,68
	E22	95	63,1	0,15				4986,41	758,38	0,152	3,27	3,24
	E31	80	47,9	0,10				3963,73	453,96	0,115	2,92	2,99
	E32	80	53,1	0,15				4320,58	650,76	0,151	2,79	2,76
	E41	70	41,9	0,10				3551,82	403,70	0,114	2,39	2,42
	E42	70	46,5	0,15				3872,38	578,29	0,149	2,39	2,35

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5322A	E01	110	65,8	0,10	2845,10	267,42	0,094	5973,38	652,92	0,109	4,46	4,49
	E02	110	73,0	0,15				6454,6	911,89	0,141	3,82	3,83
	E11	100	59,8	0,10				5570,05	604,29	0,108	4,15	4,18
	E12	100	66,4	0,15				6010,67	845,20	0,141	3,60	3,61
	E21	95	56,9	0,10				5373,25	580,51	0,108	3,98	4,01
	E22	95	63,1	0,15				5799,09	810,11	0,140	3,49	3,49
	E31	80	47,9	0,10				4753,18	505,88	0,106	3,37	3,39
	E32	80	53,1	0,15				5118,84	701,11	0,137	3,06	3,06
	E41	70	41,9	0,10				4332,20	455,23	0,105	2,85	2,87
	E42	70	46,5	0,15				4661,01	627,06	0,135	2,70	2,70

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5322B	E01	110	65,8	0,10	2825,90	300,01	0,106	5973,38	652,92	0,109	4,35	4,41
	E02	110	73,0	0,15				6454,6	911,89	0,141	3,80	3,79
	E11	100	59,8	0,10				5570,05	604,29	0,108	4,04	4,10
	E12	100	66,4	0,15				6010,67	845,20	0,141	3,58	3,57
	E21	95	56,9	0,10				5373,25	580,51	0,108	3,87	3,93
	E22	95	63,1	0,15				5799,09	810,11	0,140	3,47	3,45
	E31	80	47,9	0,10				4753,18	505,88	0,106	3,27	3,31
	E32	80	53,1	0,15				5118,84	701,11	0,137	3,04	3,02
	E41	70	41,9	0,10				4332,20	455,23	0,105	2,77	2,79
	E42	70	46,5	0,15				4661,01	627,06	0,135	2,68	2,65

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5322C	E01	110	65,8	0,10	2804,10	370,91	0,132	5973,38	652,92	0,109	4,05	4,23
	E02	110	73,0	0,15				6454,6	911,89	0,141	3,70	3,70
	E11	100	59,8	0,10				5570,05	604,29	0,108	3,74	3,91
	E12	100	66,4	0,15				6010,67	845,20	0,141	3,47	3,47
	E21	95	56,9	0,10				5373,25	580,51	0,108	3,58	3,74
	E22	95	63,1	0,15				5799,09	810,11	0,140	3,35	3,35
	E31	80	47,9	0,10				4753,18	505,88	0,106	2,99	3,12
	E32	80	53,1	0,15				5118,84	701,11	0,137	2,91	2,91
	E41	70	41,9	0,10				4332,20	455,23	0,105	2,53	2,61
	E42	70	46,5	0,15				4661,01	627,06	0,135	2,55	2,54

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5223A	E01	110	65,8	0,10	3580,60	336,56	0,094	7224,06	738,87	0,102	4,51	4,56
	E02	110	73,0	0,15				7716,77	991,05	0,128	3,98	3,99
	E11	100	59,8	0,10				6812,05	689,86	0,101	4,23	4,28
	E12	100	66,4	0,15				7272,62	923,90	0,127	3,78	3,79
	E21	95	56,9	0,10				6610,62	665,89	0,101	4,08	4,13
	E22	95	63,1	0,15				7047,08	888,78	0,126	3,68	3,69
	E31	80	47,9	0,10				5976,03	590,92	0,099	3,55	3,59
	E32	80	53,1	0,15				6351,59	778,43	0,123	3,30	3,31
	E41	70	41,9	0,10				5543,57	540,23	0,097	3,12	3,15
	E42	70	46,5	0,15				5881,99	704,49	0,120	2,98	2,99

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5323B	E01	110	65,8	0,10	3556,50	377,58	0,106	7224,06	738,87	0,102	4,37	4,46
	E02	110	73,0	0,15				7716,77	991,05	0,128	3,94	3,94
	E11	100	59,8	0,10				6812,05	689,86	0,101	4,09	4,18
	E12	100	66,4	0,15				7272,62	923,90	0,127	3,74	3,74
	E21	95	56,9	0,10				6610,62	665,89	0,101	3,94	4,03
	E22	95	63,1	0,15				7047,08	888,78	0,126	3,63	3,63
	E31	80	47,9	0,10				5976,03	590,92	0,099	3,41	3,49
	E32	80	53,1	0,15				6351,59	778,43	0,123	3,25	3,25
	E41	70	41,9	0,10				5543,57	540,23	0,097	2,99	3,06
	E42	70	46,5	0,15				5881,99	704,49	0,120	2,93	2,93

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5323C	E01	110	65,8	0,10	3529,00	466,79	0,132	7224,06	738,87	0,102	4,00	4,24
	E02	110	73,0	0,15				7716,77	991,05	0,128	3,77	3,82
	E11	100	59,8	0,10				6812,05	689,86	0,101	3,72	3,96
	E12	100	66,4	0,15				7272,62	923,90	0,127	3,57	3,61
	E21	95	56,9	0,10				6610,62	665,89	0,101	3,58	3,81
	E22	95	63,1	0,15				7047,08	888,78	0,126	3,45	3,50
	E31	80	47,9	0,10				5976,03	590,92	0,099	3,08	3,27
	E32	80	53,1	0,15				6351,59	778,43	0,123	3,06	3,11
	E41	70	41,9	0,10				5543,57	540,23	0,097	2,70	2,84
	E42	70	46,5	0,15				5881,99	704,49	0,120	2,74	2,79

C - 2

Pilares $f_{ck} = 50$ MPa $\lambda = 35$

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5411A	E01	110	65,8	0,10	2919,40	274,41	0,094	6530,63	759,08	0,116	4,50	4,52
	E02	110	73,0	0,15				7151,13	1095,13	0,153	3,77	3,77
	E11	100	59,8	0,10				6018,72	697,70	0,116	4,16	4,18
	E12	100	66,4	0,15				6595,91	1008,79	0,153	3,54	3,54
	E21	95	56,9	0,10				5769,17	667,62	0,116	3,97	4,00
	E22	95	63,1	0,15				6315,09	964,08	0,153	3,41	3,41
	E31	80	47,9	0,10				4984,03	573,42	0,115	3,28	3,30
	E32	80	53,1	0,15				5451,64	825,95	0,152	2,94	2,94
	E41	70	41,9	0,10				4451,62	508,99	0,114	2,69	2,70
	E42	70	46,5	0,15				4871,30	733,37	0,151	2,52	2,52

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5411B	E01	110	65,8	0,10	2899,70	307,85	0,106	6530,63	759,08	0,116	4,42	4,45
	E02	110	73,0	0,15				7151,13	1095,13	0,153	3,77	3,74
	E11	100	59,8	0,10				6018,72	697,70	0,116	4,08	4,11
	E12	100	66,4	0,15				6595,91	1008,79	0,153	3,53	3,51
	E21	95	56,9	0,10				5769,17	667,62	0,116	3,90	3,93
	E22	95	63,1	0,15				6315,09	964,08	0,153	3,41	3,38
	E31	80	47,9	0,10				4984,03	573,42	0,115	3,21	3,23
	E32	80	53,1	0,15				5451,64	825,95	0,152	2,93	2,90
	E41	70	41,9	0,10				4451,62	508,99	0,114	2,63	2,63
	E42	70	46,5	0,15				4871,30	733,37	0,151	2,52	2,49

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5411C	E01	110	65,8	0,10	2877,30	380,59	0,132	6530,63	759,08	0,116	4,19	4,30
	E02	110	73,0	0,15				7151,13	1095,13	0,153	3,70	3,67
	E11	100	59,8	0,10				6018,72	697,70	0,116	3,84	3,95
	E12	100	66,4	0,15				6595,91	1008,79	0,153	3,46	3,44
	E21	95	56,9	0,10				5769,17	667,62	0,116	3,65	3,76
	E22	95	63,1	0,15				6315,09	964,08	0,153	3,33	3,30
	E31	80	47,9	0,10				4984,03	573,42	0,115	2,99	3,06
	E32	80	53,1	0,15				5451,64	825,95	0,152	2,85	2,82
	E41	70	41,9	0,10				4451,62	508,99	0,114	2,45	2,48
	E42	70	46,5	0,15				4871,30	733,37	0,151	2,44	2,40

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5412A	E01	110	65,8	0,10	3435,70	322,94	0,094	7397,75	807,50	0,109	4,58	4,61
	E02	110	73,0	0,15				8020,5	1133,28	0,141	3,91	3,92
	E11	100	59,8	0,10				6881,88	746,71	0,109	4,26	4,30
	E12	100	66,4	0,15				7462,12	1048,44	0,141	3,70	3,70
	E21	95	56,9	0,10				6629,71	716,48	0,108	4,09	4,12
	E22	95	63,1	0,15				7179,39	1004,70	0,140	3,57	3,58
	E31	80	47,9	0,10				5835,73	622,94	0,107	3,45	3,48
	E32	80	53,1	0,15				6307,68	868,05	0,138	3,13	3,14
	E41	70	41,9	0,10				5295,44	558,92	0,106	2,92	2,94
	E42	70	46,5	0,15				5719,79	776,40	0,136	2,75	2,75

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5412B	E01	110	65,8	0,10	3412,60	362,30	0,106	7397,75	807,50	0,109	4,47	4,53
	E02	110	73,0	0,15				8020,5	1133,28	0,141	3,90	3,88
	E11	100	59,8	0,10				6881,88	746,71	0,109	4,15	4,21
	E12	100	66,4	0,15				7462,12	1048,44	0,141	3,68	3,66
	E21	95	56,9	0,10				6629,71	716,48	0,108	3,98	4,04
	E22	95	63,1	0,15				7179,39	1004,70	0,140	3,55	3,54
	E31	80	47,9	0,10				5835,73	622,94	0,107	3,35	3,40
	E32	80	53,1	0,15				6307,68	868,05	0,138	3,11	3,09
	E41	70	41,9	0,10				5295,44	558,92	0,106	2,83	2,86
	E42	70	46,5	0,15				5719,79	776,40	0,136	2,73	2,71

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5412C	E01	110	65,8	0,10	3386,20	447,89	0,132	7397,75	807,50	0,109	4,17	4,35
	E02	110	73,0	0,15				8020,5	1133,28	0,141	3,79	3,79
	E11	100	59,8	0,10				6881,88	746,71	0,109	3,85	4,02
	E12	100	66,4	0,15				7462,12	1048,44	0,141	3,57	3,56
	E21	95	56,9	0,10				6629,71	716,48	0,108	3,68	3,85
	E22	95	63,1	0,15				7179,39	1004,7	0,140	3,44	3,44
	E31	80	47,9	0,10				5835,73	622,94	0,107	3,07	3,20
	E32	80	53,1	0,15				6307,68	868,05	0,138	2,98	2,98
	E41	70	41,9	0,10				5295,44	558,92	0,106	2,59	2,68
	E42	70	46,5	0,15				5719,79	776,40	0,136	2,61	2,60

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5413A	E01	110	65,8	0,10	4271,40	401,49	0,094	8818,25	895,94	0,102	4,65	4,70
	E02	110	73,0	0,15				9440,39	1200,62	0,127	4,11	4,12
	E11	100	59,8	0,10				8297,88	836,06	0,101	4,36	4,41
	E12	100	66,4	0,15				8881,26	1121,01	0,126	3,90	3,91
	E21	95	56,9	0,10				8043,14	806,71	0,100	4,21	4,26
	E22	95	63,1	0,15				8596,57	1078,67	0,125	3,79	3,80
	E31	80	47,9	0,10				7238,38	713,84	0,099	3,65	3,70
	E32	80	53,1	0,15				7715,28	945,23	0,123	3,38	3,40
	E41	70	41,9	0,10				6689,40	650,41	0,097	3,20	3,23
	E42	70	46,5	0,15				7119,74	854,27	0,120	3,05	3,07

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5413B	E01	110	65,8	0,10	4242,60	450,42	0,106	8818,25	895,94	0,102	4,50	4,61
	E02	110	73,0	0,15				9440,39	1200,62	0,127	4,07	4,07
	E11	100	59,8	0,10				8297,88	836,06	0,101	4,21	4,32
	E12	100	66,4	0,15				8881,26	1121,01	0,126	3,85	3,86
	E21	95	56,9	0,10				8043,14	806,71	0,100	4,06	4,16
	E22	95	63,1	0,15				8596,57	1078,67	0,125	3,74	3,74
	E31	80	47,9	0,10				7238,38	713,84	0,099	3,51	3,60
	E32	80	53,1	0,15				7715,28	945,23	0,123	3,33	3,34
	E41	70	41,9	0,10				6689,40	650,41	0,097	3,07	3,14
	E42	70	46,5	0,15				7119,74	854,27	0,120	3,00	3,00

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5413C	E01	110	65,8	0,10	4209,80	556,84	0,132	8818,25	895,94	0,102	4,13	4,39
	E02	110	73,0	0,15				9440,39	1200,62	0,127	3,90	3,95
	E11	100	59,8	0,10				8297,88	836,06	0,101	3,84	4,09
	E12	100	66,4	0,15				8881,26	1121,01	0,126	3,68	3,73
	E21	95	56,9	0,10				8043,14	806,71	0,100	3,68	3,93
	E22	95	63,1	0,15				8596,57	1078,67	0,125	3,56	3,61
	E31	80	47,9	0,10				7238,38	713,84	0,099	3,16	3,37
	E32	80	53,1	0,15				7715,28	945,23	0,123	3,14	3,20
	E41	70	41,9	0,10				6689,40	650,41	0,097	2,76	2,92
	E42	70	46,5	0,15				7119,74	854,27	0,120	2,81	2,88

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5421A	E01	110	65,8	0,10	2221,10	208,77	0,094	4858,97	553,87	0,114	4,48	4,51
	E02	110	73,0	0,15				5284,90	787,00	0,149	3,79	3,79
	E11	100	59,8	0,10				4496,39	511,69	0,114	4,14	4,17
	E12	100	66,4	0,15				4895,43	728,37	0,149	3,55	3,56
	E21	95	56,9	0,10				4318,90	490,83	0,114	3,96	3,98
	E22	95	63,1	0,15				4697,85	698,22	0,149	3,42	3,43
	E31	80	47,9	0,10				3756,58	424,71	0,113	3,28	3,30
	E32	80	53,1	0,15				4085,37	603,71	0,148	2,95	2,95
	E41	70	41,9	0,10				3373,11	379,16	0,112	2,70	2,71
	E42	70	46,5	0,15				3670,19	539,16	0,147	2,54	2,53

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5421B	E01	110	65,8	0,10	2206,10	234,21	0,106	4858,97	553,87	0,114	4,40	4,44
	E02	110	73,0	0,15				5284,90	787,00	0,149	3,78	3,75
	E11	100	59,8	0,10				4496,39	511,69	0,114	4,06	4,10
	E12	100	66,4	0,15				4895,43	728,37	0,149	3,54	3,52
	E21	95	56,9	0,10				4318,90	490,83	0,114	3,88	3,91
	E22	95	63,1	0,15				4697,85	698,22	0,149	3,41	3,39
	E31	80	47,9	0,10				3756,58	424,71	0,113	3,20	3,22
	E32	80	53,1	0,15				4085,37	603,71	0,148	2,94	2,91
	E41	70	41,9	0,10				3373,11	379,16	0,112	2,64	2,64
	E42	70	46,5	0,15				3670,19	539,16	0,147	2,53	2,50

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5421C	E01	110	65,8	0,10	2189,10	289,56	0,132	4858,97	553,87	0,114	4,14	4,27
	E02	110	73,0	0,15				5284,90	787,00	0,149	3,70	3,68
	E11	100	59,8	0,10				4496,39	511,69	0,114	3,80	3,93
	E12	100	66,4	0,15				4895,43	728,37	0,149	3,46	3,44
	E21	95	56,9	0,10				4318,90	490,83	0,114	3,62	3,74
	E22	95	63,1	0,15				4697,85	698,22	0,149	3,33	3,31
	E31	80	47,9	0,10				3756,58	424,71	0,113	2,97	3,05
	E32	80	53,1	0,15				4085,37	603,71	0,148	2,85	2,82
	E41	70	41,9	0,10				3373,11	379,16	0,112	2,45	2,49
	E42	70	46,5	0,15				3670,19	539,16	0,147	2,45	2,41

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5422A	E01	110	65,8	0,10	2718,90	255,56	0,094	5689,68	612,42	0,108	4,50	4,54
	E02	110	73,0	0,15				6131,53	847,15	0,138	3,88	3,89
	E11	100	59,8	0,10				5315,48	568,68	0,107	4,19	4,23
	E12	100	66,4	0,15				5730,12	787,63	0,137	3,66	3,67
	E21	95	56,9	0,10				5151,93	547,55	0,106	4,05	4,05
	E22	95	63,1	0,15				5525,61	756,81	0,137	3,54	3,55
	E31	80	47,9	0,10				4551,15	479,24	0,105	3,40	3,43
	E32	80	53,1	0,15				4892,58	659,06	0,135	3,11	3,11
	E41	70	41,9	0,10				4154,09	432,57	0,104	2,89	2,91
	E42	70	46,5	0,15				4463,00	592,44	0,133	2,74	2,74

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5422B	E01	110	65,8	0,10	2700,60	286,72	0,106	5689,68	612,42	0,108	4,39	4,45
	E02	110	73,0	0,15				6131,53	847,15	0,138	3,86	3,85
	E11	100	59,8	0,10				5315,48	568,68	0,107	4,07	4,14
	E12	100	66,4	0,15				5730,12	787,63	0,137	3,64	3,62
	E21	95	56,9	0,10				5151,93	547,55	0,106	3,93	3,97
	E22	95	63,1	0,15				5525,61	756,81	0,137	3,52	3,50
	E31	80	47,9	0,10				4551,15	479,24	0,105	3,30	3,35
	E32	80	53,1	0,15				4892,58	659,06	0,135	3,08	3,06
	E41	70	41,9	0,10				4154,09	432,57	0,104	2,81	2,83
	E42	70	46,5	0,15				4463,00	592,44	0,133	2,71	2,69

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5422C	E01	110	65,8	0,10	2679,70	354,45	0,132	5689,68	612,42	0,108	4,07	4,26
	E02	110	73,0	0,15				6131,53	847,15	0,138	3,74	3,75
	E11	100	59,8	0,10				5315,48	568,68	0,107	3,76	3,94
	E12	100	66,4	0,15				5730,12	787,63	0,137	3,51	3,52
	E21	95	56,9	0,10				5151,93	547,55	0,106	3,62	3,77
	E22	95	63,1	0,15				5525,61	756,81	0,137	3,39	3,40
	E31	80	47,9	0,10				4551,15	479,24	0,105	3,02	3,15
	E32	80	53,1	0,15				4892,58	659,06	0,135	2,95	2,95
	E41	70	41,9	0,10				4154,09	432,57	0,104	2,56	2,65
	E42	70	46,5	0,15				4463,00	592,44	0,133	2,58	2,58

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5423A	E01	110	65,8	0,10	3461,70	325,38	0,094	6938,64	701,12	0,101	4,52	4,57
	E02	110	73,0	0,15				7395,97	932,35	0,126	4,01	4,02
	E11	100	59,8	0,10				6552,61	656,38	0,100	4,24	4,29
	E12	100	66,4	0,15				6981,10	871,54	0,125	3,81	3,83
	E21	95	56,9	0,10				6363,16	634,48	0,100	4,09	4,14
	E22	95	63,1	0,15				6770,97	839,86	0,124	3,70	3,72
	E31	80	47,9	0,10				5763,70	565,22	0,098	3,56	3,60
	E32	80	53,1	0,15				6117,27	739,62	0,121	3,32	3,33
	E41	70	41,9	0,10				5353,45	518,04	0,097	3,13	3,16
	E42	70	46,5	0,15				5673,40	671,58	0,118	3,00	3,01

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5423B	E01	110	65,8	0,10	3438,40	365,04	0,106	6938,64	701,12	0,101	4,37	4,47
	E02	110	73,0	0,15				7395,97	932,35	0,126	3,96	3,97
	E11	100	59,8	0,10				6552,61	656,38	0,100	4,09	4,19
	E12	100	66,4	0,15				6981,10	871,54	0,125	3,76	3,77
	E21	95	56,9	0,10				6363,16	634,48	0,100	3,94	4,04
	E22	95	63,1	0,15				6770,97	839,86	0,124	3,65	3,66
	E31	80	47,9	0,10				5763,70	565,22	0,098	3,41	3,50
	E32	80	53,1	0,15				6117,27	739,62	0,121	3,26	3,27
	E41	70	41,9	0,10				5353,45	518,04	0,097	3,00	3,07
	E42	70	46,5	0,15				5673,40	671,58	0,118	2,94	2,95

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5423C	E01	110	65,8	0,10	3411,80	451,28	0,132	6938,64	701,12	0,101	3,99	4,25
	E02	110	73,0	0,15				7395,97	932,35	0,126	3,79	3,84
	E11	100	59,8	0,10				6552,61	656,38	0,100	3,71	3,96
	E12	100	66,4	0,15				6981,10	871,54	0,125	3,58	3,63
	E21	95	56,9	0,10				6363,16	634,48	0,100	3,57	3,81
	E22	95	63,1	0,15				6770,97	839,86	0,124	3,46	3,52
	E31	80	47,9	0,10				5763,70	565,22	0,098	3,08	3,27
	E32	80	53,1	0,15				6117,27	739,62	0,121	3,07	3,12
	E41	70	41,9	0,10				5353,45	518,04	0,097	2,70	2,85
	E42	70	46,5	0,15				5673,40	671,58	0,118	2,75	2,80

C - 3**Pilares $f_{ck} = 50$ MPa $\lambda = 52$**

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5611A	E01	110	65,8	0,10	2507,10	235,65	0,094	5774,45	649,64	0,113	4,75	4,78
	E02	110	73,0	0,15				6279,07	916,35	0,146	4,01	4,01
	E11	100	59,8	0,10				5345,92	602,07	0,113	4,41	4,44
	E12	100	66,4	0,15				5821,86	851,71	0,146	3,77	3,78
	E21	95	56,9	0,10				5134,83	578,38	0,113	4,23	4,26
	E22	95	63,1	0,15				5588,28	818,49	0,146	3,64	3,64
	E31	80	47,9	0,10				4462,17	502,26	0,113	3,55	3,58
	E32	80	53,1	0,15				4859,66	712,87	0,147	3,16	3,16
	E41	70	41,9	0,10				3999,11	449,24	0,112	2,98	2,99
	E42	70	46,5	0,15				4360,89	639,20	0,147	2,75	2,75

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5611B	E01	110	65,8	0,10	2490,20	264,37	0,106	5774,45	649,64	0,113	4,66	4,71
	E02	110	73,0	0,15				6279,07	916,35	0,146	4,00	3,98
	E11	100	59,8	0,10				5345,92	602,07	0,113	4,33	4,37
	E12	100	66,4	0,15				5821,86	851,71	0,146	3,76	3,74
	E21	95	56,9	0,10				5134,83	578,38	0,113	4,14	4,18
	E22	95	63,1	0,15				5588,28	818,49	0,146	3,63	3,61
	E31	80	47,9	0,10				4462,17	502,26	0,113	3,47	3,50
	E32	80	53,1	0,15				4859,66	712,87	0,147	3,15	3,12
	E41	70	41,9	0,10				3999,11	449,24	0,112	2,91	2,92
	E42	70	46,5	0,15				4360,89	639,20	0,147	2,74	2,71

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5611C	E01	110	65,8	0,10	2471,00	326,85	0,132	5774,45	649,64	0,113	4,40	4,55
	E02	110	73,0	0,15				6279,07	916,35	0,146	3,92	3,90
	E11	100	59,8	0,10				5345,92	602,07	0,113	4,06	4,20
	E12	100	66,4	0,15				5821,86	851,71	0,146	3,68	3,66
	E21	95	56,9	0,10				5134,83	578,38	0,113	3,87	4,01
	E22	95	63,1	0,15				5588,28	818,49	0,146	3,54	3,53
	E31	80	47,9	0,10				4462,17	502,26	0,113	3,22	3,33
	E32	80	53,1	0,15				4859,66	712,87	0,147	3,05	3,04
	E41	70	41,9	0,10				3999,11	449,24	0,112	2,69	2,75
	E42	70	46,5	0,15				4360,89	639,20	0,147	2,65	2,62

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5612A	E01	110	65,8	0,10	3049,40	286,63	0,094	6612,05	702,76	0,106	4,71	4,75
	E02	110	73,0	0,15				7127,26	967,68	0,136	4,06	4,07
	E11	100	59,8	0,10				6174,53	654,47	0,106	4,40	4,44
	E12	100	66,4	0,15				6660,93	902,09	0,135	3,84	3,85
	E21	95	56,9	0,10				5958,67	630,57	0,106	4,22	4,26
	E22	95	63,1	0,15				6424,34	868,47	0,135	3,72	3,72
	E31	80	47,9	0,10				5270,36	553,39	0,105	3,59	3,63
	E32	80	53,1	0,15				5677,84	761,34	0,134	3,26	3,27
	E41	70	41,9	0,10				4797,22	499,06	0,104	3,07	3,10
	E42	70	46,5	0,15				5167,82	686,46	0,133	2,88	2,88

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5612B	E01	110	65,8	0,10	3028,80	321,56	0,106	6612,05	702,76	0,106	4,60	4,67
	E02	110	73,0	0,15				7127,26	967,68	0,136	4,04	4,03
	E11	100	59,8	0,10				6174,53	654,47	0,106	4,28	4,35
	E12	100	66,4	0,15				6660,93	902,09	0,135	3,81	3,80
	E21	95	56,9	0,10				5958,67	630,57	0,106	4,10	4,18
	E22	95	63,1	0,15				6424,34	868,47	0,135	3,69	3,68
	E31	80	47,9	0,10				5270,36	553,39	0,105	3,48	3,54
	E32	80	53,1	0,15				5677,84	761,34	0,134	3,23	3,22
	E41	70	41,9	0,10				4797,22	499,06	0,104	2,97	3,01
	E42	70	46,5	0,15				5167,82	686,46	0,133	2,85	2,84

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5612C	E01	110	65,8	0,10	3005,50	397,54	0,132	6612,05	702,76	0,106	4,27	4,48
	E02	110	73,0	0,15				7127,26	967,68	0,136	3,92	3,93
	E11	100	59,8	0,10				6174,53	654,47	0,106	3,95	4,15
	E12	100	66,4	0,15				6660,93	902,09	0,135	3,68	3,70
	E21	95	56,9	0,10				5958,67	630,57	0,106	3,78	3,97
	E22	95	63,1	0,15				6424,34	868,47	0,135	3,56	3,57
	E31	80	47,9	0,10				5270,36	553,39	0,105	3,18	3,34
	E32	80	53,1	0,15				5677,84	761,34	0,134	3,09	3,10
	E41	70	41,9	0,10				4797,22	499,06	0,104	2,71	2,82
	E42	70	46,5	0,15				5167,82	686,46	0,133	2,72	2,72

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5613A	E01	110	65,8	0,10	3892,60	365,89	0,094	7955,73	789,79	0,099	4,68	4,74
	E02	110	73,0	0,15				8482,25	1045,58	0,123	4,17	4,19
	E11	100	59,8	0,10				7509,89	741,31	0,099	4,39	4,45
	E12	100	66,4	0,15				8007,51	979,57	0,122	3,96	3,98
	E21	95	56,9	0,10				7289,73	716,85	0,098	4,24	4,30
	E22	95	63,1	0,15				7764,61	945,56	0,122	3,85	3,87
	E31	80	47,9	0,10				6587,52	639,37	0,097	3,68	3,73
	E32	80	53,1	0,15				7003,99	837,39	0,120	3,44	3,45
	E41	70	41,9	0,10				6103,90	584,75	0,096	3,24	3,28
	E42	70	46,5	0,15				6482,95	761,79	0,118	3,10	3,11

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5613B	E01	110	65,8	0,10	3866,40	410,48	0,106	7955,73	789,79	0,099	4,52	4,64
	E02	110	73,0	0,15				8482,25	1045,58	0,123	4,12	4,13
	E11	100	59,8	0,10				7509,89	741,31	0,099	4,23	4,35
	E12	100	66,4	0,15				8007,51	979,57	0,122	3,91	3,92
	E21	95	56,9	0,10				7289,73	716,85	0,098	4,08	4,19
	E22	95	63,1	0,15				7764,61	945,56	0,122	3,79	3,80
	E31	80	47,9	0,10				6587,52	639,37	0,097	3,53	3,63
	E32	80	53,1	0,15				7003,99	837,39	0,120	3,37	3,39
	E41	70	41,9	0,10				6103,90	584,75	0,096	3,10	3,18
	E42	70	46,5	0,15				6482,95	761,79	0,118	3,04	3,05

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5613C	E01	110	65,8	0,10	3836,50	507,46	0,132	7955,73	789,79	0,099	4,12	4,41
	E02	110	73,0	0,15				8482,25	1045,58	0,123	3,92	3,99
	E11	100	59,8	0,10				7509,89	741,31	0,099	3,83	4,11
	E12	100	66,4	0,15				8007,51	979,57	0,122	3,71	3,78
	E21	95	56,9	0,10				7289,73	716,85	0,098	3,69	3,96
	E22	95	63,1	0,15				7764,61	945,56	0,122	3,59	3,66
	E31	80	47,9	0,10				6587,52	639,37	0,097	3,17	3,39
	E32	80	53,1	0,15				7003,99	837,39	0,120	3,17	3,24
	E41	70	41,9	0,10				6103,90	584,75	0,096	2,78	2,95
	E42	70	46,5	0,15				6482,95	761,79	0,118	2,84	2,89

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5621A	E01	110	65,8	0,10	1894,30	178,06	0,094	3998,74	430,99	0,108	4,53	4,57
	E02	110	73,0	0,15				4292,74	585,99	0,137	3,94	3,95
	E11	100	59,8	0,10				3731,86	403,24	0,108	4,19	4,23
	E12	100	66,4	0,15				4015,43	551,93	0,137	3,68	3,69
	E21	95	56,9	0,10				3599,11	389,43	0,108	4,01	4,04
	E22	95	63,1	0,15				3871,65	533,34	0,138	3,54	3,55
	E31	80	47,9	0,10				3169,88	343,91	0,108	3,33	3,35
	E32	80	53,1	0,15				3415,69	473,56	0,139	3,04	3,04
	E41	70	41,9	0,10				2869,25	310,97	0,108	2,76	2,77
	E42	70	46,5	0,15				3097,19	429,76	0,139	2,62	2,62

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5621B	E01	110	65,8	0,10	1881,50	199,76	0,106	3998,74	430,99	0,108	4,42	4,49
	E02	110	73,0	0,15				4292,74	585,99	0,137	3,92	3,90
	E11	100	59,8	0,10				3731,86	403,24	0,108	4,08	4,14
	E12	100	66,4	0,15				4015,43	551,93	0,137	3,66	3,64
	E21	95	56,9	0,10				3599,11	389,43	0,108	3,90	3,95
	E22	95	63,1	0,15				3871,65	533,34	0,138	3,52	3,50
	E31	80	47,9	0,10				3169,88	343,91	0,108	3,23	3,27
	E32	80	53,1	0,15				3415,69	473,56	0,139	3,02	2,99
	E41	70	41,9	0,10				2869,25	310,97	0,108	2,69	2,70
	E42	70	46,5	0,15				3097,19	429,76	0,139	2,60	2,58

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5621C	E01	110	65,8	0,10	1866,90	246,94	0,132	3998,74	430,99	0,108	4,11	4,30
	E02	110	73,0	0,15				4292,74	585,99	0,137	3,79	3,80
	E11	100	59,8	0,10				3731,86	403,24	0,108	3,78	3,95
	E12	100	66,4	0,15				4015,43	551,93	0,137	3,54	3,54
	E21	95	56,9	0,10				3599,11	389,43	0,108	3,60	3,76
	E22	95	63,1	0,15				3871,65	533,34	0,138	3,40	3,40
	E31	80	47,9	0,10				3169,88	343,91	0,108	2,97	3,08
	E32	80	53,1	0,15				3415,69	473,56	0,139	2,90	2,89
	E41	70	41,9	0,10				2869,25	310,97	0,108	2,47	2,53
	E42	70	46,5	0,15				3097,19	429,76	0,139	2,50	2,48

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5622A	E01	110	65,8	0,10	2392,00	224,84	0,094	4888,76	502,68	0,103	4,55	4,60
	E02	110	73,0	0,15				5220,20	670,90	0,129	4,02	4,04
	E11	100	59,8	0,10				4595,40	472,31	0,103	4,23	4,28
	E12	100	66,4	0,15				4912,92	632,03	0,129	3,78	3,80
	E21	95	56,9	0,10				4449,70	457,11	0,103	4,06	4,11
	E22	95	63,1	0,15				4754,26	611,43	0,129	3,65	3,66
	E31	80	47,9	0,10				3980,22	406,52	0,102	3,45	3,48
	E32	80	53,1	0,15				4252,78	544,66	0,128	3,19	3,20
	E41	70	41,9	0,10				3654,08	370,58	0,101	2,95	2,97
	E42	70	46,5	0,15				3904,41	495,92	0,127	2,81	2,82

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5622B	E01	110	65,8	0,10	2375,90	252,24	0,106	4888,76	502,68	0,103	4,41	4,51
	E02	110	73,0	0,15				5220,20	670,90	0,129	3,98	3,98
	E11	100	59,8	0,10				4595,40	472,31	0,103	4,10	4,18
	E12	100	66,4	0,15				4912,92	632,03	0,129	3,74	3,74
	E21	95	56,9	0,10				4449,70	457,11	0,103	3,93	4,01
	E22	95	63,1	0,15				4754,26	611,43	0,129	3,61	3,61
	E31	80	47,9	0,10				3980,22	406,52	0,102	3,33	3,39
	E32	80	53,1	0,15				4252,78	544,66	0,128	3,15	3,14
	E41	70	41,9	0,10				3654,08	370,58	0,101	2,85	2,89
	E42	70	46,5	0,15				3904,41	495,92	0,127	2,78	2,76

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5622C	E01	110	65,8	0,10	2357,50	311,83	0,132	4888,76	502,68	0,103	4,05	4,29
	E02	110	73,0	0,15				5220,20	670,90	0,129	3,82	3,86
	E11	100	59,8	0,10				4595,40	472,31	0,103	3,75	3,97
	E12	100	66,4	0,15				4912,92	632,03	0,129	3,58	3,62
	E21	95	56,9	0,10				4449,70	457,11	0,103	3,59	3,79
	E22	95	63,1	0,15				4754,26	611,43	0,129	3,45	3,49
	E31	80	47,9	0,10				3980,22	406,52	0,102	3,02	3,18
	E32	80	53,1	0,15				4252,78	544,66	0,128	2,99	3,02
	E41	70	41,9	0,10				3654,08	370,58	0,101	2,59	2,69
	E42	70	46,5	0,15				3904,41	495,92	0,127	2,63	2,64

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5623A	E01	110	65,8	0,10	3138,60	295,01	0,094	6139,09	599,65	0,098	4,51	4,57
	E02	110	73,0	0,15				6500,43	775,05	0,119	4,08	4,10
	E11	100	59,8	0,10				5824,11	566,44	0,097	4,22	4,28
	E12	100	66,4	0,15				6168,72	731,35	0,119	3,87	3,89
	E21	95	56,9	0,10				5667,48	549,46	0,097	4,08	4,13
	E22	95	63,1	0,15				5997,40	708,73	0,118	3,75	3,77
	E31	80	47,9	0,10				5165,80	495,60	0,096	3,54	3,59
	E32	80	53,1	0,15				5459,26	634,84	0,116	3,35	3,36
	E41	70	41,9	0,10				4818,03	456,96	0,095	3,12	3,16
	E42	70	46,5	0,15				5086,94	582,31	0,114	3,02	3,04

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5623B	E01	110	65,8	0,10	3117,50	330,98	0,106	6139,09	599,65	0,098	4,33	4,46
	E02	110	73,0	0,15				6500,43	775,05	0,119	4,01	4,04
	E11	100	59,8	0,10				5824,11	566,44	0,097	4,05	4,18
	E12	100	66,4	0,15				6168,72	731,35	0,119	3,80	3,82
	E21	95	56,9	0,10				5667,48	549,46	0,097	3,91	4,02
	E22	95	63,1	0,15				5997,40	708,73	0,118	3,68	3,70
	E31	80	47,9	0,10				5165,80	495,60	0,096	3,39	3,48
	E32	80	53,1	0,15				5459,26	634,84	0,116	3,28	3,30
	E41	70	41,9	0,10				4818,03	456,96	0,095	2,99	3,06
	E42	70	46,5	0,15				5086,94	582,31	0,114	2,95	2,97

Pilar	Dosa gem	$f_{ck,est}/f_{ck}$ (%)	f_{cm}	V_{fc}	Esforços solicitantes			Esforços resistentes			β_{FORM}	β_{MC}
					μ_S (kN)	σ_S (kN)	V_S	μ_R (kN)	σ_R (kN)	V_R		
P5623C	E01	110	65,8	0,10	3093,40	409,17	0,132	6139,09	599,65	0,098	3,92	4,22
	E02	110	73,0	0,15				6500,43	775,05	0,119	3,80	3,88
	E11	100	59,8	0,10				5824,11	566,44	0,097	3,66	3,93
	E12	100	66,4	0,15				6168,72	731,35	0,119	3,58	3,67
	E21	95	56,9	0,10				5667,48	549,46	0,097	3,52	3,78
	E22	95	63,1	0,15				5997,40	708,73	0,118	3,46	3,55
	E31	80	47,9	0,10				5165,80	495,60	0,096	3,04	3,25
	E32	80	53,1	0,15				5459,26	634,84	0,116	3,06	3,14
	E41	70	41,9	0,10				4818,03	456,96	0,095	2,68	2,84
	E42	70	46,5	0,15				5086,94	582,31	0,114	2,74	2,81

