

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

**Estudo de Confiabilidade no Projeto de Pilares Esbeltos de
Concreto de Alta Resistência**

Alexandra Pinto Damas

Porto Alegre
2015

ALEXANDRA PINTO DAMAS

**ESTUDO DE CONFIABILIDADE NO PROJETO DE PILARES
ESBELTOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Dissertação 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 Mestre em
Engenharia

Porto Alegre
2015

ALEXANDRA PINTO DAMAS

**ESTUDO DE CONFIABILIDADE NO PROJETO DE PILARES
ESBELTOS DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Estruturas, 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 novembro de 2015.

Prof. Américo Campos Filho
Dr. pela Universidade de São Paulo
Orientador

Prof. Mauro de Vasconcellos Real
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul
Coorientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Samir Maghous (UFRGS)
Dr. pela École Nationale des Ponts et Chaussées

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

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes (UFRGS)
Dr. techn pela Universität Innsbruck

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Américo Campos Filho, pelo grande apoio e pela orientação paciente ao longo deste trabalho.

Ao Prof. Mauro de Vasconcellos Real, pela enorme dedicação e disponibilidade desde o período da graduação.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela bolsa de estudos que possibilitou a realização desta pesquisa.

Ao PPGEC e à Escola de Engenharia da UFRGS, por fornecer a estrutura e os recursos necessários para minha formação.

Aos meus pais, Manoel e Tânia, pelo amor, carinho e apoio em todos os momentos da minha vida.

Ao Pablo, pela compreensão, companheirismo e afeto durante toda esta jornada.

O mundo é um bom lugar e vale a pena lutar por ele.

Ernest Hemingway

RESUMO

DAMAS, A.P. Estudo de Confiabilidade no Projeto de Pilares Esbeltos de Concreto de Alta Resistência. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A nova norma NBR 6118:2014, Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, traz recomendações específicas para o dimensionamento de estruturas de concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) superior a 50 MPa, às quais não faziam parte de sua versão anterior NBR 6118:2007. Os pilares de concreto armado são as peças estruturais que mais se beneficiam com a utilização de concretos de elevada resistência, pois o seu emprego torna possível a redução da seção transversal, o emprego de menores taxas de armadura e um melhor desempenho estrutural. Então, o objetivo deste trabalho é avaliar a confiabilidade de pilares de concreto armado projetados de acordo com estas novas especificações para concreto de alta resistência. Inicialmente foi feita a validação de um modelo numérico de elementos finitos para representar o comportamento de pilares esbeltos de concreto armado. Após, considerando-se a variabilidade das resistências dos materiais e das dimensões da seção transversal, empregando-se o método de Monte Carlo é feita a determinação do valor médio, desvio padrão e distribuição de probabilidade da capacidade resistente destes pilares. Finalmente, combinando-se as propriedades da distribuição de probabilidade da capacidade resistente destes pilares, as propriedades estatísticas do carregamento, empregando-se o Método de Monte Carlo, foram determinados os índices de confiabilidade alcançados no projeto de diversos tipos de pilares, variando-se a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura, o índice de esbeltez e a relação entre as parcelas variável e permanente do carregamento. Desta forma, através de modelos matemáticos implementados computacionalmente, é possível analisar a confiabilidade de pilares de concreto projetados pela NBR-6118:2014 para diferentes situações. Os resultados obtidos indicam que o índice de confiabilidade está normalmente em níveis adequados, sendo que os casos mais críticos são os de pilares mais esbeltos e cuja parcela da carga acidental seja muito significativa.

Palavras-chave: confiabilidade; Monte Carlo; pilares; alta resistência; NBR 6118.

ABSTRACT

DAMAS, A.P. Reliability Study of Long High-Strength Concrete Columns. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The new Brazilian design code NBR 6118:2014, Design of concrete structures – Procedure, introduces new recommendations to the design of concrete structures with a concrete characteristic compressive strength (f_{ck}) higher than 50 MPa, which were not part of the previous version of this code NBR 6118:2007. The use of high-strength concrete is most advantageous in the design of concrete columns because it allows a reduction of the concrete cross sectional area, the use of lower steel ratio and a better structural performance. The objective of this study is to evaluate, through numerical modeling, the reliability reached in the design of reinforced concrete columns according to these new specifications for high strength concrete present in the new code. At first, a finite element model for slender reinforced concrete columns is validated. Then, once the variability of the materials strength and column's dimensions are known, by using the Monte Carlo method, the mean value, standard deviation and the probability distribution of the column resistance are determined. Finally, by combining the statistical properties of the column resistance with the loading probability distribution and using the Monte Carlo method the reliability index for each designed column is calculated. Different types of columns are studied by varying the concrete characteristic compressive strength, the slenderness ratio, the first order eccentricity, the steel ratio and the live to dead load ratio. Therefore, through numerical models, it is possible to analyze the reliability for concrete columns in different situations designed by the NBR-6118:2014. In conclusion, the results achieved are normally in adequate reliability levels, and the critical cases are the long columns under condition of high live to dead load ratio.

Key-words: reliability; Monte Carlo; columns; high-strength; NBR 6118.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1. CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA	17
1.1.1. Histórico	17
1.1.2. Características	19
1.2. OBJETIVOS	21
1.2.1. Objetivo geral	21
1.2.2. Objetivos específicos	21
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	21
2. PROJETO DE PILARES SEGUNDO A NBR 6118:2014	23
2.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO EM FLEXO-COMPRESSÃO.....	23
2.2. ÍNDICE DE ESBELTEZ	25
2.3. DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	27
2.3.1. Método da Curvatura Aproximada (MCA)	27
2.3.2. Método da Rigidez Aproximada (MRA).....	28
2.4. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	29
2.4.1. Dimensões mínimas das seções dos pilares	29
2.4.2. Armadura longitudinal	29
2.4.3. Armadura transversal	30
2.4.4. Cobrimento da armadura	30
3. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS EM PILARES ESBELTOS	31
3.1. PILARES ESBELTOS	31
3.2. O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	34
4. VALIDAÇÃO DO MODELO	39
5. ANÁLISE DA CONFIABILIDADE	46

5.1. CRITÉRIOS DE INTRODUÇÃO DE SEGURANÇA ESTRUTURAL	50
5.1.1. Método das tensões admissíveis.....	50
5.1.2. Método dos estados limites.....	51
5.2. MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE.....	52
5.3. CRITÉRIO DE FALHA.....	53
5.4. ÍNDICE DE CONFIABILIDADE ALVO.....	55
5.5. CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS ENVOLVIDAS NA ANÁLISE DOS PILARES.....	57
5.5.1. Geração aleatória de propriedades mecânicas da armadura	57
5.5.2. Geração aleatória das dimensões dos elementos.....	58
5.5.3. Geração aleatória das propriedades mecânicas do concreto	59
5.5.4. Geração aleatória do carregamento	60
5.5.5. Estimativa de erro do modelo.....	61
6. ESTUDOS PARAMÉTRICOS	63
6.1. VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	66
6.1.1. Análises em relação à razão entre a carga permanente e a total	66
6.1.2. Análises em relação à taxa de armadura	70
6.1.3. Análises em relação à excentricidade relativa de primeira ordem	75
6.1.4. Análises em relação à esbeltez	80
6.2. VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA RAZÃO ENTRE A CARGA PERMANENTE E A TOTAL.....	84
6.2.1. Análises em relação à resistência à compressão do concreto	84
6.2.2. Análises em relação à taxa de armadura	88
6.2.3. Análises em relação à excentricidade relativa de primeira ordem	93
6.2.4. Análises em relação à esbeltez	99
6.3. VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA TAXA DE ARMADURA.....	103
6.3.1. Análises em relação à resistência à compressão do concreto	103
6.3.2. Análises em relação à razão entre a carga permanente e a total	109
6.3.3. Análises em relação à excentricidade relativa de primeira ordem	114
6.3.4. Análises em relação à esbeltez	122

6.4. VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA EXCENTRICIDADE RELATIVA DE PRIMEIRA ORDEM.....	128
6.4.1. Análises em relação à resistência à compressão do concreto	128
6.4.2. Análises em relação à razão entre a carga permanente e a total	134
6.4.3. Análises em relação à taxa de armadura	139
6.4.4. Análises em relação à esbeltez	148
6.5. VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA ESBELTEZ	154
6.5.1. Análises em relação à resistência à compressão do concreto	154
6.5.2. Análises em relação à razão entre a carga permanente e a total	158
6.5.3. Análises em relação à taxa de armadura	162
6.5.4. Análises em relação à excentricidade relativa de primeira ordem	168
6.6. DENSIDADE DE PROBABILIDADE	174
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	175
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	178
ANEXO – MÉTODO DE MONTE CARLO	181

LISTA DE SÍMBOLOS

b	largura do seção transversal do pilar
d	distância entre a armadura longitudinal e o bordo
e_1/h	excentricidade relativa de primeira ordem
E_S	módulo de elasticidade longitudinal do aço
f_{cd}	resistência de cálculo do concreto
f_{ck}	resistência à compressão do concreto
f_{cm}	resistência à compressão média do concreto
f_{ctm}	resistência à tração média do concreto
f_R	função de densidade de probabilidade resistente
$f_{R,S}$	função de densidade de probabilidade conjunta
f_S	função de densidade de probabilidade solicitante
f_{yd}	resistência de cálculo do aço
f_{yk}	resistência característica do aço
f_{ym}	resistência média do aço
F_d	carga total de projeto
$F_{U,exp}$	carga de ruptura experimental
$F_{U,mod}$	carga de ruptura do modelo
$g(X)$	função de desempenho
G_k	carga permanente característica
G_m	carga permanente média
h	altura da seção transversal do pilar
l_e	comprimento de flambagem do pilar
m	margem de segurança padronizada
P_f	probabilidade de falha
Q_k	carga variável característica
Q_m	carga variável média
r	razão entre a carga permanente e a carga total

v_o	força normal adimensional
V_{ENSAIO}	coeficiente de variação dos resultados obtidos experimentalmente
$V_{\text{EXP}/\text{MOD}}$	coeficiente de variação da razão entre as cargas experimentais e do modelo
V_{fy}	coeficiente de variação do aço
V_G	coeficiente de variação da carga permanente
V_{LOTE}	coeficiente de variação dos resultados dos ensaios das variáveis
V_{MODELO}	coeficiente de variação do erro proporcionado pelo modelo
V_Q	coeficiente de variação da carga variável
z	variável aleatória gaussiana
β	índice de confiabilidade
ε_{C2}	deformação específica de encurtamento do concreto no patamar plástico
ε_{CU}	deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
λ	esbeltez do pilar
γ_i	fator de majoração de cada esforço solicitante
γ_n	fator de minoração de cada esforço resistente
σ	tensão imposta
σ_{adm}	tensão admissível
σ_{lim}	tensão limite de escoamento ou de ruptura
σ_M	desvio padrão da margem de segurança
σ_Q	desvio padrão da carga variável
σ_R	desvio padrão da carga de ruptura
σ_S	desvio padrão das ações
μ_M	valor esperado da margem de segurança
μ_Q	carga média variável
μ_R	valor médio da carga de ruptura
μ_S	valor médio das ações
ρ	taxa de armadura
ρ_{min}	taxa de armadura mínima
Φ	distribuição de probabilidades acumulada

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Deformação específica de concreto no início do patamar plástico e na ruptura.....	25
Tabela 2.2 - Cobrimentos nominais para pilares de acordo com a classe de agressividade ambiental	30
Tabela 4.1 - Características e análise dos pilares de Claeson e Gylltoft.....	40
Tabela 4.2 - Características e análise dos pilares de Goyal e Jackson.....	41
Tabela 4.3 - Características e análise dos pilares de Melo.....	43
Tabela 4.4 - Características e análise dos pilares de Kim e Tang.....	44
Tabela 5.1 - Classificação por níveis dos métodos de confiabilidade.....	50
Tabela 5.2 - Índice de confiabilidade alvo pelo Código Modelo 2010 da fib.....	56
Tabela 5.3 - Valores da probabilidade de falha (P_f) em relação ao índice de confiabilidade (β).	56

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Edifícios altos em concreto de alta resistência nos Estados Unidos	18
Figura 1.2 - Edifício E-Tower, em São Paulo.....	19
Figura 2.1 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal.....	24
Figura 2.2 - Comparação entre os valores de deformação específica de concreto.....	25
Figura 3.1 - Deslocamento e forças em uma barra esbelta.....	31
Figura 3.2 - Deslocamentos de um elemento infinitesimal de barra.....	32
Figura 3.3 - Ações e deslocamentos nodais de um elemento finito genérico.....	34
Figura 3.4 - Diagrama tensão-deformação para o concreto em tração.....	35
Figura 3.5 - Diagrama tensão-deformação do CEB para concreto em compressão simples.....	35
Figura 3.6 - Diagrama tensão-deformação do aço em tração e compressão	36
Figura 3.7 – Método de quase-Newton BFGS	36
Figura 3.8 - Geometria da seção, modelo de carregamento e discretização do eixo do pilar em elementos finitos.....	37
Figura 4.1 - Seção transversal dos pilares de Claeson e Gylltoft.....	38
Figura 4.2 - Razão entre a carga de ruptura experimental e a do modelo dos pilares de Claeson e Gylltoft.....	39
Figura 4.3 - Seção transversal dos pilares de Goyal e Jackson.....	40
Figura 4.4 - Razão entre a carga de ruptura experimental e a do modelo dos pilares de Goyal e Jackson.....	42
Figura 4.5 - Seção transversal dos pilares de Melo	42
Figura 4.6 - Razão entre a carga de ruptura experimental e a do modelo dos pilares de Melo..	43
Figura 4.7 - Seção transversal dos pilares de Kim e Yang	44
Figura 4.8 - Razão entre a carga de ruptura experimental e a do modelo dos pilares de Kim e Yang	45
Figura 5.1 - Segurança e falha nas combinações de solicitações e resistências.....	47

Figura 5.2 - Função densidade de probabilidade dos esforços resistentes (R) e ações solicitantes (S).....	48
Figura 5.3 - Função de densidade de probabilidades f_M da margem de segurança.....	49
Figura 5.4 - Esquema de funcionamento do método de Monte Carlo.....	53
Figura 5.5 - Critérios de falha estabelecidos.....	54
Figura 5.6 - Obtenção da função de desempenho.....	55
Figura 5.7 - Comparação entre distribuição Normal e LogNormal.....	57
Figura 5.8 - Comparação entre a resistência à tração média do concreto anterior e atual.....	59
Figura 6.1 - Modelo genérico da geometria e carregamento dos pilares analisados.....	63
Figura 6.2 - Convergência da carga de ruptura.....	64
Figura 6.3 – Convergência do desvio padrão da carga de ruptura	65
Figura 6.4 - Convergência do índice de confiabilidade para $f_{ck} = 30$ MPa.....	65
Figura 6.5 - Convergência do índice de confiabilidade para $f_{ck} = 60$ MPa.....	65
Figura 6.6 - Convergência do índice de confiabilidade para $f_{ck} = 90$ MPa.....	65
Figura 6.7 à 6.18 - Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$	66
Figura 6.19 à 6.36 - Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$	70
Figura 6.37 à 6.54 - Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$	75
Figura 6.55 à 6.66 - Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$	81
Figura 6.67 à 6.78 - Análise da variação na resistência à compressão do concreto (f_{ck}) pelo gráfico $\beta \times r$	85
Figura 6.79 à 6.96 - Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times r$	88
Figura 6.97 à 6.114 - Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times r$	94
Figura 6.115 à 6.126 - Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times r$	99
Figura 6.127 à 6.144 - Análise da variação na resistência à compressão do concreto (f_{ck}) pelo gráfico $\beta \times \rho$	103
Figura 6.145 à 6.162 - Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$	109

Figura 6.163 à 6.189 - Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times \rho$	114
Figura 6.190 à 6.207 - Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times \rho$	122
Figura 6.208 à 6.225 - Análise da variação na resistência à compressão do concreto (f_{ck}) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$	128
Figura 6.226 à 6.243 - Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$	134
Figura 6.244 à 6.270 - Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$	140
Figura 6.271 à 6.288 - Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$	148
Figura 6.289 à 6.300 - Análise da variação na resistência à compressão do concreto (f_{ck}) pelo gráfico $\beta \times \lambda$	154
Figura 6.301 à 6.312 - Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$	158
Figura 6.313 à 6.330 - Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times \lambda$	162
Figura 6.331 à 6.348 - Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times \lambda$	167
Figura 6.349 - Análise da densidade de probabilidade para a influência de MCA e MRA.....	180

1. INTRODUÇÃO

Recentemente, a norma brasileira para o Projeto de Estruturas de Concreto (NBR 6118:2014) teve sua aplicabilidade estendida de concretos de valor característico de resistência à compressão de até 50 MPa para até 90 MPa. Neste contexto, o objetivo deste trabalho é analisar a confiabilidade de pilares esbeltos para concretos de alta resistência.

Observa-se que a qualidade dos materiais utilizados em estruturas vem sofrendo uma contínua melhora ao longo dos últimos 30 anos e isso tem se refletido na redução dos coeficientes de variação e aumento dos fatores de segurança (NOWAK e SZERSZEN, 2003). Desta forma, estudos sobre a confiabilidade de estruturas de concreto armado são uma necessidade permanente.

O concreto de alta resistência, em muitos aspectos, comporta-se de forma diferente de um concreto normal. Menor microfissuração, maior módulo de elasticidade, maior resistência e menor ductilidade são algumas de suas propriedades. Um maior conhecimento sobre o concreto de alta resistência foi adquirido nos últimos anos, mesmo assim, o efeito da esbeltez em pilares, por exemplo, continua sendo um assunto controverso. (DINIZ, 1997)

Segundo Nogueira (2006), a análise de confiabilidade demanda o conhecimento das ações consideradas no projeto, seus valores e critérios de combinação. É necessário conhecer também os materiais que serão utilizados nos projetos de pilares e suas características mecânicas.

Este trabalho propõe um modelo para análise não-linear de pilares de concreto de alta resistência, sendo este validado por dados experimentais, determinando, também, o erro do modelo.

Assim, é feito um estudo paramétrico com os fatores que afetam a confiabilidade dos pilares: a resistência à compressão do concreto; a taxa de armadura; e a excentricidade inicial; a razão entre a carga permanente e a carga total; e a esbeltez do pilar.

Os parâmetros estatísticos de resistência são calculados utilizando o método de Monte Carlo, para então estabelecer as funções de estado limite. Este método é o modo mais simples de realizar uma análise probabilística, e por essa razão é utilizado de forma ampla. No método de Monte Carlo, as propriedades dos materiais, as cargas e outras variáveis são introduzidas por uma simulação computacional, sem uma significativa

modificação do algoritmo usado em uma análise determinística. Além disso, este método é estatisticamente consistente. (ARAÚJO, 2001)

Com isso, é possível verificar se a NBR 6118:2014 atende de forma adequada a problemática de pilares esbeltos de concreto de alta resistência, que justamente por suas propriedades geométricas e físicas se torna um problema mais complexo.

1.1. CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

1.1.1. Histórico

O concreto de alta resistência surgiu em meados dos anos 60, na cidade de Chicago nos EUA. Naquela época, o concreto utilizado na indústria tinha uma resistência à compressão de apenas 15 MPa a 30 MPa, desta forma, um grupo de projetistas e produtores de concreto propôs lançar um concreto de maior f_{ck} . Neste período os produtores de concreto contavam apenas com aditivos redutores de água baseados em lignossulfatos e de adições do tipo cinza volante, fornecendo ganhos de cerca de 10 MPa a 15 MPa.

No início dos anos 70, os concretos de alta resistência atingiram a barreira técnica dos 60 MPa. Já nos anos 80, com o advento dos superplastificantes e da utilização metódica da sílica ativa esta barreira foi ultrapassada, chegando a concretos de resistência à compressão da ordem de 100 MPa. Hoje em dia, f_{ck} da ordem de 140 MPa são utilizados. Segundo Shah e Ahmad (1984), a realidade do século XXI será de resistências em torno de 200 MPa.

Nos últimos anos, estudos intensivos sobre o concreto de alta resistência têm sido realizados em diversos países, com o intuito de fornecer aos engenheiros as informações necessárias sobre as suas propriedades, assim como dar subsídios para a adaptação das normas de concreto, como o Código Modelo *fib* 2010, o ACI-318 e a nova NBR 6118:2014.

Vários congressos, simpósios e seminários têm sido promovidos em vários países para a divulgação e discussão de trabalhos de diversos pesquisadores que tratam deste assunto. No Brasil, por exemplo, foram realizados congressos – *International Conference on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures* – de frequência trienal.

As maiores aplicações de concreto de alta resistência têm sido na construção de edifícios altos, especificamente para a redução das dimensões dos pilares, aumentando assim, a área útil da edificação e a velocidade de execução da obra, além de permitir uma redução na carga permanente na estrutura e nas fundações, além do aumento da durabilidade do concreto, devido a sua baixa porosidade e permeabilidade. A Fig.1.1 mostra a altura de edifícios construídos nos Estados Unidos com concreto de alta resistência.

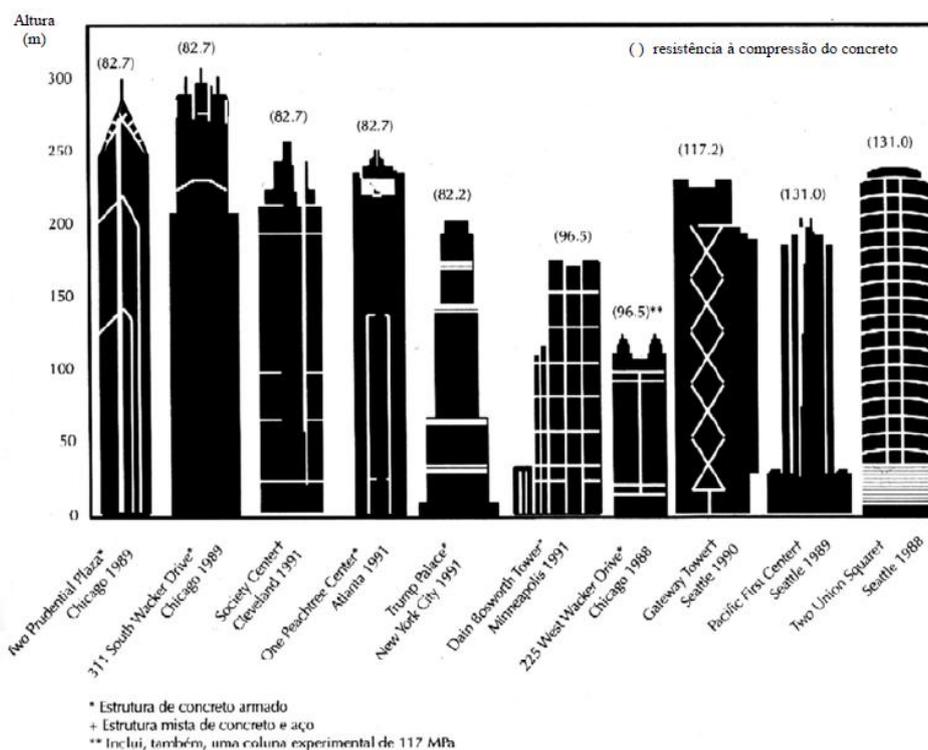


Figura 1.1- Edifícios altos em concreto de alta resistência nos Estados Unidos (AİTCIN, 2000)

No Brasil, um dos principais prédios construídos com este concreto é o E-Tower (Fig.1.2) localizado em São Paulo, com 149 metros de altura, sendo executado em sua maior parte com concreto de f_{ck} de 80 MPa. Em alguns pilares, a resistência do concreto atingiu valores com média de 125 MPa e máximo de 149,9 MPa, determinando um marco histórico para a engenharia de concreto brasileira.



Figura 1.2 - Edifício E-Tower, em São Paulo

Também em São Paulo, a utilização de concreto de alta resistência permitiu que a obra da Rodovia dos Imigrantes tivesse a quantidade de pilares e blocos de fundação diminuídas, aumentando o vão entre pilares de 45 m para 90 m. Ainda no Brasil, em Curitiba, o edifício Evolution Tower, e em Salvador, o prédio Suarez Trade Center, foram construídos com pilares atingindo a resistência de 60 MPa.

O concreto de alta resistência é um material muito divulgado e pesquisado atualmente em diversos países, como Estados Unidos, Canadá, França, Suíça, Noruega, Austrália, Alemanha, Japão, China e outros. Suas aplicações se dirigem à construção de edifícios altos, plataformas submarinas, pontes, viadutos, pavimentos de rodovias e pisos industriais.

1.1.2. Características

Não existe um consenso na literatura técnica sobre a partir de que f_{ck} considera-se um concreto como sendo de alta resistência, mas se costuma adotar o valor de 40 MPa. O campo de tensões desenvolvido por uma carga aplicada em uma estrutura de concreto de alta resistência, em geral, não se comporta da mesma forma que um campo de tensões em um concreto usual.

As principais propriedades do concreto de alta resistência são (VELASCO, 2002):

- Alta resistência à compressão;
- Alto módulo de elasticidade, que tem um valor variável dependendo do código adotado, sendo seu patamar máximo de 50 GPa;
- Fator água/cimento baixo, com valor máximo limitado a 0,40;

- Baixa permeabilidade, o que representa um aumento significativo na vida útil da estrutura, principalmente no que diz respeito a ataques de fatores corrosivos;
- Excelente fluidez e facilidade de lançamento e adensamento do concreto fresco em relação ao tradicional, devido aos aditivos;
- Resistência à abrasão de cerca de 10 vezes maior que a do concreto convencional;
- A fluência é reduzida em relação ao concreto convencional;
- O processo de cura exige maiores cuidados, com hidratação constante, já que a relação água/cimento é baixa, evitando efeitos de retração indesejáveis;
- A ruptura do concreto de alta resistência é frágil, devendo ser considerada a Mecânica da Fratura com atenção;
- A microfissuração se manifesta a 75% de f_c , enquanto no concreto convencional, ela se manifesta a 35% de f_c .

As principais vantagens da utilização do concreto de alta resistência são relacionadas à alta resistência à compressão, que se traduz na redução significativa nas dimensões de pilares de edifícios altos, aumentando a área útil de diversos pavimentos, e, principalmente, nos andares mais sobrecarregados e nos destinados para vagas de estacionamento. Além de, conseqüentemente, reduzir o peso próprio na estrutura e nas fundações. Esta característica também permite uma redução nas taxas de armadura dos pilares.

Há uma possível redução de custos devida, principalmente, à diminuição das dimensões dos elementos estruturais, acarretando redução no consumo total de concreto, aço e forma empregados, e pelo aumento da velocidade de execução, diminuindo os juros da construção. Segundo Mendonça (1998), em um estudo referente à concepção de um prédio de 16 andares, a opção de utilizar um concreto de f_{ck} 50 MPa no lugar de 20 MPa permitiu uma redução no pavimento tipo de 55 vigas e 28 pilares para 23 vigas e 20 pilares, com a conseqüente redução de 18% no custo da estrutura.

Já em um caso real, analisado por Campos (1999), referente à construção de dois edifícios de características similares, porém um sendo executado integralmente com um concreto de f_{ck} de 20 MPa e outro com f_{ck} variável entre 25-30-40-50 MPa, foi constatada uma redução do custo real de 17,38% com a utilização de concretos com maior resistência à compressão. Esses motivos são suficientes para que se investiguem mais a fundo as vantagens técnicas do material, contribuindo na economia e racionalidade das obras.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo geral

O objetivo principal da pesquisa é de avaliar, por meio da modelagem numérica, a confiabilidade de pilares de concreto armado projetados de acordo com as novas especificações da NBR 6118:2014 para concreto de alta resistência.

1.2.2. Objetivos específicos

São objetivos específicos da pesquisa:

- Identificar a influência dos diferentes parâmetros de projeto no índice de confiabilidade obtido: a resistência à compressão do concreto; o índice de esbeltez; a excentricidade relativa de primeira ordem; a taxa de armadura e a relação entre as parcelas variável e permanente do carregamento.

- Avaliar a confiabilidade para os diferentes métodos para o cálculo dos efeitos de segunda ordem: Método da Curvatura Aproximada (MCA) e Método da Rigidez Aproximada (MRA).

- Identificar os casos mais pilares de maior e menor confiabilidade de acordo com o cálculo pela NBR 6118:2014.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está dividido em sete capítulos. No Capítulo 1 é apresentada uma introdução, explicando o que caracteriza o concreto de alta resistência e esclarecendo o significado desta pesquisa.

O Capítulo 2 sumariza alguns detalhes da NBR 6118:2014 que são de grande importância para o trabalho. São definidos os domínios de estado-limite último e o significado do índice de esbeltez. Também são determinados os cálculos para os efeitos de segunda ordem, pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) e Método da Rigidez Aproximada (MRA). E, por fim, são detalhadas as disposições construtivas dos pilares especificadas pela norma.

No Capítulo 3 é feita uma revisão bibliográfica dos pilares esbeltos – formulando os deslocamentos – para então explicar a implementação pelo método dos elementos finitos.

O Capítulo 4 se dedica a validação do modelo, fazendo análises comparativas dos resultados encontrados pelo modelo numérico com ensaios experimentais de pilares.

No Capítulo 5 é feita uma revisão bibliográfica da análise de confiabilidade, seguida pela caracterização das variáveis aleatórias envolvidas no estudo, para então ser calculada a estimativa de erro do modelo.

No Capítulo 6 são feitas as análises paramétricas, variando a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura; e a excentricidade relativa de primeira ordem; a razão entre a carga permanente e a carga total; e a esbeltez do pilar.

Por fim, o Capítulo 7 se destina às conclusões do trabalho.

2. PROJETO DE PILARES SEGUNDO A NBR 6118:2014

Concreto armado é o material composto, obtido pela associação do concreto com barras de aço, convenientemente colocados em seu interior. Em virtude da baixa resistência à tração do concreto, as barras de aço cumprem a função de absorver os esforços de tração da estrutura, além de aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas.

Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes (NBR 6118:2014). O seu dimensionamento é feito em função dos esforços externos solicitantes de cálculo, que compreendem as forças normais (N_d), os momentos fletores (M_{dx} e M_{dy}) e as forças cortantes (V_{dx} e V_{dy}) no caso de ação horizontal. Estes valores devem atender aos esforços resistentes, que são determinados a partir da tensão de resistência de cálculo do concreto (f_{cd}) e do aço (f_{yd}). Sendo assim, as equações básicas necessárias para o dimensionamento dos pilares analisados neste trabalho são descritas pelas Eq. 2.1. à Eq. 2.4., obedecendo critérios de majoração ou minoração dos valores.

$$N_d = 1,4G_k + 1,4Q_k \quad (2.1)$$

$$M_d = N_d(e_1 + e_2) \quad (2.2)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (2.3)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,4} \quad (2.4)$$

Sendo G_k e Q_k as cargas permanente e variável características, e e_1 e e_2 as excentricidades de primeira e de segunda ordem.

2.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLECO-COMPRESSÃO

Flexo-compressão é uma solicitação composta por um momento fletor (M_d) e por um esforço normal de compressão (N_d). Quando o plano de flexão contém um eixo de

simetria das seções transversais do elemento estrutural, a solicitação é denominada flexo-compressão normal (ARAÚJO, 2010).

O dimensionamento de uma seção transversal de concreto armado, submetida à flexo-compressão normal, consiste na resolução do seguinte problema:

- dados os esforços solicitantes de cálculo N_d e M_d ;
- escolhida uma forma para a seção transversal de concreto e uma determinada disposição das barras da armadura;
- considerando as resistências de cálculo dos materiais (concreto e aço) e respeitando os limites de dimensionamento;
- encontrar as dimensões da seção de concreto e a área total da armadura que satisfaçam as equações de equilíbrio.

O equilíbrio é então garantido no estado-limite último, correspondente à ruína de uma seção transversal, podendo ocorrer por ruptura do concreto ou por deformação excessiva da armadura. Analisando os domínios de estado-limite último (Fig. 2.1), pode-se identificar em qual dos domínios ocorre a ruptura da seção transversal.

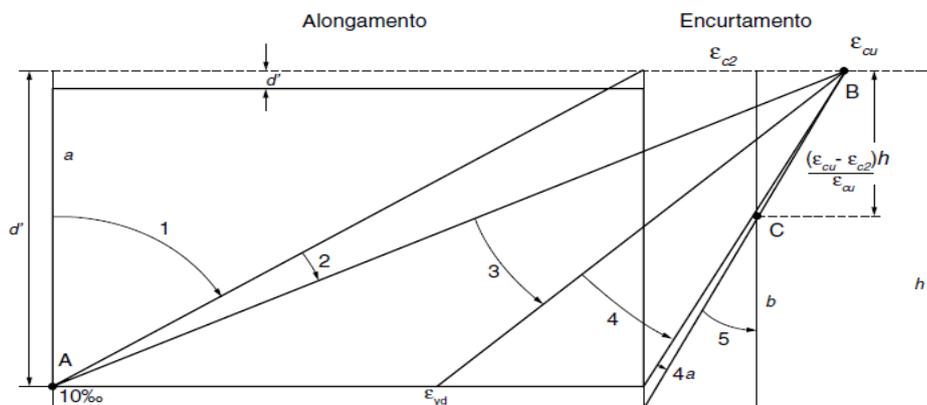


Figura 2.1 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal (NBR 6118:2014)

- Ruptura convencional por deformação plástica excessiva
 - reta a: tração uniforme
 - domínio 1: tração não uniforme, sem compressão
 - domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ e com o máximo alongamento permitido)
- Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto
 - domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{syd}$)

- domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$)
- domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas
- domínio 5: compressão não uniforme, sem tração
- reta b: compressão uniforme

A deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (ε_{C2}) e a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura (ε_{CU}) têm seus valores modificados na NBR 6118:2014 em relação à norma anterior. Na Tab. 2.1. encontram-se os novos valores ε_{C2} e ε_{CU} , sugeridos pela norma brasileira e pelo Código Modelo 2010 da *fib* (2012). A Fig. 2.2. mostra uma comparação entre esses valores.

Tabela 2.1 – Deformação específica de concreto no início do patamar plástico e na ruptura

Concreto	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90
ε_{C2} (‰) – NBR 6118:2014	-2,0	-2,0	-2,0	-2,0	-2,3	-2,0	-2,5	-2,6
ε_{CU} (‰) – NBR 6118:2014	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
ε_{C2} (‰) – fib (2012)	-2,1	-2,3	-2,4	-2,6	-2,7	-2,7	-2,8	-2,9
ε_{CU} (‰) – fib (2012)	-3,5	-3,5	-3,5	-3,4	-3,3	-3,2	-3,1	-3,0

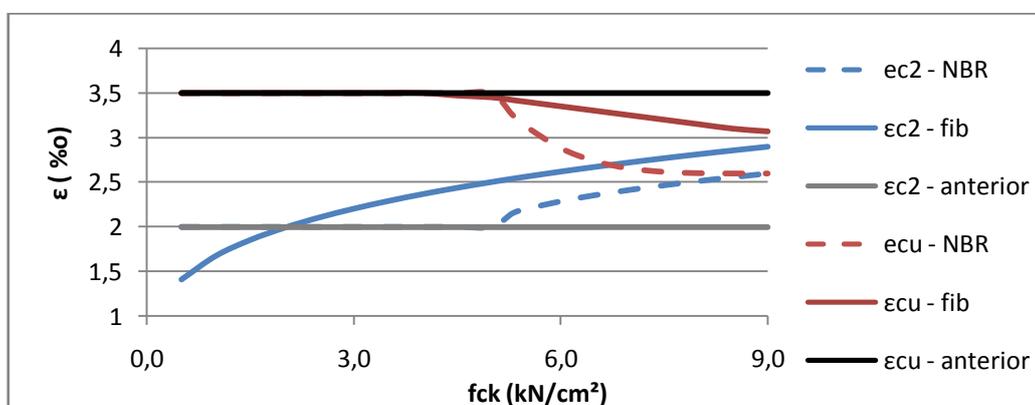


Figura 2.2. – Comparação entre os valores de deformação específica de concreto no início do patamar plástico e na ruptura, como seria anteriormente, pela NBR 6118:2014 e pelo Código Modelo 2010 da fib.

2.2. ÍNDICE DE ESBELTEZ

Os pilares podem ser classificados como curtos, moderadamente esbeltos e esbeltos (ARAÚJO, 2010)

Os pilares curtos são aqueles para os quais não há necessidade de se considerar os efeitos de segunda ordem. Para esses pilares, os esforços solicitantes obtidos na configuração deformada (teoria de segunda ordem) são aproximadamente iguais aos esforços calculados na configuração indeformada (teoria de primeira ordem). Em geral, admite-se que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados quando eles causam um acréscimo nos esforços solicitantes de no máximo 10%.

Para os pilares moderadamente esbeltos, os efeitos de segunda ordem são importantes e não podem ser desprezados. Entretanto, esses efeitos podem ser considerados através de processos simplificados. Em geral, nesses processos, arbitra-se uma configuração deformada para o eixo do pilar e calcula-se o máximo momento fletor solicitante. Com o momento máximo e com o esforço normal, dimensiona-se a seção transversal do pilar em flexo-compressão.

Nos pilares muito esbeltos, os efeitos de segunda ordem são tão importantes que não se pode admitir o emprego de processos simplificados. Para esses pilares é exigida uma análise rigorosa, que leva em conta a não linearidade física decorrente do comportamento mecânico dos materiais, bem como a não linearidade geométrica.

De um modo geral, a maioria dos pilares dos edifícios se enquadra nas categorias de pilares curtos ou moderadamente esbeltos. Somente poucos casos especiais é que eles devem ser tratados como pilares esbeltos.

O índice de esbeltez é definido pela Eq. 2.5.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (2.5)$$

Onde:

- l_e é o comprimento de flambagem do pilar que, no caso de um pilar birrotulado, é igual ao próprio comprimento

- i é o raio de giração na seção geométrica da peça.

Se a seção transversal for retangular, então a esbeltez é definida mais especificamente pela Eq 2.6.

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}l_e}{h} \quad (2.6)$$

Onde h é a altura da seção transversal.

Considera-se, para efeitos de cálculo, o seguinte procedimento:

- se $\lambda \leq 90$, os efeitos de segunda ordem serão considerados através de um processo simplificado;

- e se $90 < \lambda \leq 200$, o pilar é muito esbelto e deve ser analisado através de algum processo rigoroso.

2.3. DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

A NBR 6118:2014 apresenta diversos métodos aproximados para o cálculo dos efeitos de segunda ordem. Neste trabalho serão utilizados o Método da Curvatura Aproximada (MCA) e o Método da Rigidez Aproximada (MRA).

2.3.1. Método da Curvatura Aproximada (MCA)

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo que a deformação da barra seja senoidal. A não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica.

O momento total máximo no pilar deve ser calculado pela Eq. 2.7.

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (2.7)$$

Sendo que $\frac{1}{r}$ é a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela Eq. 2.8.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v_o + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (2.8)$$

Onde h é a altura considerada e v_o é a força normal adimensional dada pela Eq. 2.9.

$$v_o = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (2.9)$$

Já α_b é um parâmetro que especifica as condições de contorno do pilar, dadas pela NBR 6118:2014, enquanto $M_{1d,A}$ é o valor do cálculo de primeira ordem do momento M_A .

2.3.2. Método da Rigidez Aproximada (MRA)

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo que a deformação da barra seja senoidal. A não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da rigidez.

O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de primeira ordem pela Eq. 2.10.

$$M_{Sd,tot} = \frac{\alpha_b \cdot M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120\kappa/v}} \geq M_{1d,A} \quad (2.10)$$

Para o valor da rigidez adimensional κ pode-se empregar a expressão aproximada dada pela Eq. 2.11.

$$\kappa_{approx} = 32 \left(1 + 5 \cdot \frac{M_{Rd,tot}}{h \cdot N_d} \right) v \quad (2.11)$$

Em um processo de dimensionamento, toma-se $M_{Rd,tot} = M_{Sd,tot}$. Em um processo de verificação, onde a armadura é conhecida, $M_{Rd,tot}$ é o momento resistente calculado com a armadura e com $N_d = N_{Sd} = N_{Rd}$.

As variáveis h , v , $M_{1d,A}$ e α_b são as mesmas definidas no item anterior. Usualmente, duas ou três iterações são suficientes quando se optar por um cálculo iterativo.

Já em um caso de dimensionamento, o processo aproximado recai na formulação direta dada na Eq. 2.12.

$$\begin{aligned} a \cdot M_{Sd,tot}^2 + b \cdot M_{Sd,tot} + c &= 0 \\ a &= 5 \cdot h \\ b &= h^2 \cdot N_d - \frac{N_d \cdot l_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A} \\ c &= N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A} \end{aligned} \quad (2.12)$$

2.4. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Um projeto consistente não se limita a um cálculo preciso das solicitações e das dimensões dos elementos estruturais. Além disso, devem ser tomadas algumas medidas que facilitem a execução, possibilitando uma maior uniformidade na concretagem da estrutura.

Nesse sentido, devem-se especificar dimensões mínimas para as seções transversais dos pilares, bem como limitar a taxa de armadura a um valor máximo compatível com a boa concretagem.

2.4.1. Dimensões mínimas das seções dos pilares

A seção transversal dos pilares deve possuir dimensão mínima igual a 19 cm. Em casos especiais, permite-se adotar dimensões entre 19 cm e 12 cm. Nesses casos, os esforços solicitantes de cálculo devem ser majorados pelo coeficiente adicional de γ_n , dado pela Eq. 2.9.

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b \geq 1 \quad (2.9)$$

Onde b é a menor dimensão da seção transversal do pilar, em centímetros.

Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm². Quando a maior dimensão da seção transversal do pilar é superior a cinco vezes a menor dimensão, o elemento estrutural recebe a denominação de parede estrutural ou de pilar-parede.

2.4.2. Armadura longitudinal

A taxa de armadura longitudinal ρ deve ser maior que a taxa mínima ρ_{min} , dada pela Eq. 2.10.

$$\rho_{min} = 0,15 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} v_o \geq 0,40\% \quad (2.10)$$

Essa taxa deve, também, ser inferior ao valor máximo de 8%, inclusive nos trechos de emenda por transpasse. O ideal é projetar os pilares de forma a se obter uma taxa de armadura longitudinal maior ou igual a 1%.

Em seções poligonais, deve existir pelo menos uma barra em cada vértice. Sendo que o espaçamento máximo entre eixos das barras longitudinais é igual a 40 cm ou duas vezes a menor dimensão da seção transversal. O espaço livre entre duas barras, fora da região de emendas, deve ser maior ou igual a 2 cm o diâmetro das barras e 1,2 vezes o diâmetro máximo do agregado.

2.4.3. Armadura transversal

Os estribos dos pilares devem amarrar as barras longitudinais, possibilitando sua concretagem na posição vertical, além de protegê-las contra a flambagem. Os estribos também servem para absorver os esforços transversais de tração que surgem na região das emendas por transpasse das barras longitudinais. Para isso, o diâmetro dos estribos não deve ser inferior a 5 mm nem a um quarto do diâmetro das barras de armadura longitudinal.

O espaçamento entre estribos não deve ser maior que 20 cm, a menor dimensão da seção da peça, e doze vezes o diâmetro da armadura longitudinal.

2.4.4. Cobrimento da armadura

Os cobrimentos nominais exigidos pela NBR 6118:2014 são dados em função da classe de agressividade ambiental. No caso dos pilares, os cobrimentos nominais exigidos são indicados na Tab. 2.2.

Tabela 2.2 – Cobrimentos nominais para pilares de acordo com a classe de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Risco de deterioração da estrutura	Cobrimento nominal (cm)
I	fraca	insignificante	2,5
II	moderada	pequeno	3,0
III	forte	grande	4,0
IV	muito forte	elevado	5,0

3. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS EM PILARES ESBELTOS

Diversas metodologias podem ser empregadas para a análise e o dimensionamento de pilares de concreto armado. Dentre os algoritmos usualmente empregados (ARAÚJO, 2010) 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. Esta seção do trabalho apresenta, resumidamente, a metodologia dos elementos finitos para a análise de pilares esbeltos.

3.1. PILARES ESBELTOS

Pilares esbeltos são aqueles cuja seção transversal é muito pequena em relação ao seu comprimento. Assim, a sua segurança deve ser comprovada por meio de um processo rigoroso que leva em conta as não linearidades física e geométrica.

Para a obtenção do campo de deslocamentos em uma barra esbelta, empregam-se as hipóteses das seções planas e de moderadas rotações. Com isso, desprezam-se as deformações devidas ao esforço cortante.

Na Fig. 3.1., apresenta-se uma barra nas configurações deforma e indeformada. As cargas externas são aplicadas no plano xz , o qual contém os eixos de simetria das seções transversais da barra. Deste modo, a barra está sob flexão normal composta.

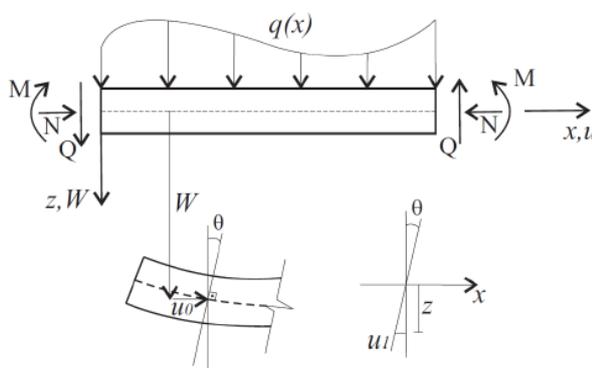


Figura 3.1 - Deslocamento e forças em uma barra esbelta (ARAÚJO, 2010)

Conforme está indicado, o eixo da barra sofre um deslocamento u_o na direção x e um deslocamento transversal W na direção z . Além disso, uma seção transversal genérica sofre uma rotação θ , mantendo-se plana e perpendicular ao eixo deformado.

Assim, o deslocamento $u(x, z)$ em uma fibra genérica da seção, situada a uma distância z do eixo da barra, é dado pela Eq 3.1.

$$u(x, z) = u_o(x) + u_1(x, z) \quad (3.1)$$

Onde $u_1(x, z)$ é o deslocamento provocado pela rotação da seção transversal, dado pela Eq. 3.2.

$$u_1(x, z) = -z\theta = -z \frac{dW}{dx} \quad (3.2)$$

Desta forma, o campo de deslocamentos no interior da barra fica representado pelas Eq. 3.3 e Eq. 3.4.

$$u(x, z) = u_o(x) - z \frac{dW}{dx} \quad \text{ou} \quad u(x, z) = u_o(x) - z W_{,x} \quad (3.3)$$

$$W(x, z) = W(x) \quad (3.4)$$

Na Fig. 3.2, apresenta-se um segmento infinitesimal da barra com os respectivos deslocamentos. O comprimento na configuração indeformada é igual a dx .

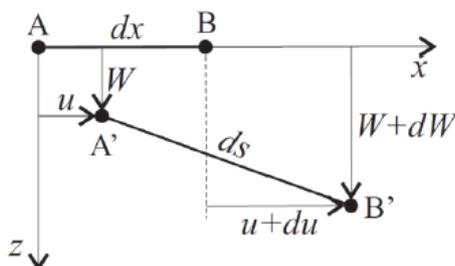


Figura 3.2. - Deslocamentos de um elemento infinitesimal de barra (ARAÚJO, 2010)

Conforme está indicado, as posições dos extremos do elemento, na configuração deformada, são dadas pelas Eq. 3.5 e Eq. 3.6.

$$A' = \begin{pmatrix} x_{a'} \\ z_{a'} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u \\ W \end{pmatrix} \quad (3.5)$$

$$B' = \begin{pmatrix} x_{b'} \\ z_{b'} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u + u_{,x} dx + dx \\ W + W_{,x} dx \end{pmatrix} \quad (3.6)$$

O comprimento final do elemento é dado pela Eq. 3.7.

$$ds = \sqrt{(x_{b'} - x_{a'})^2 + (z_{b'} - z_{a'})^2} = \sqrt{(1 + u_{,x})^2 + (W_{,x})^2} \quad (3.7)$$

Expandindo o segundo termo da Eq. 3.7 em série de Taylor, resulta na Eq. 3.8.

$$ds = dx \left[1 + u_{,x} + \frac{1}{2} (W_{,x})^2 \right] \quad (3.8)$$

A deformação normal ε_x do elemento é dada pela Eq. 3.9.

$$\varepsilon_x = \frac{ds - dx}{dx} = u_{,x} + \frac{1}{2} (W_{,x})^2 \quad (3.9)$$

Substituindo a Eq. 3.3 na Eq. 3.9, resulta na Eq. 3.10.

$$\varepsilon_x = u_{o,x}(x) + \frac{1}{2} (W_{,x})^2 - z W_{,xx} \quad (3.10)$$

Definindo a deformação axial ε_o pela Eq. 3.11 e a curvatura média χ pela Eq. 3.12, pode-se chegar a Eq. 3.13, que relaciona a deformação normal em um ponto genérico da barra com os deslocamentos do seu eixo.

$$\varepsilon_o = u_{o,x}(x) + \frac{1}{2} (W_{,x})^2 \quad (3.11)$$

$$\chi = -W_{,xx} \quad (3.12)$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_o + z\chi \quad (3.13)$$

Observa-se que essa relação é não linear em virtude do termo $(W_{,x})^2$ que aparece na expressão da deformação axial. Esse termo introduz a não linearidade geométrica do problema.

A partir dessa formulação em deslocamento, é possível empregar o método dos elementos finitos com o uso do princípio dos trabalhos virtuais.

3.2. O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

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. Considerando-se os elementos no plano, cada nó do elemento possui três graus de liberdade (deslocamentos vertical e horizontal e rotação). Os deslocamentos em um ponto genérico de cada elemento finito são determinados, a partir dos deslocamentos nodais, por interpolação com o uso funções de polinômios cúbicos. Com o vetor de deslocamentos dos elementos obtêm-se suas deformações e tensões através do princípio dos trabalhos virtuais, considerando a condição necessária e suficiente para o equilíbrio do elemento a verificação da Eq. 3.14:

$$\delta W_{EXT} = \delta W_{INT} \quad (3.14)$$

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

A Fig. 3.3 apresenta um elemento genérico de um suposto pilar submetido a ações nodais ($F_{1n}, F_{2n}, \dots, F_{6n}$) e seus correspondentes deslocamentos (U_1, U_2, \dots, U_6).

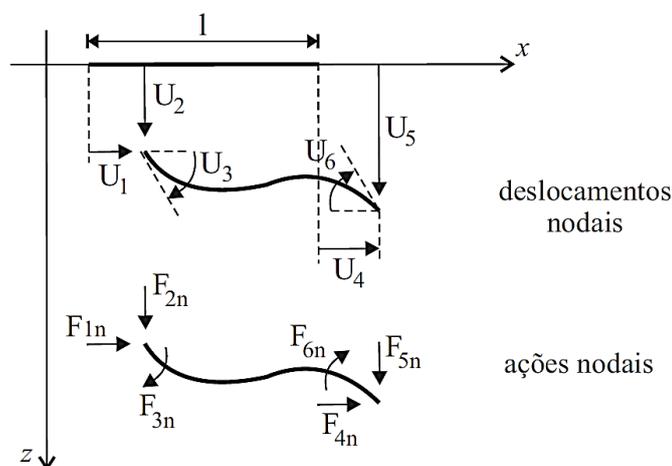


Figura 3.3 - Ações e deslocamentos nodais de um elemento finito genérico (ARAÚJO, 2010)

Determinando-se as ações ou cargas aplicadas em todos os nós da estrutura e os correspondentes deslocamentos nodais, a análise do problema resume-se à solução do sistema da Eq. 3.15:

$$\mathbf{F} = \mathbf{K}\mathbf{U} \quad (3.15)$$

Onde \mathbf{F} é o vetor das cargas aplicadas em todos os nós da estrutura, \mathbf{U} é o vetor dos deslocamentos nodais e \mathbf{K} é a matriz de rigidez global da estrutura.

O vetor \mathbf{F} é função dos esforços solicitantes externos (momento fletor e esforço axial). 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, foram utilizados os diagramas de tensão-deformação do concreto em tração e em compressão propostos pelo Código Modelo 2010 da *fib* (2012) e mostrados nas Fig. 3.4 e Fig. 3.5. A expressão para o concreto em compressão é dada pela Eq. 3.16.

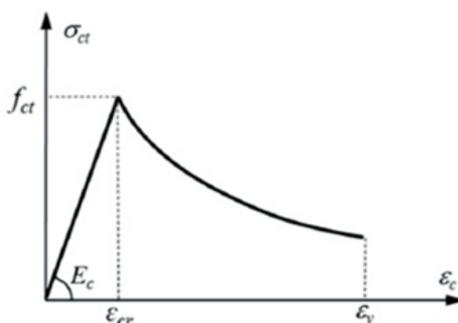


Figura 3.4 – Diagrama tensão-deformação para o concreto em tração

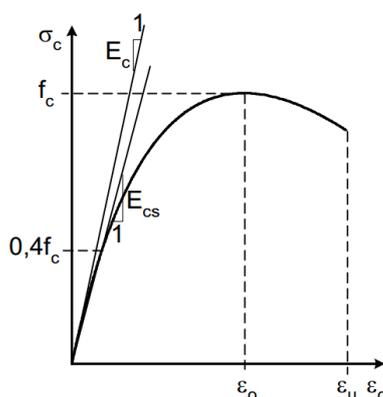


Figura 3.5 – Diagrama tensão-deformação do CEB para concreto em compressão simples

$$\sigma_c = f_c \left(\frac{k'\eta - \eta^2}{1 + (k' - 2)\eta} \right) \quad (3.16)$$

Onde:

$$k' = \frac{E_c}{E_{c1}} \quad (3.17)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (3.18)$$

Sendo:

$$E_c = 21500 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3} \text{ MPa} \quad (3.19)$$

$$\varepsilon_{c1} = 0,0016 (f_{cm})^{1/4} \quad (3.20)$$

Para o aço foi admitido um comportamento elastoplástico perfeito, cujo diagrama tensão-deformação é representado pela Fig. 3.6.

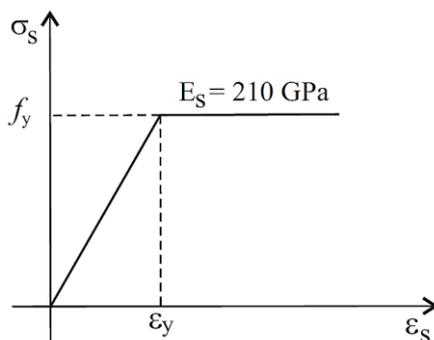


Figura 3.6 - Diagrama tensão-deformação do aço em tração e compressão

A Eq. 3.15 representa o comportamento de um material no regime elástico linear. 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 consequente definição da estabilidade da estrutura para o carregamento considerado. Este método, diferente do método de Newton-Raphson padrão, faz uma aproximação por secante através dos dois pontos anteriores da curva analisada (Fig. 3.7), realizando um processo com baixo custo computacional.

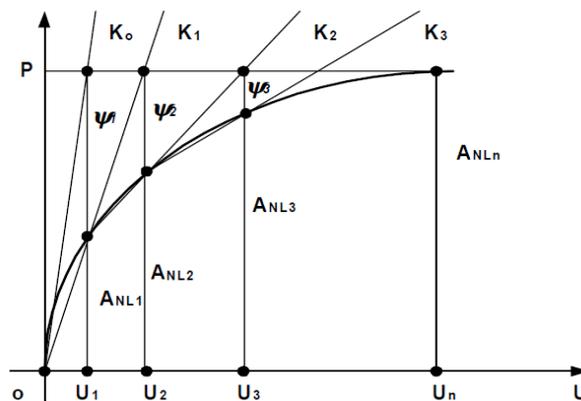


Figura 3.7 – Método iterativo de quase-Newton BFGS

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, utilizado 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 \mathbf{F} e da matriz de rigidez \mathbf{K} com base nas condições de contorno;
- Solução iterativa do sistema de equações lineares.

No presente trabalho os pilares são modelados como 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 Fig. 3.8. O sistema de equações lineares, devido às não linearidades física e geométrica, é resolvido iterativamente através do método quase-Newton BFGS já mencionado.

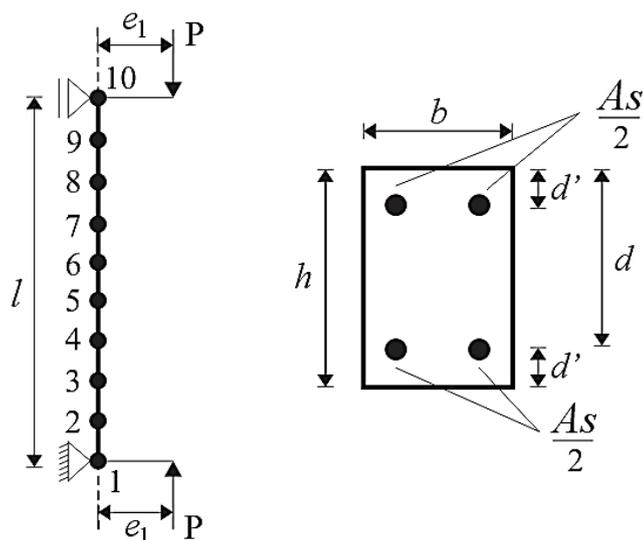


Figura 3.8 - Geometria da seção, modelo de carregamento e discretização do eixo do pilar em elementos finitos

Para realizar a posterior análise estatística dos resultados, é utilizado o Método de Monte Carlo. 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, e assim, têm-se um conjunto de resultados de rompimentos em função da variabilidade dos dados de entrada.

4. VALIDAÇÃO DO MODELO

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, que aqui são todos birrotulados e submetidos à flexo-compressão normal.

O elemento utilizado é o tradicional elemento de pórtico plano com dois nós e três graus de liberdade por nó e para a seção transversal dos pilares dos modelos utilizados para validação foram feitas simulações para duas camadas simétricas de armadura.

Admitiu-se que a convergência das iterações se deu em 100 etapas de carga.

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 Fig. 4.1 e a Tab 4.1. apresentam as características geométricas destes pilares. Já a Fig 4.2. mostra os resultados obtidos para a carga de ruptura experimental ($F_{U,exp}$) em relação a carga de ruptura do modelo ($F_{U,mod}$).

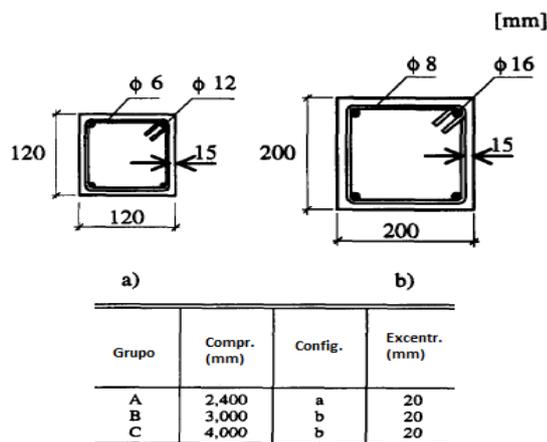
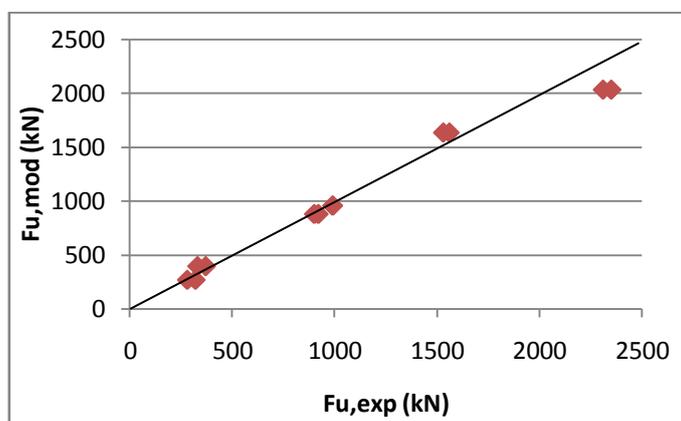


Figura 4.1 – Seção transversal dos pilares de Claeson e Gylltoft (1998)

Tabela 4.1 – Características e análise dos pilares de Claeson e Gylltoft (1998)

Pilar	Grupo	f_{cm} (kN/cm ²)	f_{ym} (kN/cm ²)	E_0 (GPa)	$E_{ci,FIP}$ (Gpa)	α	$F_{U,exp}$ (kN)	$F_{U,mod}$ (kN)
#23	A	4,3	68,4	-	35,0	0,88	320	267
#25	A	8,6	68,4	-	44,0	0,88	370	394
#27	B	3,3	63,6	26	32,0	0,81	990	957
#29	B	9,1	63,6	42,5	44,9	0,95	2310	2035
#31	C	3,7	63,6	27,5	33,3	0,83	900	879
#33	C	9,3	63,6	41,5	45,2	0,92	1530	1636
#24	A	4,3	68,4	-	35,0	0,88	280	267
#26	A	8,6	68,4	-	44,0	0,88	330	394
#28	B	3,3	63,6	26	32,0	0,81	990	957
#30	B	9,1	63,6	42,5	44,9	0,95	2350	2035
#32	C	3,7	63,6	27,5	33,3	0,83	920	879
#34	C	9,3	63,6	41,5	45,2	0,92	1560	1636

Figura 4.2 – Relação entre a carga de ruptura experimental ($F_{U,exp}$) e a do modelo ($F_{U,mod}$) dos pilares de Claeson e Gylltoft (1998)

b) Pilares de Goyal e Jackson (1971):

Goyal e Jackson (1971) analisaram o comportamento de pilares esbeltos de concreto armado com seção transversal quadrada, conforme se pode observar na Fig. 4.3, que apresenta as características físicas dos elementos. Na Tab 4.2 e na Fig 4.4 se encontram os resultados obtidos pela análise da carga de ruptura experimental ($F_{U,exp}$) em relação a carga de ruptura do modelo ($F_{U,mod}$).

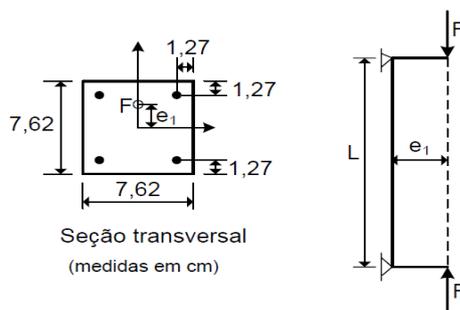


Figura 4.3 – Seção transversal dos pilares de Goyal e Jackson (1971)

Tabela 4.2 – Características e análise dos pilares de Goyal e Jackson (1971)

Pilar	f_c (MPa)	e_1 (cm)	$F_{U,exp}$ (kN)	$F_{U,mod}$ (kN)
L = 182 cm ; $f_y = 352$ MPa ; $A_s = 1,42$ cm²				
A1	19,9	3,81	33,1	35,9
A2	19,9	3,81	33,4	35,9
C1	23,3	2,54	44,5	49,5
C2	23,3	2,54	46,8	49,5
E1	21,9	1,27	66,7	69,1
E2	21,9	1,27	65,4	69,1
G1	22,22	1,91	55,4	56,5
G2	22,22	1,91	53	56,5
L = 182 cm ; $f_y = 310$ MPa ; $A_s = 1,00$ cm²				
I1	22,7	1,27	60	61,9
I2	22,7	1,27	57,4	61,9
K1	22,8	1,91	46,6	48,6
K2	22,8	1,91	45,6	48,6
M1	22,9	2,54	37,1	40,6
M2	22,9	2,54	37	40,6
L = 122 cm ; $f_y = 310$ MPa ; $A_s = 1,00$ cm²				
O1	23,6	1,27	82,3	81,9
O2	23,6	1,27	92,4	81,9
P1	23,6	1,91	64,5	65,1
P2	23,6	1,91	72,7	65,1
Q1	19,9	2,54	51,4	48,6
Q2	19,9	2,54	48,9	48,6
L = 274 cm ; $f_y = 310$ MPa ; $A_s = 1,00$ cm²				
R1	21,4	1,27	33,5	36,9
R2	21,4	1,27	31,1	36,9
S1	20,9	1,91	23	28,2
S2	20,9	1,91	24,3	28,2
T1	20,7	2,54	19,4	24,1
T2	20,7	2,54	20,6	24,1

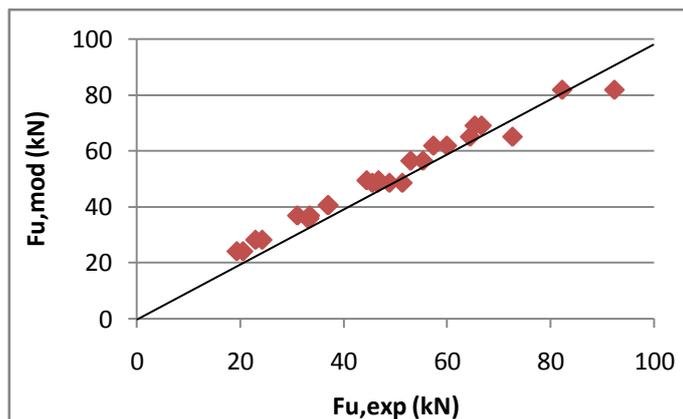


Figura 4.4 – Relação entre a carga de ruptura experimental ($F_{U,exp}$) e a do modelo ($F_{U,mod}$) dos pilares de Goyal e Jackson (1971)

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 Fig. 4.5. A relação entre a carga de ruptura experimental ($F_{U,exp}$) em relação a carga de ruptura do modelo ($F_{U,mod}$) é mostrada na Tab. 4.3 e na Fig. 4.6.

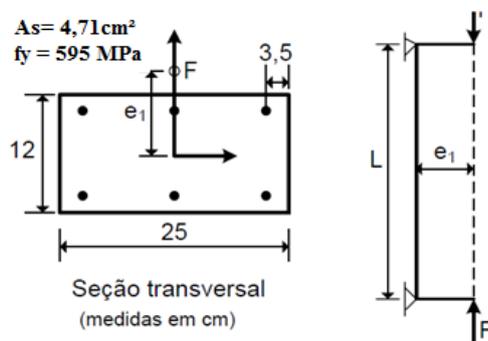
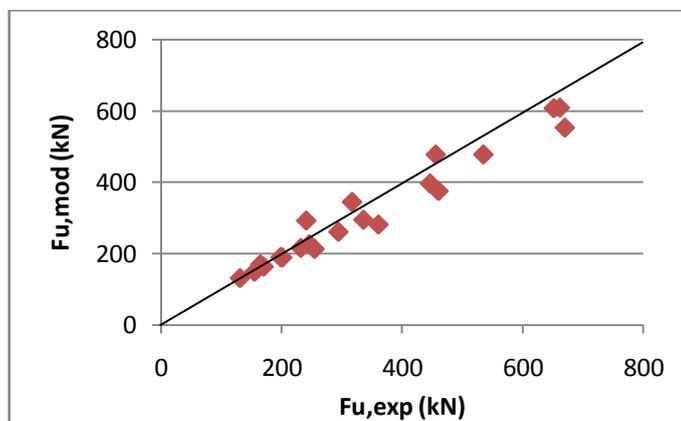


Figura 4.5 – Seção transversal dos pilares de Melo (2009)

Tabela 4.3 – Características e análise dos pilares de Melo (2009)

Pilar	f_c (MPa)	e_1 (cm)	$F_{U,exp}$ (kN)	$F_{U,mod}$ (kN)
L = 300 cm				
6-3.0	29,6	0,6	652	607,6
12-3.0	39,6	1,2	535	478
15-3.0	35,8	1,5	446,5	396,7
18-3.0	39,7	1,8	460,5	375,6
24-3.0	39,7	2,4	241	292,7
30-3.0	33,9	3	254,8	213,2
40-3.0	33,9	4	170,2	163,6
50-3.0	37,6	5	155	149,1
60-3.0	37,6	6	131	131,6
L = 250 cm				
15-2.5	43,1	1,5	670,4	553,1
24-2.5	45,8	2,4	360,8	281,5
30-2.5	41,6	3	336	295
40-2.5	41,6	4	246	226,4
50-2.5	41,6	5	201,2	189,2
60-2.5	43,1	6	164,8	170
L = 200 cm				
15-2.0	38,5	1,5	662	609,1
24-2.0	45,8	2,4	456	477,7
30-2.0	37,2	3	317	345
40-2.0	37,2	4	294,4	261,2
50-2.0	37,2	5	232	215,9
60-2.0	38,5	6	198,4	190,5

Figura 4.6 – Relação entre a carga de ruptura experimental ($F_{U,exp}$) e a do modelo ($F_{U,mod}$) dos pilares de Melo (2009)

d) Pilares de Kim e Yang (2000):

Kim e Lee(2000) realizaram o rompimento de pilares birrotulados sob flexo-compressão normal. A Fig. 4.7 e a Tab. 4.4. apresentam as características geométricas destes pilares. Já a Fig. 4.8 mostra os resultados obtidos para a carga de ruptura experimental ($F_{U,exp}$) em relação a carga de ruptura do modelo ($F_{U,mod}$).

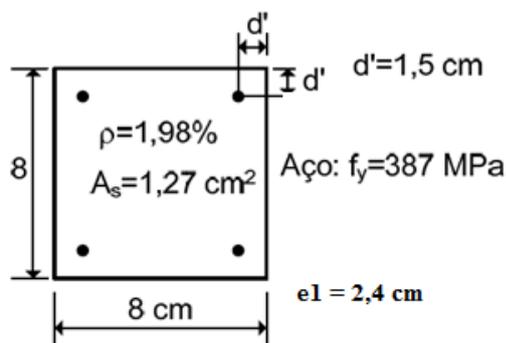


Figura 4.7 – Seção transversal dos pilares de Kim e Yang (2000)

Tabela 4.4 – Características e análise dos pilares de Kim e Tang (2000)

Pilar	ρ (%)	L (cm)	$F_{U,exp}$ (kN)	$F_{U,mod}$ (kN)
$f_c = 63,5 \text{ MPa}$				
M2-1	1,98	24	179	176,8
M2-2	1,98	24	182,8	176,8
M2-1	1,98	144	102,8	107,5
M2-2	1,98	144	113,5	107,5
M2-1	1,98	240	45,2	55,2
M2-2	1,98	240	47,6	55,2
$f_c = 86,2 \text{ MPa}$				
H2-1	1,98	24	235,3	218,3
H2-2	1,98	24	240,4	218,3
H2-1	1,98	144	122,1	123,5
H2-2	1,98	144	123,7	123,5
H2-1	1,98	240	54,3	59,9
H2-2	1,98	240	54,9	59,9

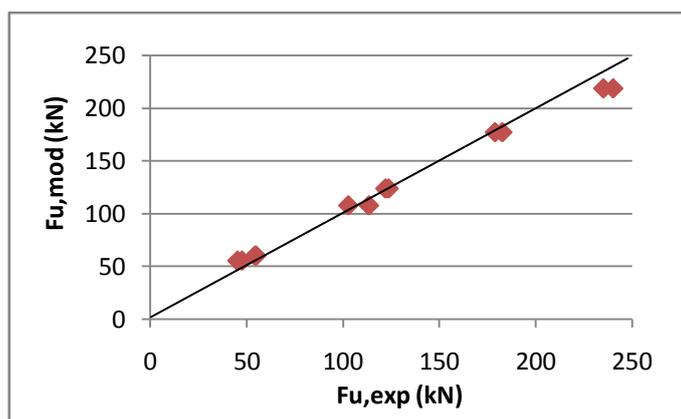


Figura 4.8 – Relação entre a carga de ruptura experimental ($F_{u,exp}$) e a do modelo ($F_{u,mod}$) dos pilares de Kim e Yang (2000)

e) Resultados globais dos pilares analisados:

Ao todo, foram 71 pilares analisados quanto a razão entre a carga de ruptura experimental e a carga de ruptura do modelo ($F_{u,exp}/F_{u,mod}$), chegando a um valor médio de 1,003, com desvio-padrão de 0,107.

5. ANÁLISE DA CONFIABILIDADE

As estruturas de concreto armado são projetadas para, além dos aspectos econômicos e estéticos, atender aos 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 (ARAÚJO, 2010).

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.

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 (1997):

“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, 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.

O princípio básico da confiabilidade estrutural consiste em estimar e desta forma buscar garantias de que a capacidade resistente de determinada estrutura será capaz de suportar os carregamentos aplicados ao longo da vida útil da construção. Nesta configuração, busca-se com a análise de confiabilidade assegurar que os esforços

resistentes (R) sejam superiores aos esforços solicitantes (S) durante toda a vida útil da estrutura.

Ocorre que no espectro que compreende os esforços resistentes (R) existem inúmeras variáveis de caráter aleatório e 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, $P(R > S)$.

A Fig. 5.1. 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.

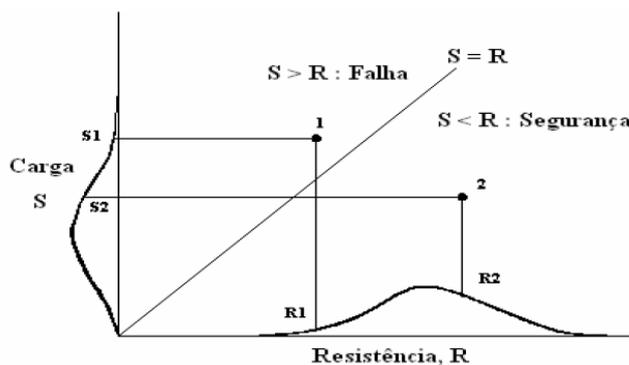


Figura 5.1 - Segurança e falha nas combinações de solicitações e resistências (MacGREGOR, 1997)

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 Eq. 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 e f_S é a função densidade de probabilidade de S .

A estimativa dos parâmetros de variabilidade inerente a cada uma das variáveis envolvidas no processo é importante para garantir a coerência na análise de confiabilidade realizada. Como forma de avaliar a confiabilidade quando o problema pode ser resumido a 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 contínuas as variáveis R e S , com distribuição de probabilidades normal e estatisticamente independente (Fig. 5.2), pode-se definir o valor esperado da margem de segurança (μ_M) através da Eq. 5.3. A Eq. 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.

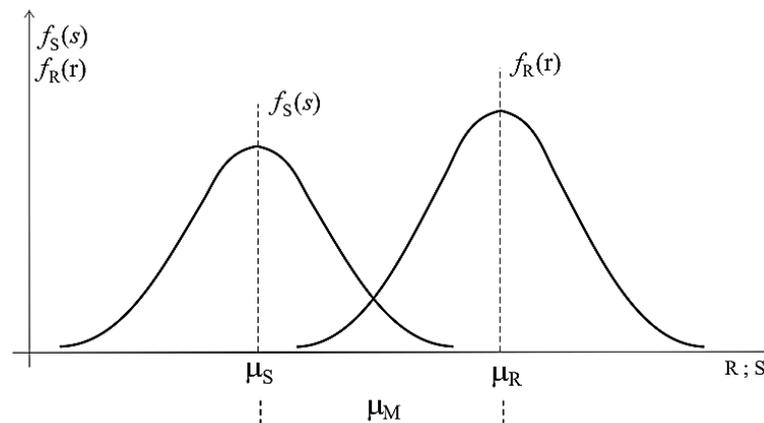


Figura 5.2 - Função densidade de probabilidade dos esforços resistentes (R) e ações solicitantes (S) (ANG e TANG, 1984)

Define-se também uma variável aleatória normal padronizada para a margem de segurança (m), com média zero e desvio padrão unitário conforme a Eq. 5.5.

$$m = \frac{M - \mu_M}{\sigma_M} \quad (5.5)$$

O início da região de falha ou ruptura ocorre quando a margem de segurança (M) anula-se. Neste caso, a margem de segurança padronizada (m) será igual a:

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

Uma das formas de se avaliar o nível de segurança atingido no projeto de determinada estrutura é a determinação do *índice de confiabilidade* (β) e a correspondente probabilidade de falha P_f associada a β , tanto no que se refere ao Estado Limite Último quanto no Estado Limite de Utilização. O índice de confiabilidade (β) pode ser definido como a distância entre o ponto m definido através da Eq. 5.6 e o valor médio de m ($m = 0$) e é dado por pela Eq. 5.7.

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (5.7)$$

Tomando-se como normal a distribuição de probabilidades acumulada (Φ) da variável m com distribuição normal, pode-se determinar a probabilidade de falha para uma estrutura, conforme apresentado na Fig. 5.3, através da Eq. 5.8.

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (5.8)$$

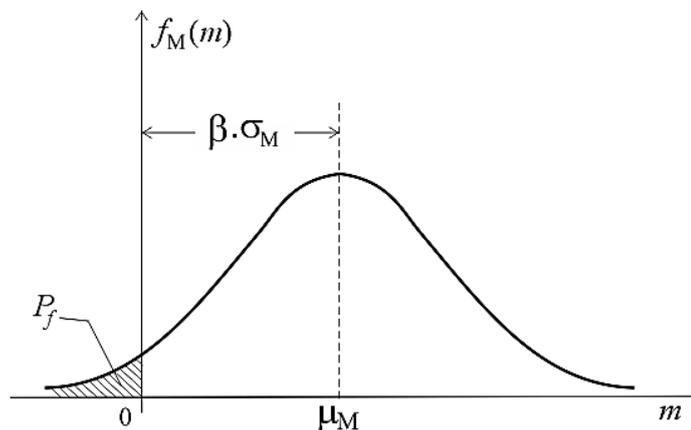


Figura 5.3 - Função de densidade de probabilidades f_M da margem de segurança (ANG e TANG, 1984)

Através da análise da Fig. 5.3, pode-se perceber que a 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).

5.1. CRITÉRIOS DE INTRODUÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

Ao longo dos anos os métodos de análise de confiabilidade foram evoluindo, desde metodologias práticas até modelos numéricos baseados em conceitos estatísticos. Os métodos de análise de confiabilidade estrutural podem ser classificados, dependendo da quantidade de informações disponíveis, conforme os níveis apresentados na Tab. 5.1.

Tabela 5.1 – Classificação por níveis dos métodos de confiabilidade (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 por meio 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. O método de Monte Carlo se encaixa nessa situação.
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.

5.1.1. Método das tensões admissíveis

No método das tensões admissíveis os carregamentos são considerados de forma determinística e admitidos os valores máximo 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 Eq. 5.9. apresenta a representação matemática do método.

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{FS} \quad (5.9)$$

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, 1992). Devido às objeções apontadas no método, novas metodologias foram desenvolvidas, resultando no método conhecido como Método dos Estados Limites.

5.1.2. Método dos estados limites

Entre as teorias de confiabilidade 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 Eq. 5.10. (GALAMBOS, 1992).

$$\frac{1}{\gamma_n} \cdot R_n \geq \sum \gamma_i \cdot S_i \quad (5.10)$$

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 6118:2014 adota o método semi-probabilístico 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 8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas.

5.2. 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 $f_{R,S}$ (Fig. 5.2). 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 será utilizado o método de simulação numérica de Monte Carlo.

5.2.1. Método de Monte Carlo

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 de uma estrutura.

O método de Monte Carlo envolve a geração aleatória de 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. Cada resultado individual obtido permite a realização de uma análise estatística, possibilitando a determinação das características de distribuição de probabilidades das variáveis de resposta do processo. A Fig. 5.4. esquematiza o processo de funcionamento do método de Monte Carlo. Para maior detalhamento sobre o método, consultar **ANEXO – MÉTODO DE MONTE CARLO**.

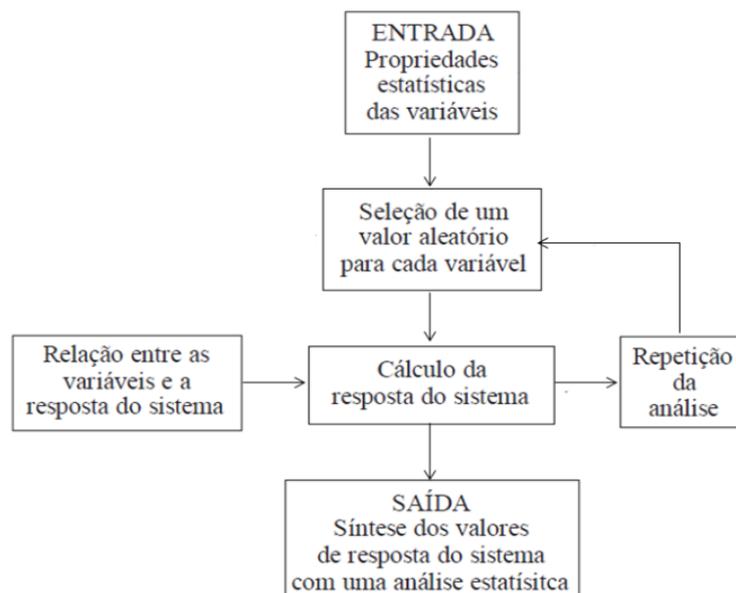


Figura 5.4 - Esquema de funcionamento do método de Monte Carlo (REAL, 2000)

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.

5.3. 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 FRAGOPOLO, 1997).

O cálculo da segurança de um pilar depende de como o critério de segurança foi estabelecido. A Fig. 5.5 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}).

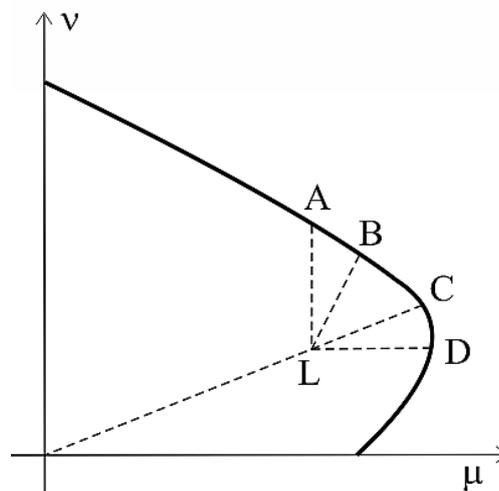


Figura 5.5 - Critérios de falha estabelecidos (DINIZ e FRAGOPOLO, 1997)

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 Eq. 5.11 cuja representação está apresentada esquematicamente na Fig. 5.6.

$$g(X) = R - S = \left[P^2 + \left(\frac{P \cdot e}{h} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left\{ (G + Q)^2 + \left[(G + Q) \frac{e}{h} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (5.11)$$

Onde:

- 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.

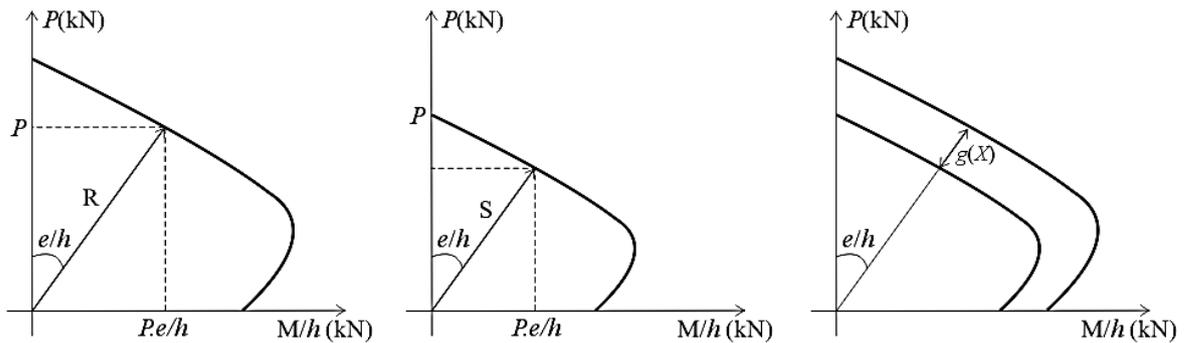


Figura 5.6 - Obtenção da função de desempenho (NOGUEIRA, 2006)

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 com o uso do método de Monte Carlo.

5.4. ÍNDICE DE CONFIABILIDADE ALVO

O nível de segurança associado às estruturas projetadas segundo uma metodologia ou norma técnica é função do índice de confiabilidade alvo (ou objetivo) estabelecido durante a 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.

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 distintos.

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 Código Modelo 2010 da fib apresenta, considerando um período de 50 anos, os valores de índice de confiabilidade alvo apresentados na Tab. 5.2. Podemos admitir, então, que um valor acima de 3,1 pode ser aceito, sendo que acima de 3,8 é mais adequado, indicando uma probabilidade de falha de $7,23 \times 10^{-5}$.

Tabela 5.2 – Índice de confiabilidade alvo pelo Código Modelo 2010 da fib

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

A Tab 5.3 apresenta alguns valores da probabilidade de falha (P_f) em função do índice de confiabilidade (β). É interessante notar que se trata de uma função não-linear.

Tabela 5.3. – Valores da probabilidade de falha (P_f) em relação ao índice de confiabilidade (β).

β	P_f
0,0	$5,00 \times 10^{-1}$
1,0	$1,59 \times 10^{-1}$
2,0	$2,28 \times 10^{-2}$
2,5	$6,21 \times 10^{-3}$
3,0	$1,35 \times 10^{-3}$
3,5	$2,33 \times 10^{-4}$
4,0	$3,20 \times 10^{-5}$

5.5. 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.

5.5.1. Geração de variáveis aleatórias de 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). 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.

Neste trabalho, foram utilizadas armaduras longitudinais de aço do tipo CA-50, considerando-se a resistência característica (f_{yk}) igual a 500 MPa. O valor da resistência média foi determinado a partir da resistência característica, considerando uma distribuição Normal e que o coeficiente de variação adotado foi de 5 %.

Apesar dessa recomendação, é importante lembrar que a distribuição Normal pode assumir valores negativos – que, neste caso, não possuem significado físico algum –, enquanto que a distribuição LogNormal assume apenas valores positivos. Por isso, autores como Tichý (1993) e Machado (2001) recomendam o cálculo utilizando a distribuição LogNormal. Desta forma, foram feitos testes para as ambas distribuições e verificou-se que a diferença no índice de confiabilidade era insignificante (Fig. 5.7). Isso é devido ao fato de que o coeficiente de variação adotado no estudo, 5%, é muito pequeno e, já que não se têm os dados das siderúrgicas nacionais, decidiu-se adotar a recomendação da norma para considerar a distribuição Normal.

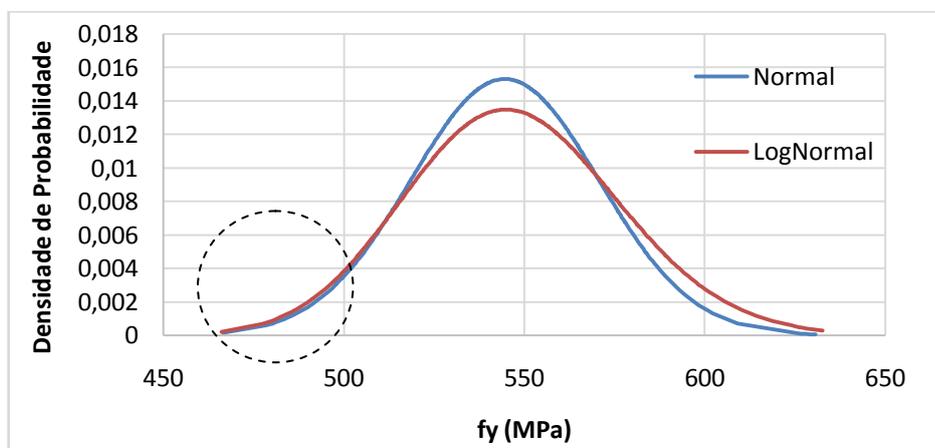


Figura 5.7 – Comparação entre a distribuição Normal e LogNormal

A geração dos parâmetros para cada simulação foi feita através da Eq. 5.13.

$$f_y = f_{ym} \cdot (1 + z \cdot V_{fy}) \quad (5.13)$$

Onde f_{ym} é o valor médio esperado da tensão cujo coeficiente de variação é V_{fy} , 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.

5.5.2. Geração aleatória das 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.

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.

5.5.3. Geração aleatória das propriedades mecânicas do concreto

Para este trabalho, considerou-se um coeficiente de variação do concreto de $V_{fc} = 10\%$, que se acredita ser uma representação abrangente das situações reais dos concretos produzidos no Brasil. É um valor compatível com os levantamentos realizados por vários autores, como Santiago (2011) e Magalhães e Real (2011).

A partir dessa definição, é possível calcular a resistência à compressão média (f_{cm}), a resistência à tração média (f_{ctm}) e o módulo de deformação longitudinal médio (E_{csm}). Determinados através das Eq.5.14, Eq. 5.15 e Eq. 3.6, respectivamente.

$$f_{cm} = \frac{f_{ck}}{1 - 1,645 \cdot V_{fc}} \quad (5.14)$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{ck} + 8}{10}\right) \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (5.15)$$

Lembrando que anteriormente se considerava o cálculo a resistência à tração média do concreto de outra forma, como pode ser vista na Fig. 5.8.

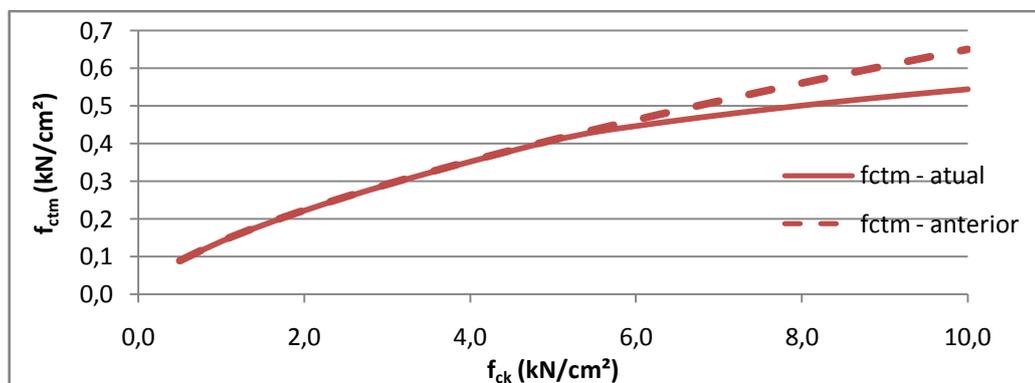


Figura 5.8 – Comparação entre a resistência à tração média do concreto anterior e atual pelo Código Modelo 2010 da fib (2012).

5.5.4. Geração aleatória do carregamento

Para determinar o esforço solicitante no pilar, foram fixadas as dimensões da seção, a taxa de armadura, o comprimento do pilar, a excentricidade da carga aplicada e as propriedades mecânicas do aço e do concreto. Com isso, utilizam-se as equações de equilíbrio, em que os esforços solicitantes de projeto devem ser iguais aos esforços resistentes de projeto (Eq. 5.16 e Eq. 5.17). Lembrando que o cálculo da excentricidade de

segunda ordem é feito tanto pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) quanto pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA).

$$N_{Sd} = N_{Rd} \quad (5.16)$$

$$M_{Sd} = N_{Sd} (e_1 + e_2) = M_{Rd} \quad (5.17)$$

O objetivo é de encontrar o valor para o qual N_{Sd} seja igual ao máximo valor que N_{Rd} possa assumir. Após, então, é fixado um valor r , que relaciona a carga permanente com a carga total (Eq. 5.18)

$$r = \frac{G_k}{G_k + Q_k} \quad (5.18)$$

Isolando os termos e fazendo as substituições necessárias, chegam-se aos valores das cargas variável e permanente consideradas para o trabalho. (Eq. 5.19 e Eq. 5.20)

$$Q_k = G_k \frac{1-r}{r} \quad (5.19)$$

$$G_k = \frac{N_{Sd}}{1,4 \left(1 + \frac{1-r}{r}\right)} \quad (5.20)$$

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 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 Eq. 5.21 foi utilizada para a obtenção de G .

$$G = G_m \cdot (1 + z \cdot V_G) \quad (5.21)$$

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 Eq. 5.22.

$$F_x(x) = \exp[-e^{-a(x-\beta_0)}] \quad (5.22)$$

Onde os parâmetros α e β_0 são determinados, respectivamente, pelas Eq. 5.23 e Eq. 5.24.

$$\alpha = \frac{\pi}{\sigma_Q \cdot \sqrt{6}} \quad (5.23)$$

$$\beta_0 = \mu_Q - \frac{0,577215665}{\alpha} \quad (5.24)$$

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 $G_m = 1,05.G_k$ e $V_G = 0,10$. E a carga variável obedece 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 $V_Q = 0,25$.

5.5.5. Descrição do erro do modelo

Além das variabilidades inerentes às resistências dos materiais e aos esforços impostos às estruturas, devem ser consideradas as incertezas epistêmicas ao modelo numérico adotado na análise. A estimativa do erro do modelo seguiu as recomendações apresentadas por Mirza e Skrabek(1992). Esta metodologia considera o erro do modelo como função da relação entre os resultados experimentais, da variabilidade gerada pelas variáveis aleatórias do sistema (dimensões e resistências dos materiais) e da variabilidade inerente ao processo de ensaio experimental.

Os resultados da análise comparativa entre os resultados do modelo e dos experimentos dos autores relacionados no Capítulo 4 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 gerada pelas variáveis

aleatórias do sistema (dimensões e resistências dos materiais) e pela variabilidade inerente ao processo experimental de ensaio, sendo representada através da Eq. 5.25. (MIRZA e SKRABEK, 1992).

$$V_{MODELO} = \sqrt{V_{EXP/MOD}^2 - V_{LOTE}^2 - V_{ENSAIO}^2} \quad (5.25)$$

Onde:

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

$V_{EXP/MOD}$ é o coeficiente de variação da razão entre as cargas experimentais e do 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 da razão entre as cargas experimentais e do modelo foi determinado através dos 71 resultados ($V_{EXP/MOD} = 0,107/1,003 = 0,106$).

O coeficiente de variação do ensaio é definido como $V_{ENSAIO} = 0,04$, segundo Skrabek (1989).

Já o coeficiente de variação do lote foi determinado por simulações de Monte Carlo para alguns pilares utilizados no presente trabalho. Assumindo os parâmetros utilizados e conforme sugestão Skrabek (1989) e Mirza e MacGregor (1979), o coeficiente de variação do lote determinado foi $V_{LOTE} = 0,044$.

Nestas condições, através da Eq. 5.25, determinou-se o valor $V_{MODELO} = 0,088$.

6. ESTUDOS PARAMÉTRICOS

Para verificar a confiabilidade de pilares de concreto de alta resistência projetados de acordo com a NBR 6118:2014, foram analisados pilares birrotulados com seção transversal quadrada de 40 x 40 cm, admitindo $d = 36$ cm, submetidos à flexo-compressão normal, conforme a Fig 6.1. O desvio padrão considerado foi de 0,50 cm em todas as dimensões.

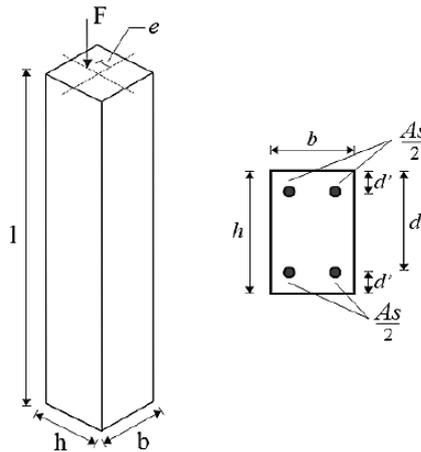


Figura 6.1 - Modelo genérico da geometria e carregamento dos pilares analisados

A armadura admitida é de duas camadas simétricas de distribuição Normal, feita de aço CA-50 com módulo de elasticidade longitudinal constante e igual a 210 GPa e coeficiente de variação de tensão de escoamento igual a 0,05. As características da análise do carregamento permanente e acidental foram detalhas no capítulo anterior, bem como a estimativa de erro do modelo.

O elemento utilizado é o tradicional elemento de pórtico plano com dois nós e três graus de liberdade por nó. O método iterativo quase-Newton BFGS foi empregado para a obtenção da convergência dos deslocamentos nodais e consequente definição da estabilidade da estrutura para os carregamentos considerados. Desta forma, um conjunto de valores de resistência de ruptura do pilar é gerado pelo Método de Monte Carlo considerando-se as propriedades das variáveis de entrada geradas em cada simulação. Os parâmetros variados foram:

- A resistência à compressão do concreto (f_{ck}): Foram escolhidos os valores de 30, 60 e 90 MPa, todos estes dentro do limite de aplicabilidade da NBR 6118:2014. O primeiro é um valor usual utilizados em projetos no Brasil, e os dois últimos, valores que não eram contemplados pela norma anterior NBR 6118:2007.

- A taxa de armadura (ρ): Foram admitidos os valores de 2% e 4%, ambos largamente utilizados na construção civil e dentro do limite adequado de acordo com a NBR 6118:2014.
- A excentricidade relativa inicial (e_i/h): Foram escolhidos os valores de 0,10 e 0,20, visando apresentar as situações mais comuns de pilares de concreto armado de edifícios.
- A razão entre a carga permanente e a carga total [$r = G_k/(G_k + Q_k)$]: Foram admitidos os valores de 0,25; 0,50 e 0,75. O último valor representa as situações mais comuns em construção civil, como pilares em edifícios residências, onde a carga permanente pode ser considerada três vezes a acidental. Já o segundo valor não é tão corrente, mas pode ser encontrado, e indica um pilar onde a carga permanente e acidental são iguais. Já o valor de 0,25 ocorre raríssimas vezes, e representa uma situação onde a carga variável é igual a três vezes a permanente.
- A esbeltez do pilar (λ): Foram escolhidos valores iguais a 30, 60 e 90, abrangendo diferentes comprimentos de pilar. Quanto maior a esbeltez, mais importante é o cálculo dos efeitos de segunda ordem, sendo que acima de 90 seria necessário o emprego de um método muito mais rigoroso de cálculo.
- O método utilizado para considerar os efeitos de segunda ordem: Método da Curvatura Aproximada (MCA) e Método da Rigidez Aproximada (MRA), ambos citados na NBR 6118:2014, sendo interessante analisar a confiabilidade de cada um.

O número de 500 simulações apresentou-se como suficiente para a convergência estatística do valor esperado da carga de ruptura e de seu desvio padrão. A Fig 6.2 e a Fig 6.3 apresentam a convergência para a carga de ruptura e seu desvio padrão, respectivamente, de pilares com resistência à compressão do concreto de 30, 60 e 90 MPa, para $\lambda = 60$, $e_i/h = 0,2$, $\rho = 2\%$ e $r = 0,50$.

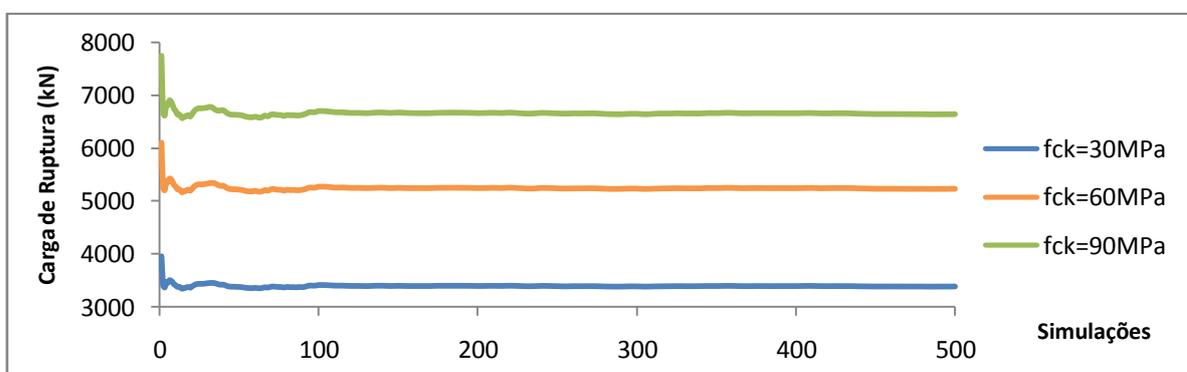


Figura 6.2 - Convergência da carga de ruptura para pilares com $\lambda = 60$, $e_i/h = 0,2$, $\rho = 2\%$ e $r = 0,50$.

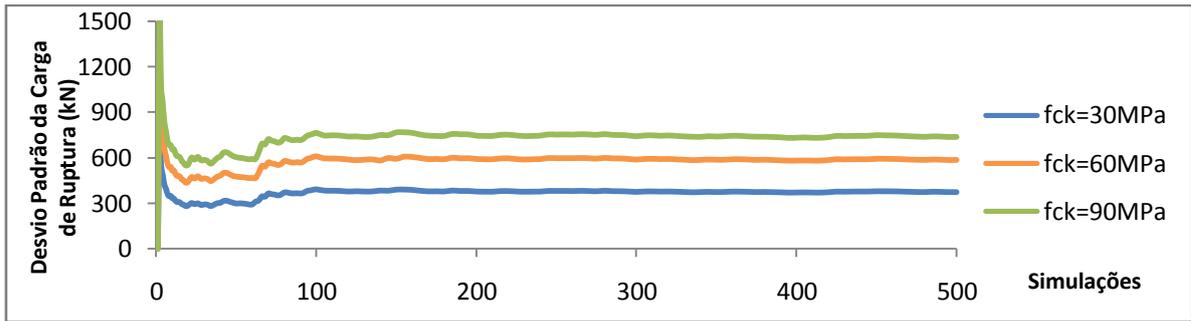


Figura 6.3 - Convergência do desvio padrão da carga de ruptura para pilares com $\lambda = 60$, $e_1/h = 0,2$, $\rho = 2\%$ e $r = 0,50$.

Para constatar a convergência estatística do índice de confiabilidade, apresenta-se nas Fig. 6.4, 6.5 e 6.6 os resultados para os mesmos pilares, utilizando o cálculo do Método da Curvatura Aproximada (MCA) e do Método da Rigidez Aproximada (MRA).

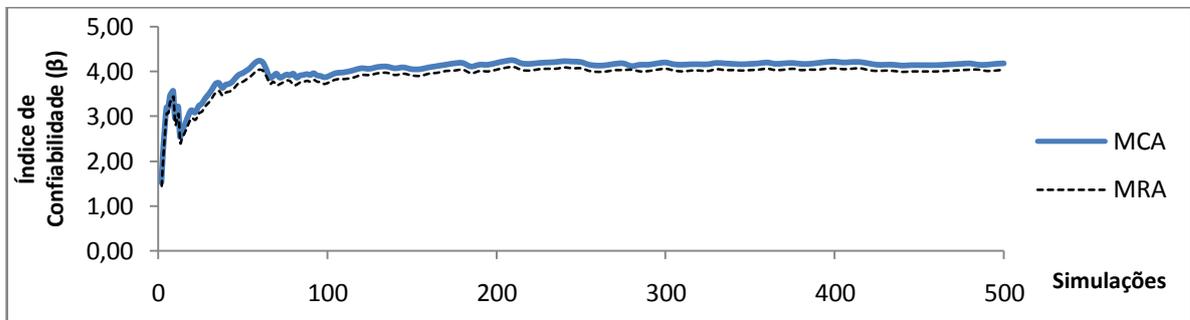


Figura 6.4 - Convergência do índice de confiabilidade para $f_{ck} = 30$ MPa, $\lambda = 60$, $e_1/h = 0,2$, $\rho = 2\%$ e $r = 0,50$.

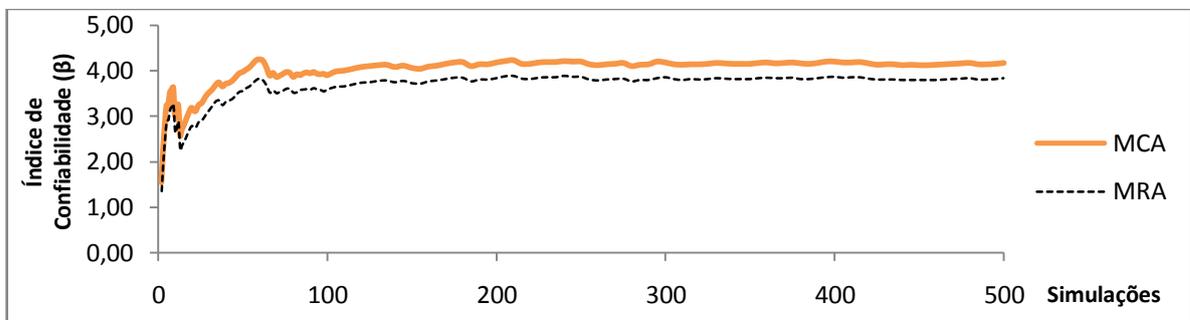


Figura 6.5 - Convergência do índice de confiabilidade para $f_{ck} = 60$ MPa, $\lambda = 60$, $e_1/h = 0,2$, $\rho = 2\%$ e $r = 0,50$.

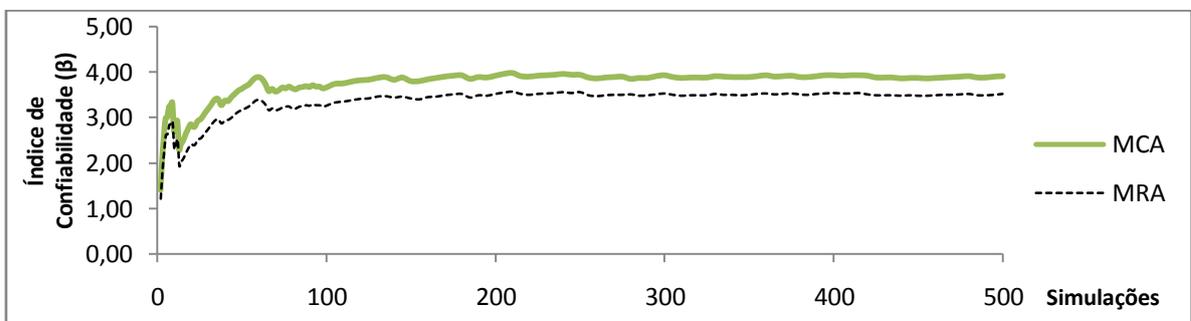


Figura 6.6 - Convergência do índice de confiabilidade para $f_{ck} = 90$ MPa, $\lambda = 60$, $e_1/h = 0,2$, $\rho = 2\%$ e $r = 0,50$.

O mesmo comportamento foi observado nos demais pilares analisados.

6.1. VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

6.1.1. Análises em relação à razão entre a carga permanente e a total

Nas Fig. 6.7 a Fig. 6.18 são apresentados gráficos $\beta \times f_{ck}$ onde a razão entre a carga permanente e a total é analisada.

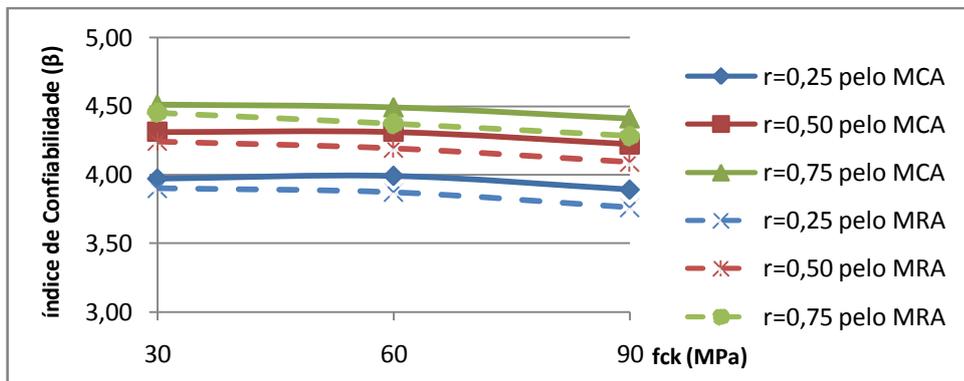


Figura 6.7 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $e1/h=0,1$ e $\rho=2\%$.

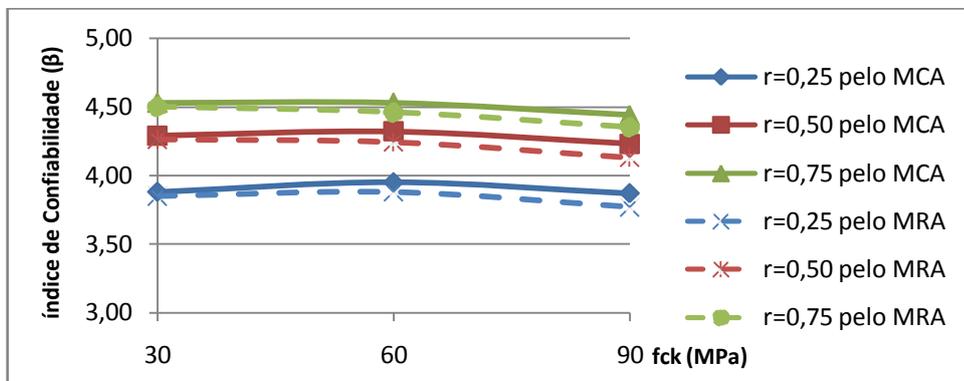


Figura 6.8 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $e1/h=0,1$ e $\rho=4\%$.

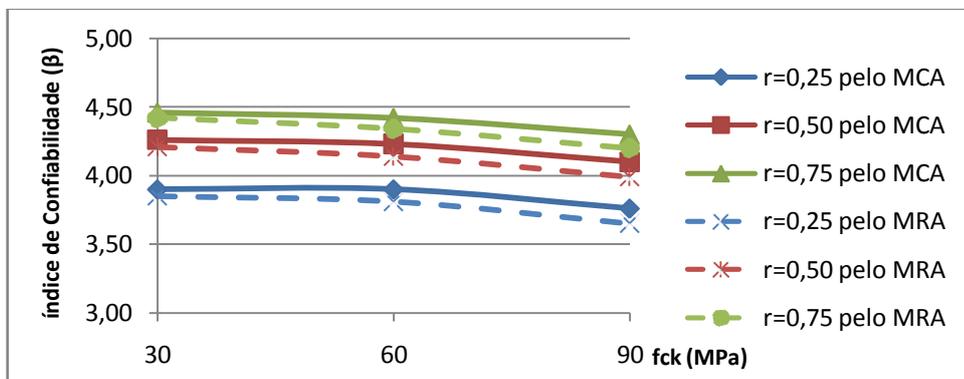


Figura 6.9 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $e1/h=0,2$ e $\rho=2\%$.

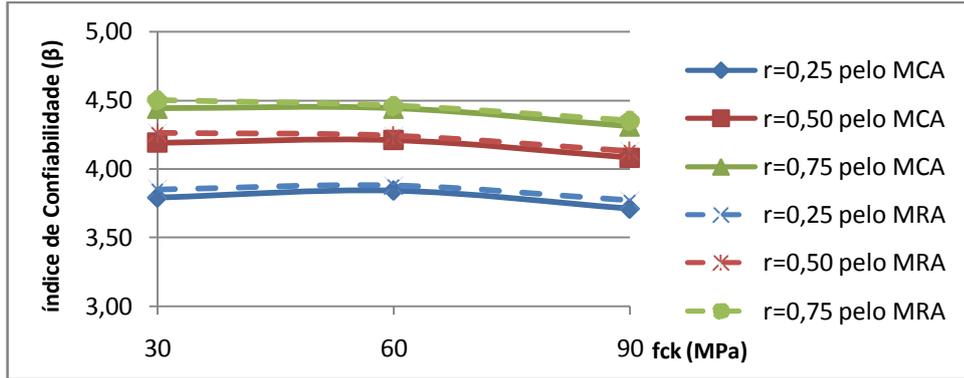


Figura 6.10 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=4\%$.

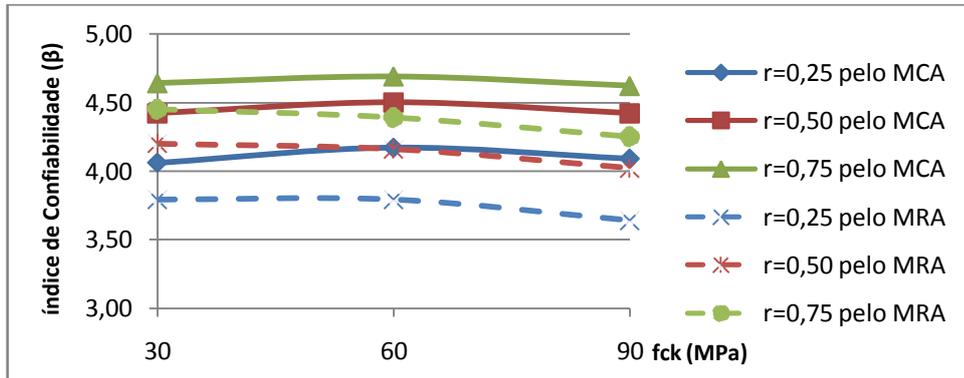


Figura 6.11 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $e_1/h=0,1$ e $\rho=2\%$.

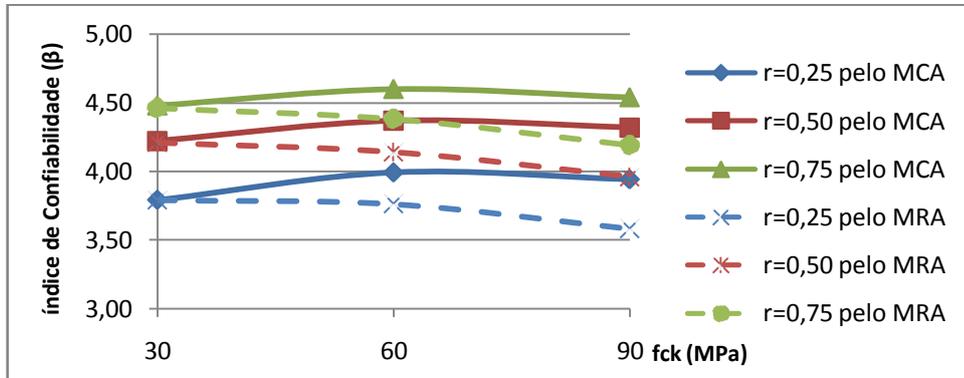


Figura 6.12 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $e_1/h=0,1$ e $\rho=4\%$.

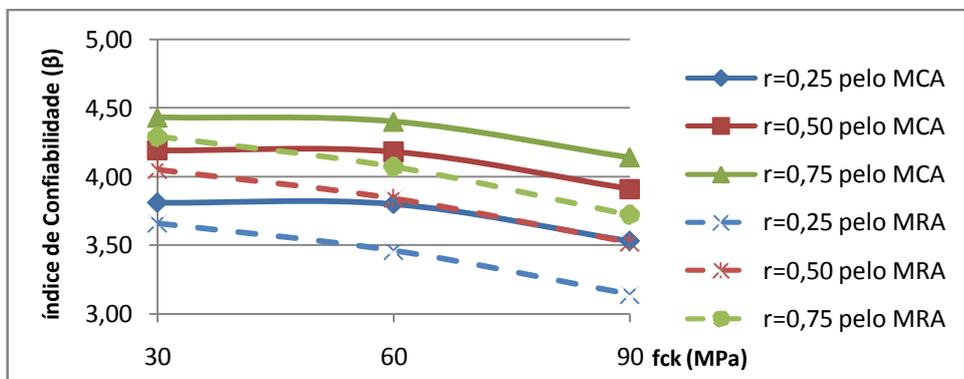


Figura 6.13 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=2\%$.

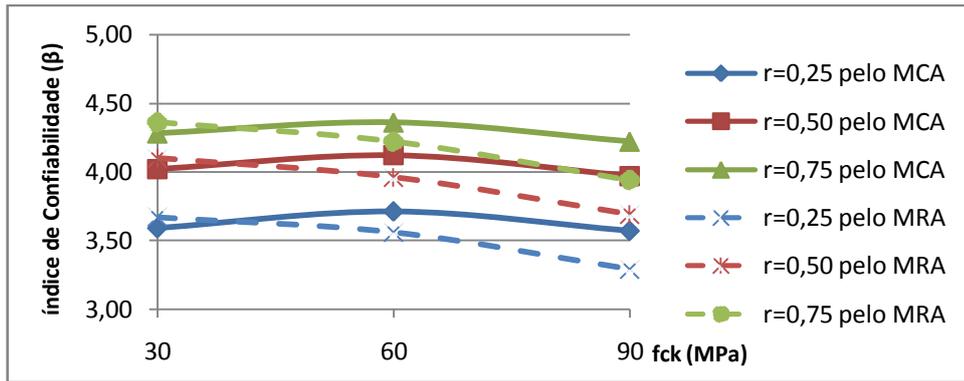


Figura 6.14 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $e1/h=0,2$ e $\rho=4\%$.

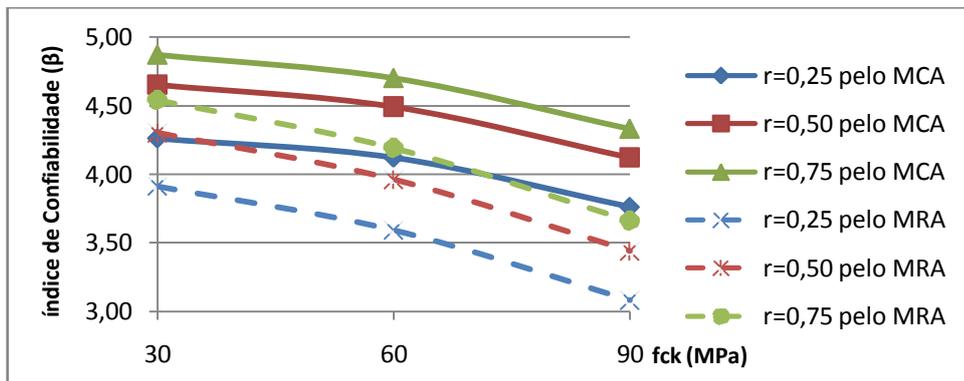


Figura 6.15 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $e1/h=0,1$ e $\rho=2\%$.

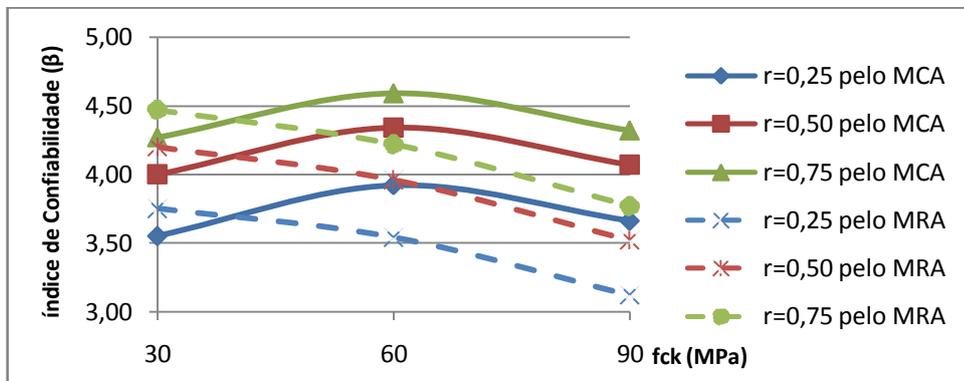


Figura 6.16 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $e1/h=0,1$ e $\rho=4\%$.

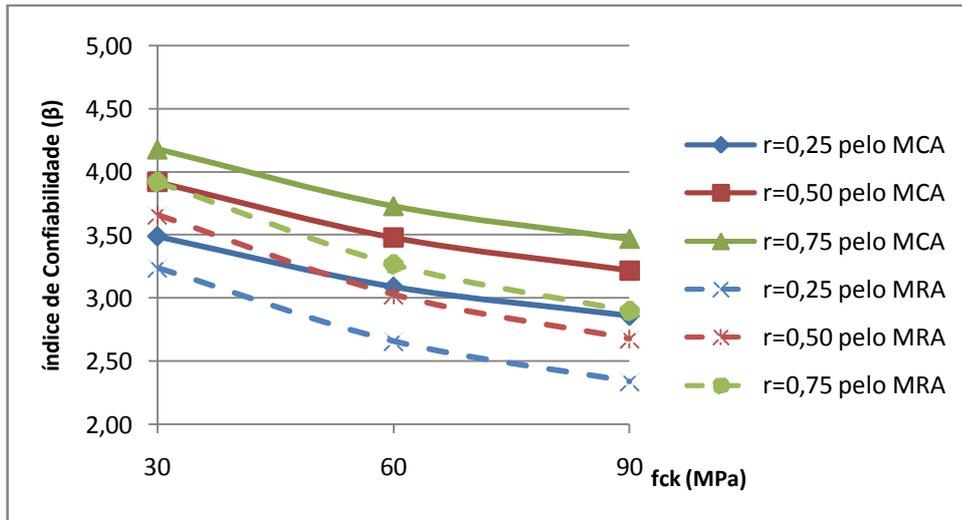


Figura 6.17 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $e1/h=0,2$ e $\rho=2\%$.

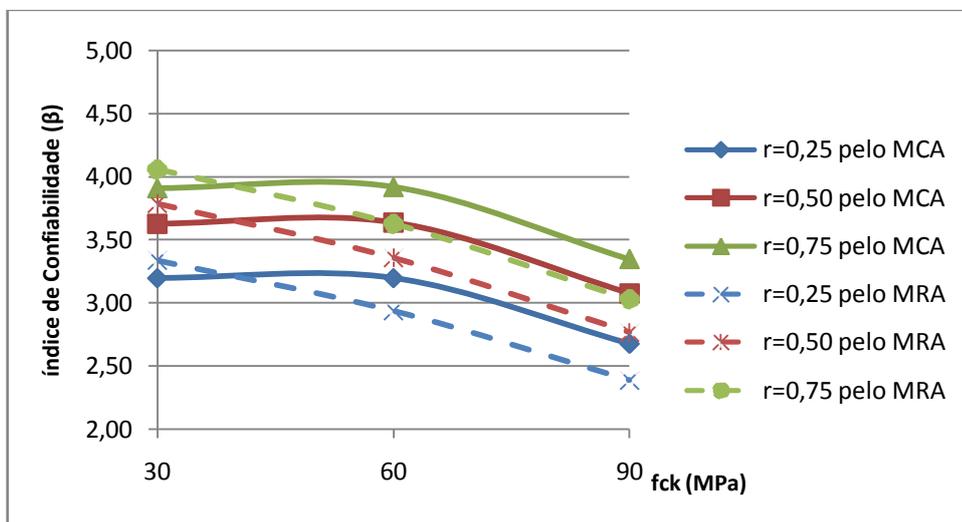


Figura 6.18 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $e1/h=0,2$ e $\rho=4\%$.

Para todos os casos, o índice de confiabilidade aumentou quanto maior foi a razão entre a carga permanente e a total. A pior situação ($r = 0,25$) é a mais rara de se encontrar, pois exige uma estrutura que receba mais cargas variáveis que permanentes.

De forma geral, para os valores da resistência do concreto à compressão de 30 MPa e 60 MPa a confiabilidade variou pouco. Já para o $f_{ck} = 90$ MPa houve uma diminuição no valor da β , principalmente nos casos de maior esbeltez do pilar.

Foi observado que os resultados obtidos na confiabilidade através do cálculo dos efeitos de segunda ordem pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) e pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA) foram parecidos, seguindo tendências semelhantes, sendo que o primeiro método geralmente resulta em um maior β .

6.1.2. Análises em relação à taxa de armadura.

Nas Fig. 6.19 a Fig. 6.36 são apresentados gráficos $\beta \times f_{ck}$ onde a taxa de armadura é analisada.

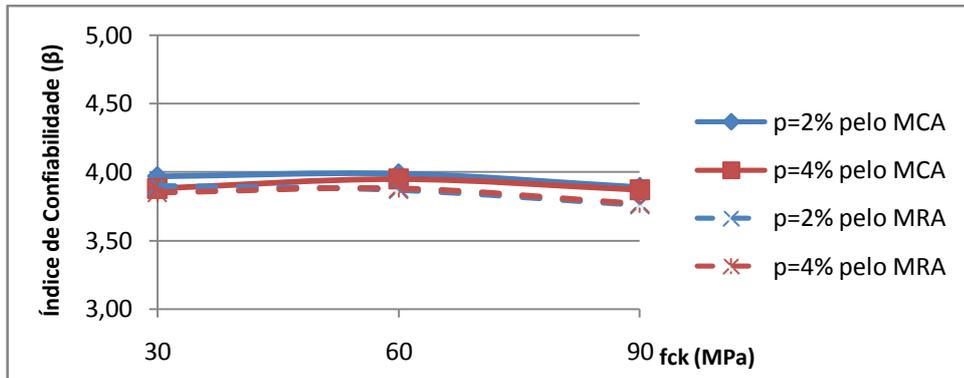


Figura 6.19 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,25$.

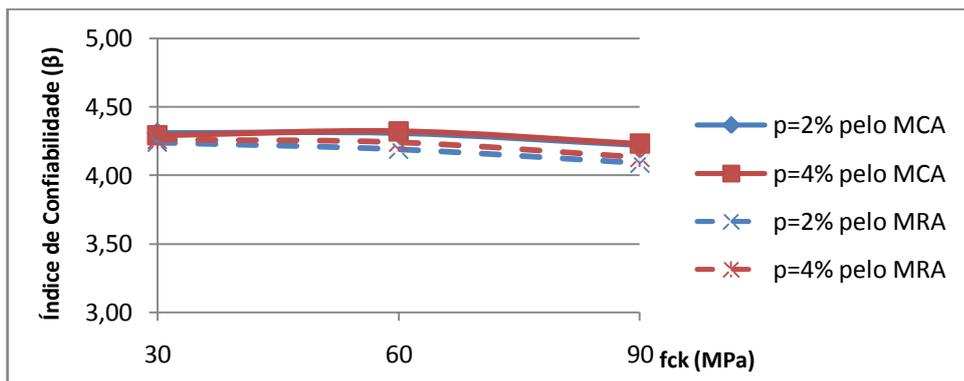


Figura 6.20 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,50$.

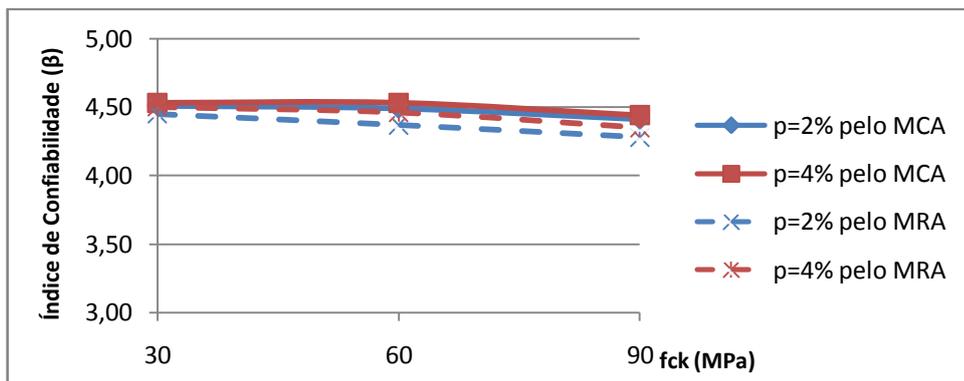


Figura 6.21 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,75$.

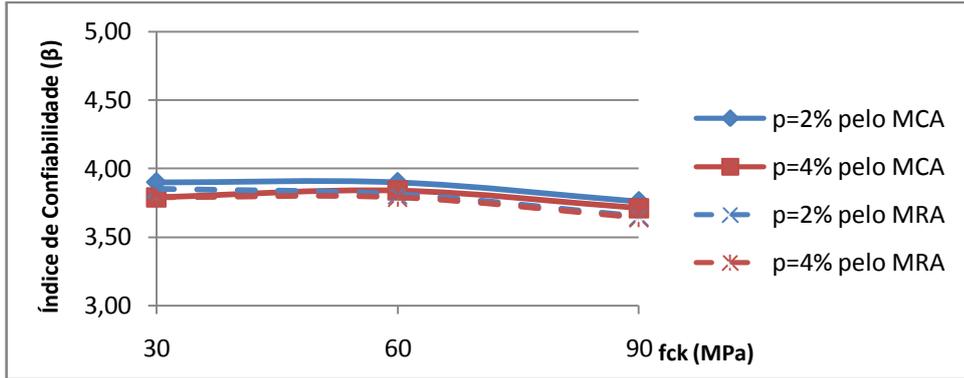


Figura 6.22 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,25$.

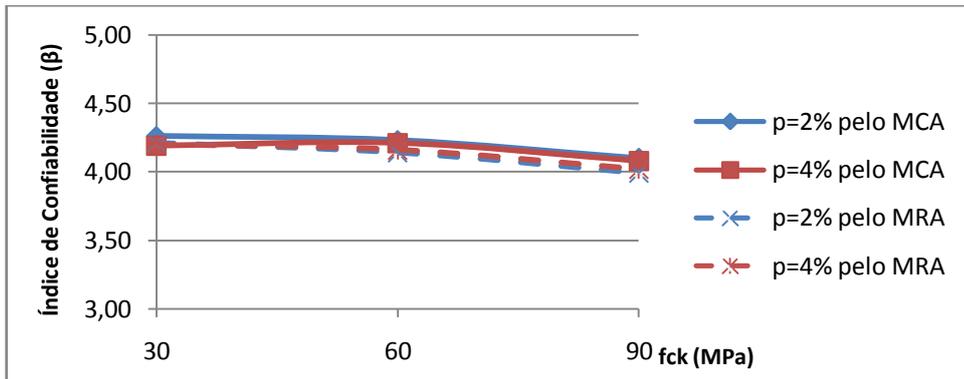


Figura 6.23 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,50$.

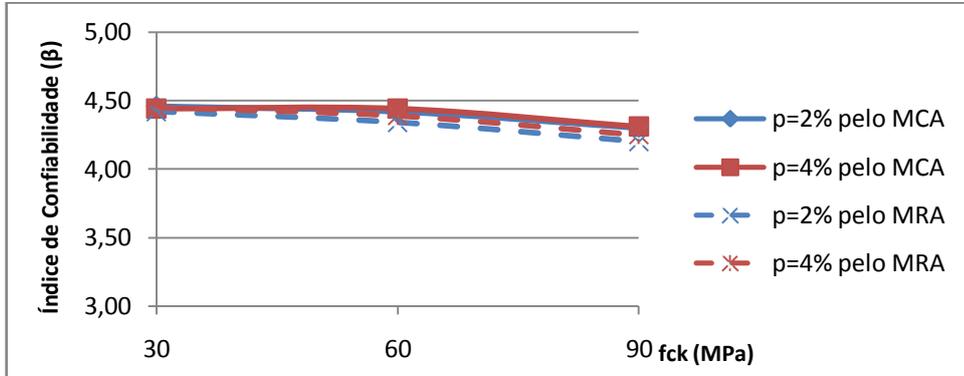


Figura 6.24 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,75$.

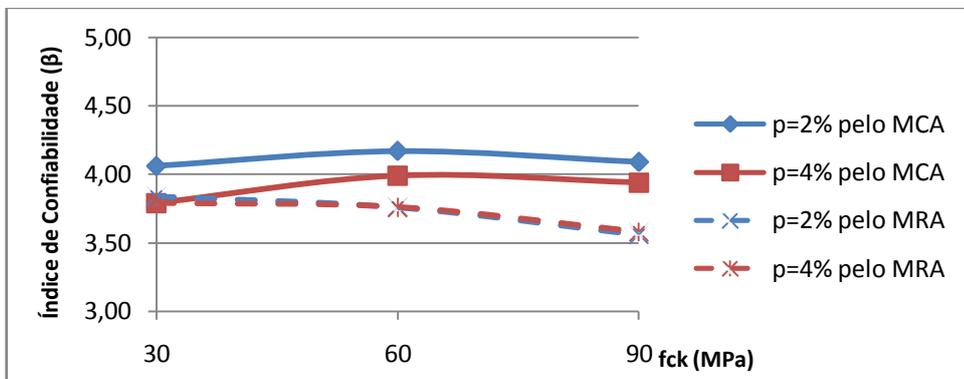


Figura 6.25 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,25$.

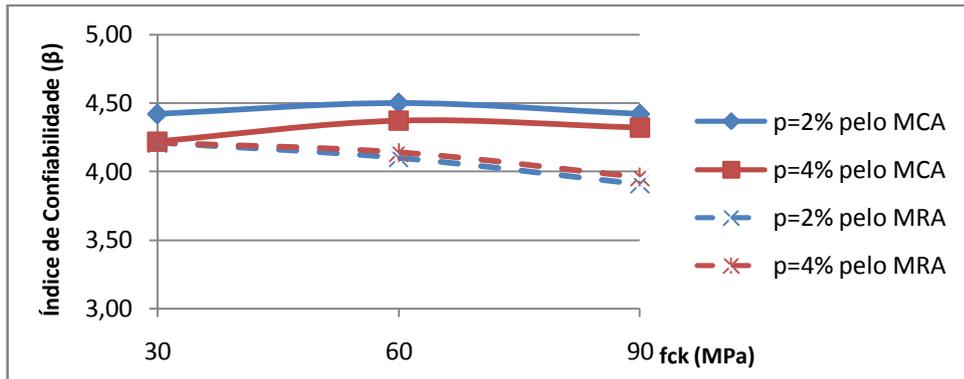


Figura 6.26 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ %) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,50$.

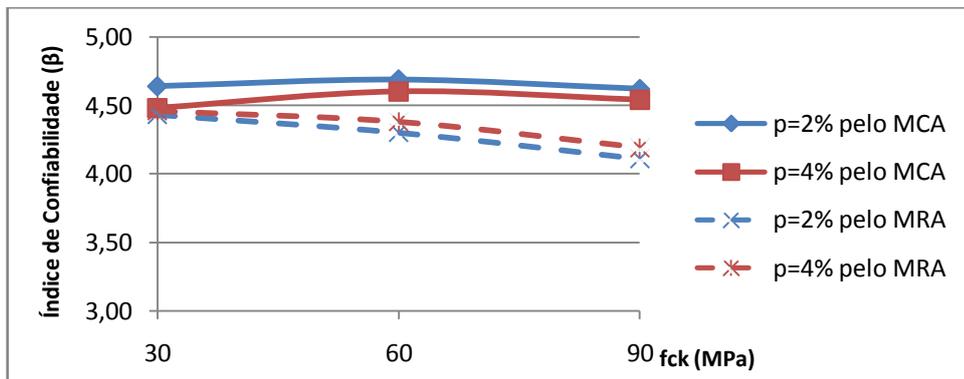


Figura 6.27 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ %) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,75$.

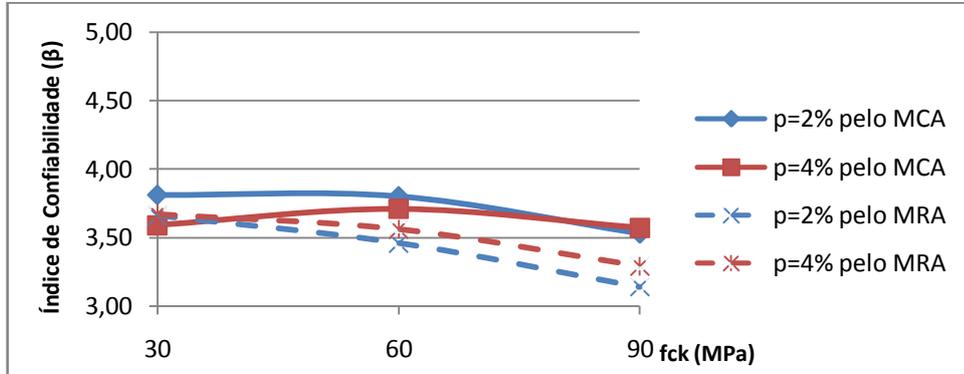


Figura 6.28 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ %) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,25$.

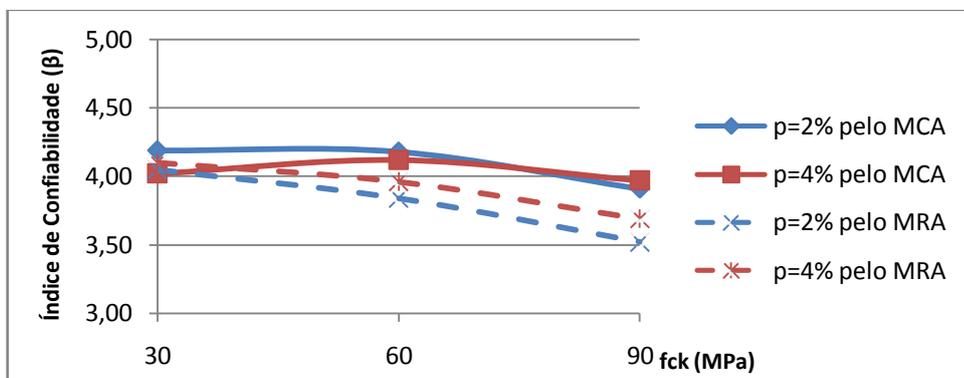


Figura 6.29 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ %) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,50$.

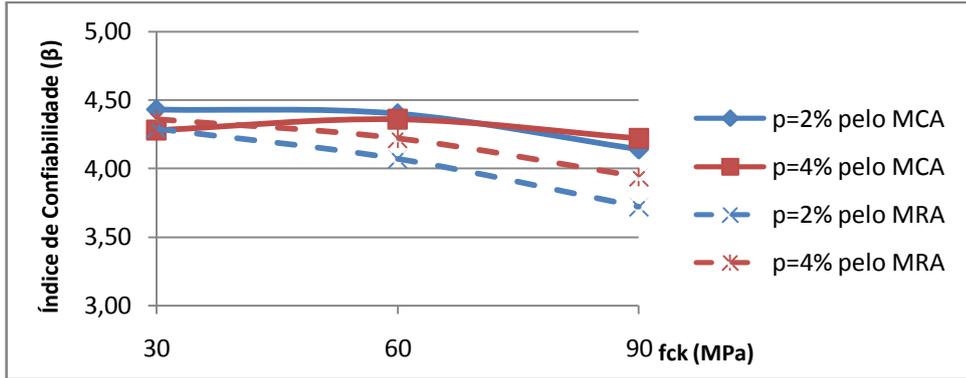


Figura 6.30– Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,75$.

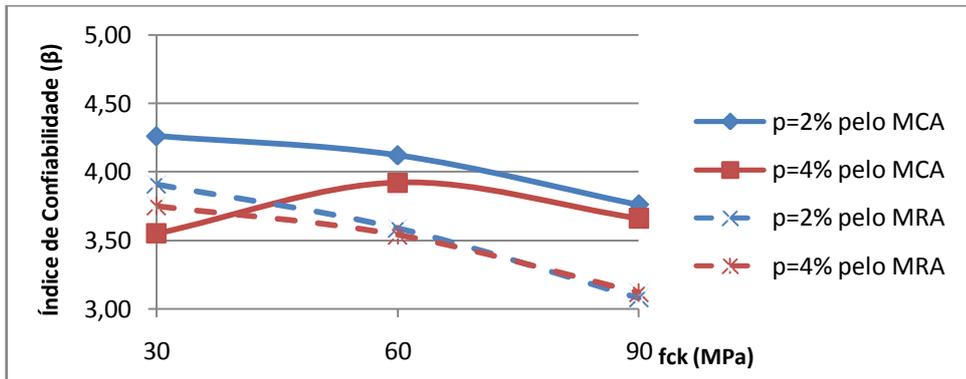


Figura 6.31 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,25$.

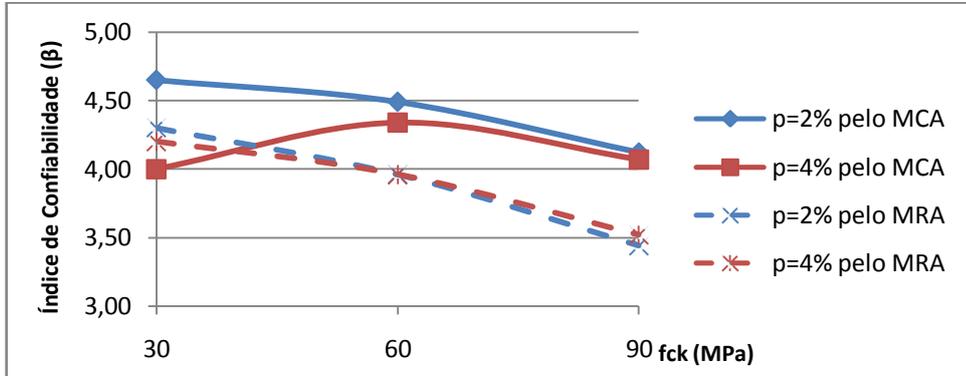


Figura 6.32 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,50$.

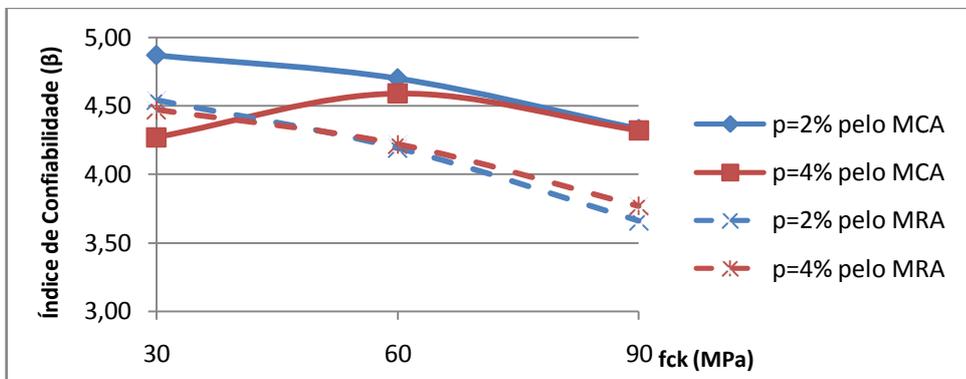


Figura 6.33 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,75$.

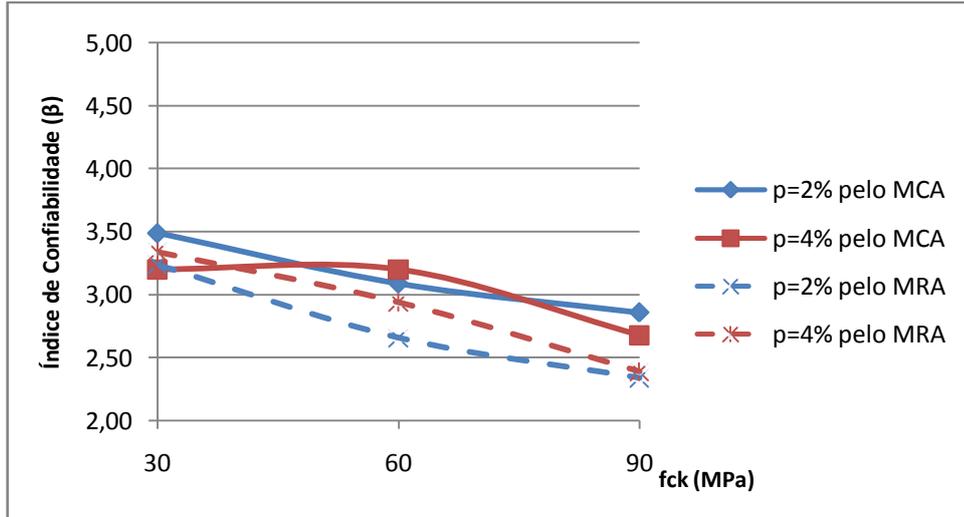


Figura 6.34 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,25$.

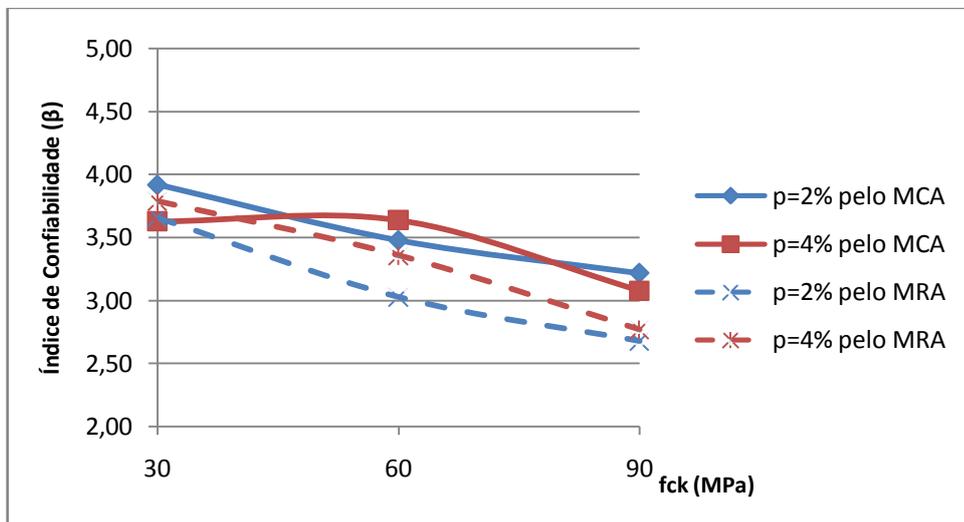


Figura 6.35 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,50$.

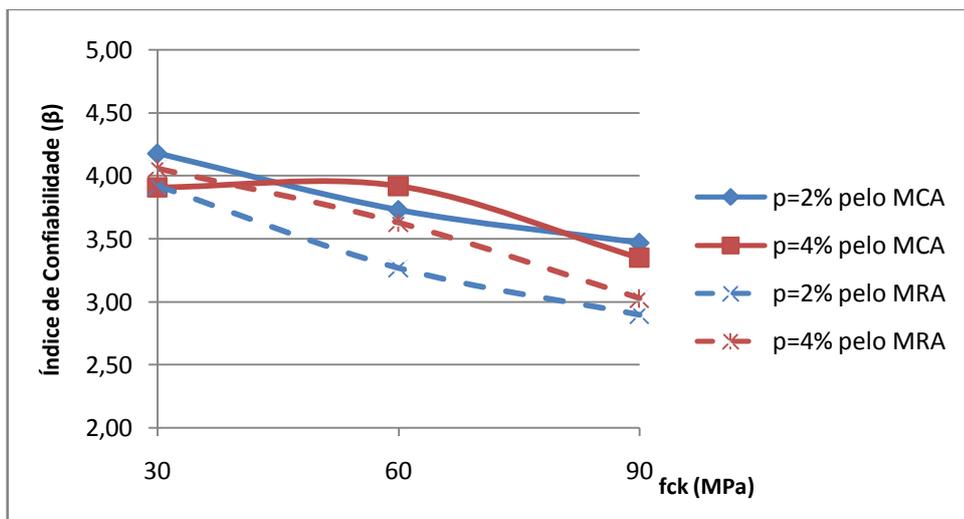


Figura 6.36 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,75$.

Para as situações onde $\lambda = 30$, o índice de confiabilidade variou pouco em relação à resistência à compressão do concreto, tanto para $\rho = 2\%$ quanto $\rho = 4\%$, mostrando somente uma ligeira diminuição no β quando $f_{ck} = 90$ MPa.

Já para $\lambda = 60$ e $\lambda = 90$, no cálculo do efeito de segunda ordem pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA), o índice de confiabilidade foi maior quando $\rho = 2\%$. Mas pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA), a confiabilidade aumentou quando $\rho = 4\%$. Sendo que, por esse último método, fica notável que β diminui quanto maior o f_{ck} .

6.1.3. Análises em relação à excentricidade relativa de primeira ordem

Nas Fig. 6.37 a Fig. 6.54 são apresentados gráficos $\beta \times f_{ck}$ onde a excentricidade relativa de primeira ordem é analisada.

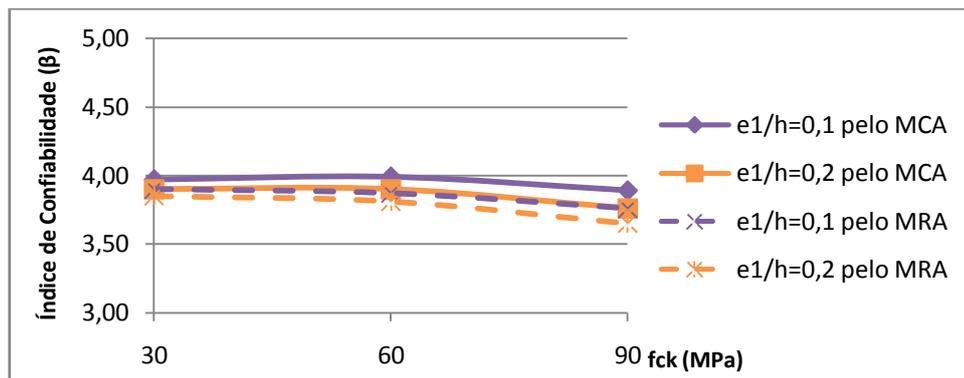


Figura 6.37 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

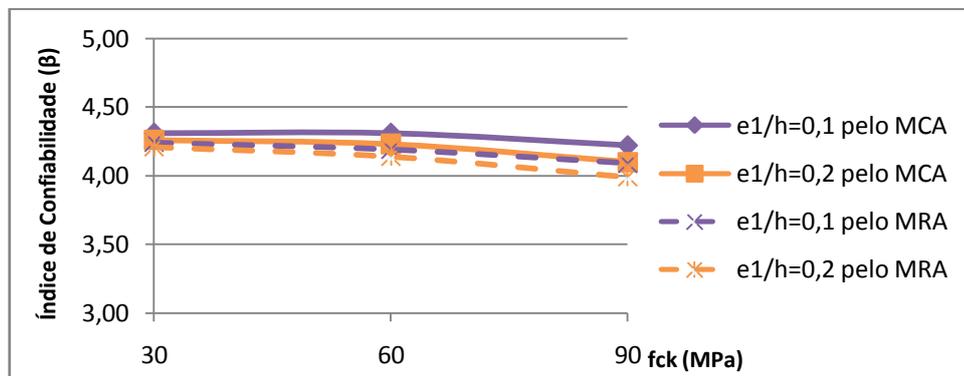


Figura 6.38 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

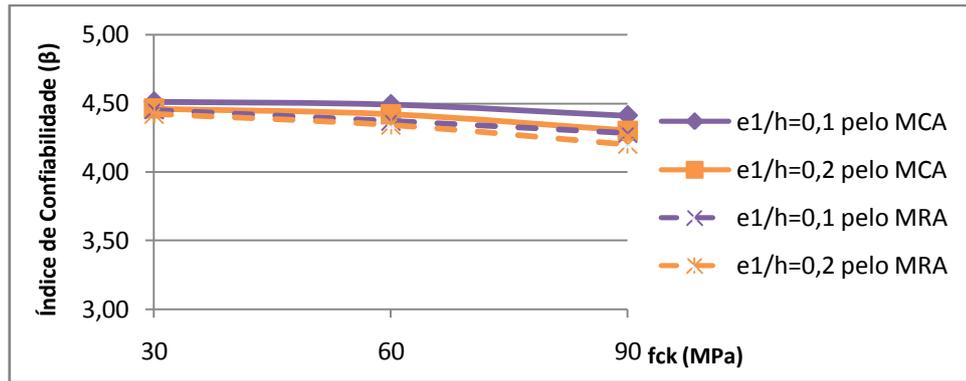


Figura 6.39 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

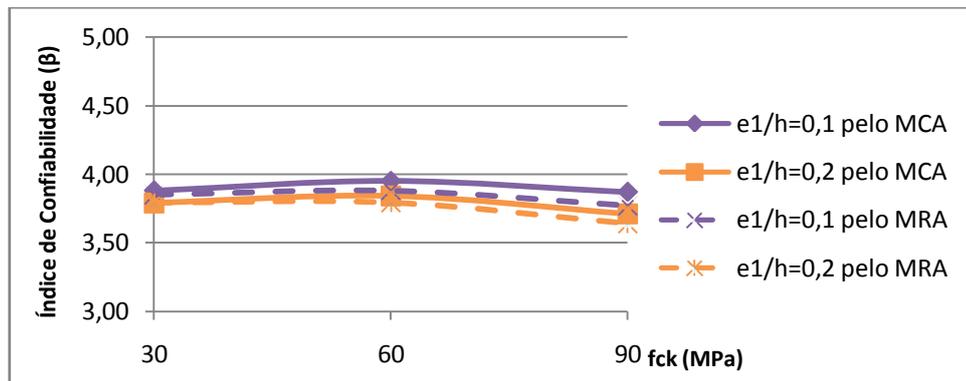


Figura 6.40 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

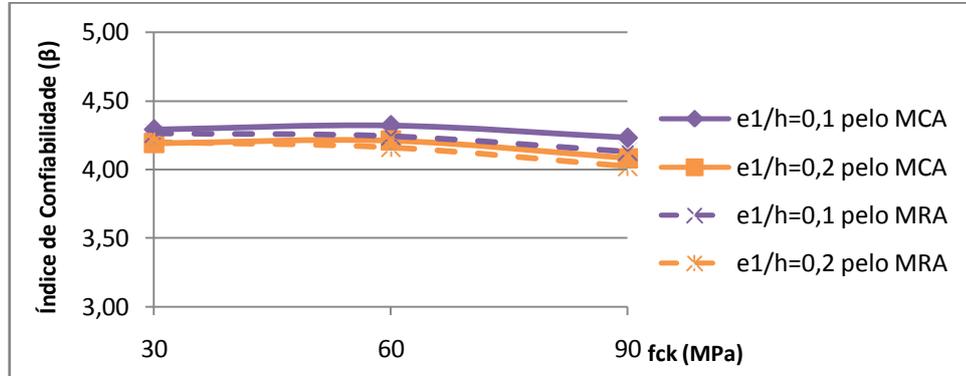


Figura 6.41 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

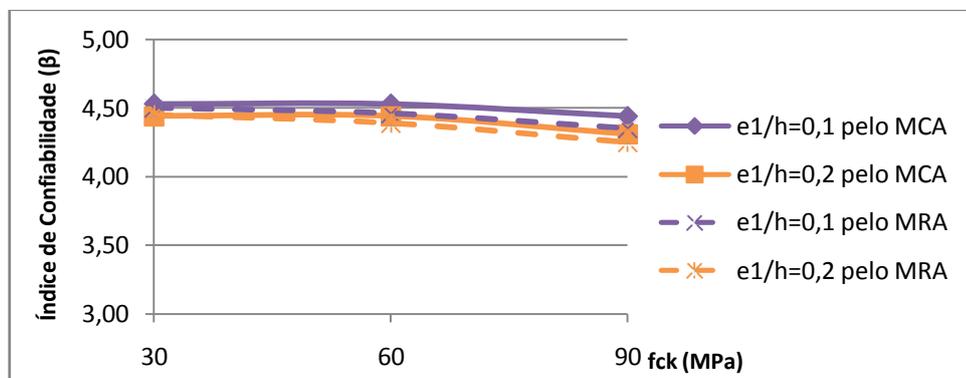


Figura 6.42 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=30$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

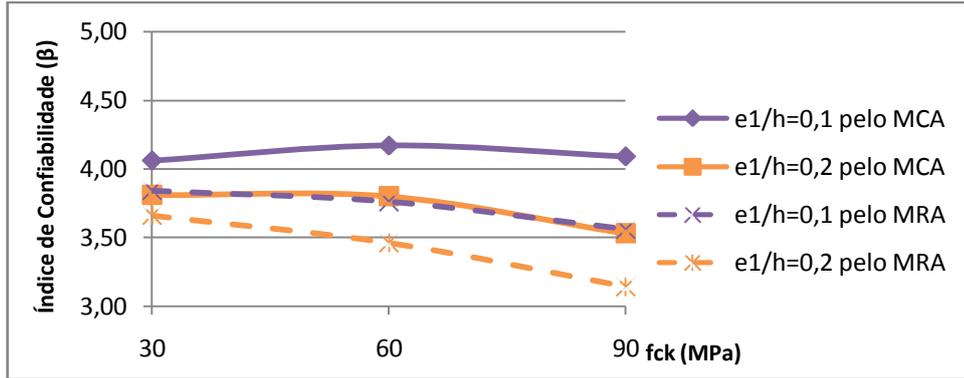


Figura 6.43 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

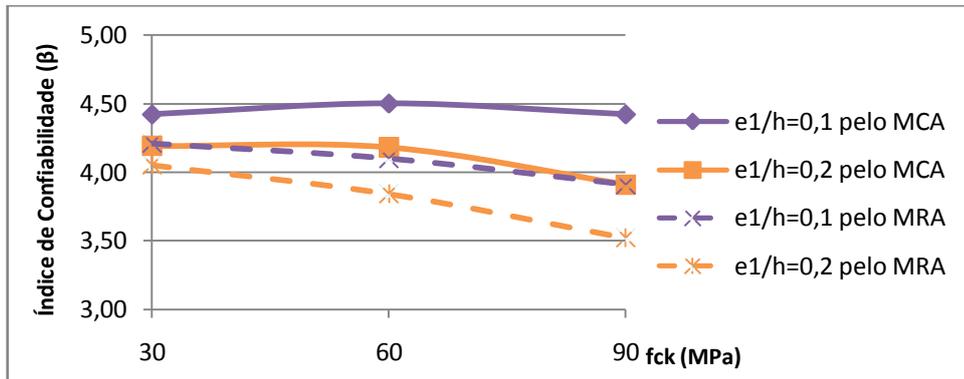


Figura 6.44 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

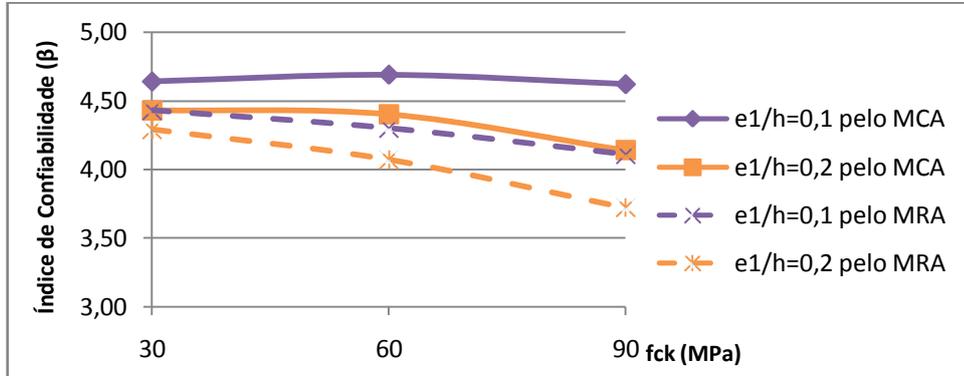


Figura 6.45 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

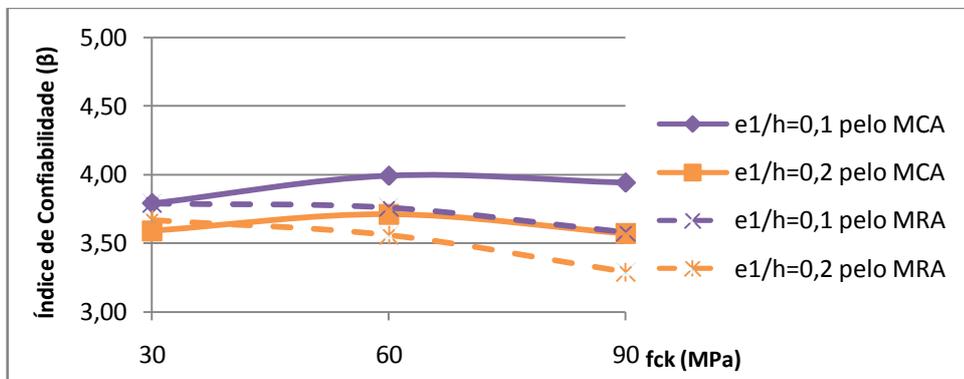


Figura 6.46 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

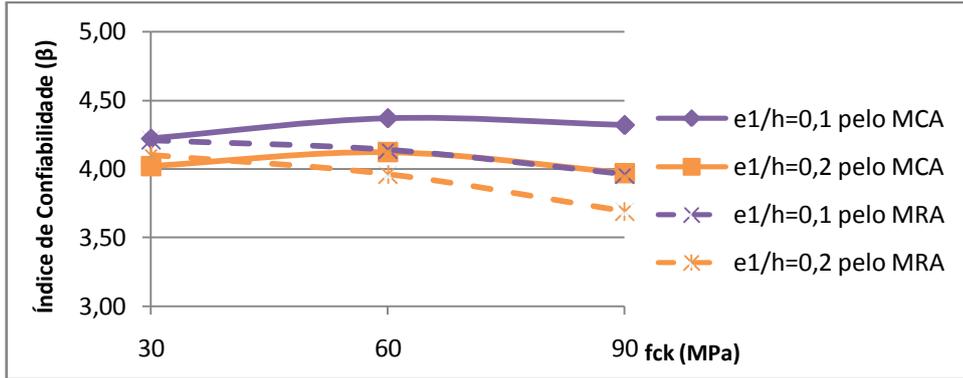


Figura 6.47 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

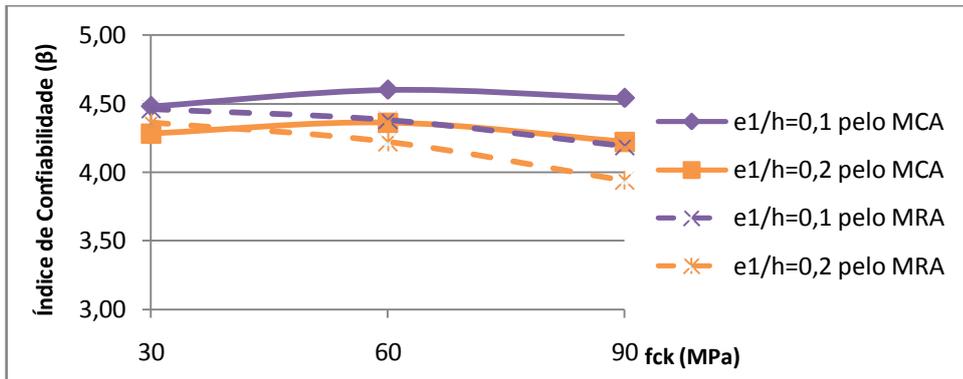


Figura 6.48 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=60$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

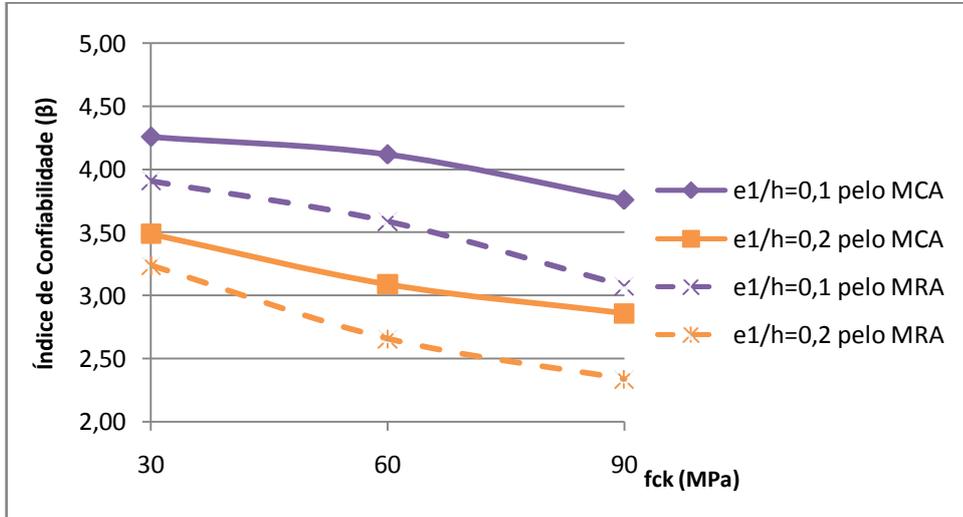


Figura 6.49 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

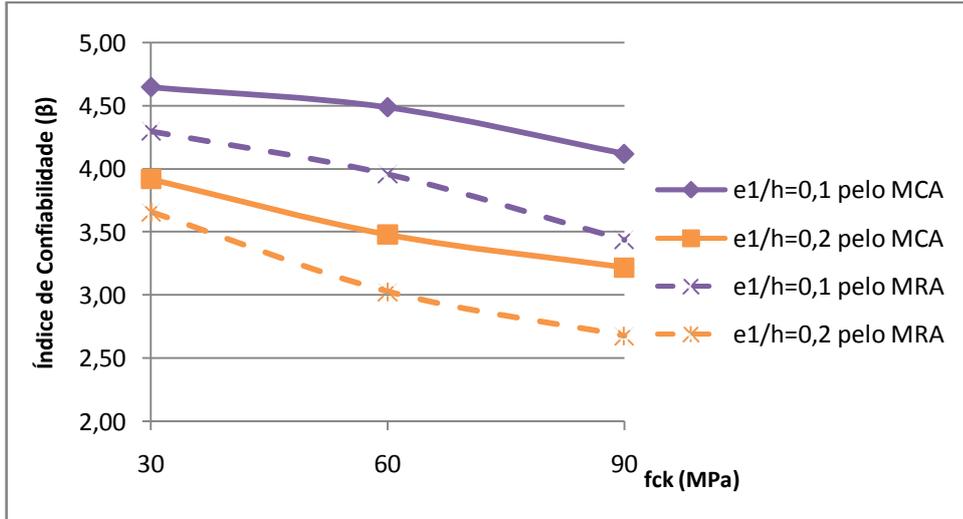


Figura 6.50 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

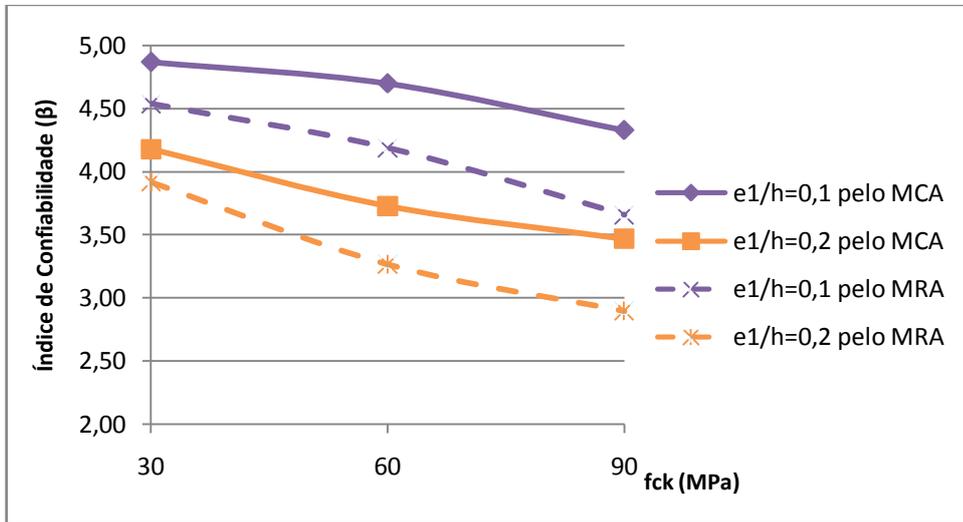


Figura 6.51 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

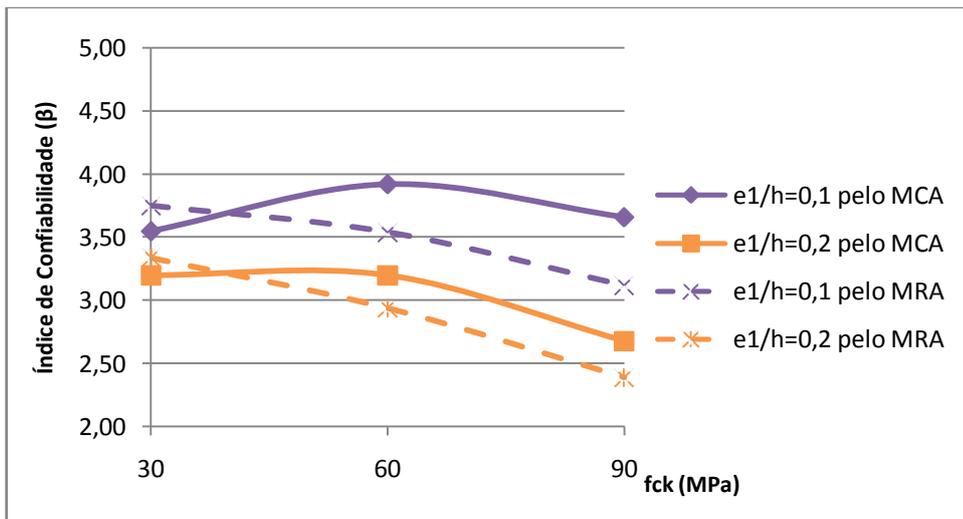


Figura 6.52 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

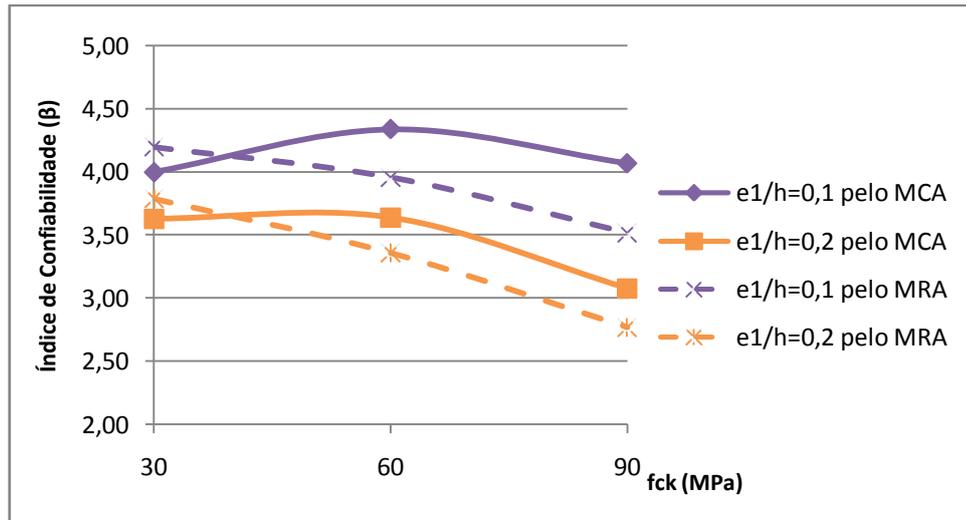


Figura 6.53 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

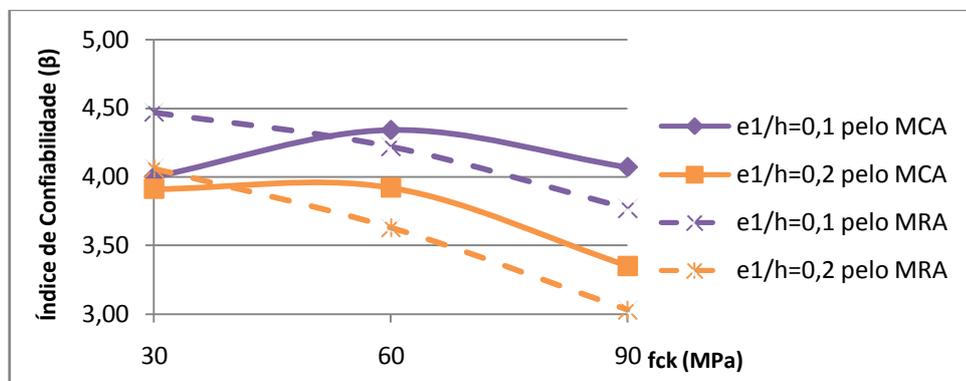


Figura 6.54 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $\lambda=90$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

De forma geral, o índice de confiabilidade foi maior quando $e_1/h = 0,1$ que quando $e_1/h = 0,2$. Sendo que os resultados obtidos através do cálculo do efeito de segunda ordem pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA), na maior parte das situações, forneceram uma confiabilidade maior que pelo outro método.

Já observando os gráficos pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA), fica evidente que quanto maior o f_{ck} , menor o β , para ambas as excentricidades relativas de primeira ordem.

6.1.4. Análises em relação à esbeltez

Nas Fig. 6.55 a Fig. 6.66 são apresentados gráficos $\beta \times f_{ck}$ onde a razão entre a esbeltez é analisada.

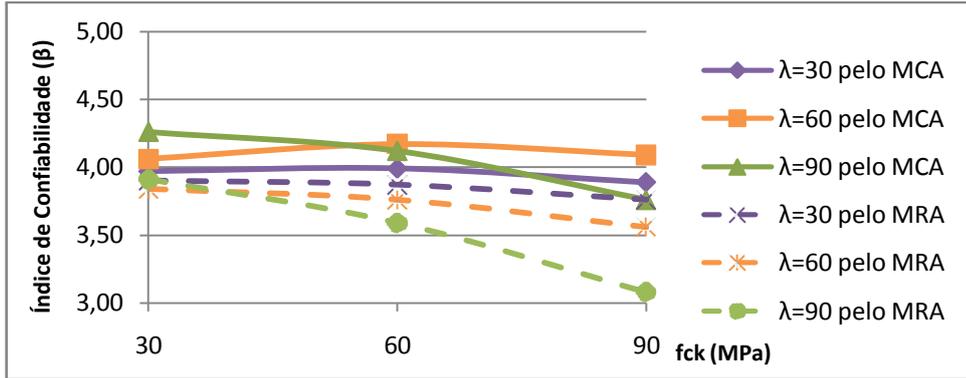


Figura 6.55 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e_1/h=0,1$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

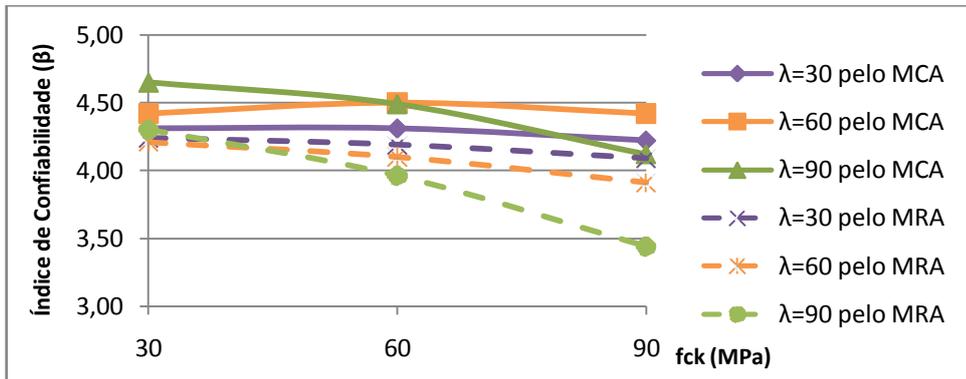


Figura 6.56 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e_1/h=0,1$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

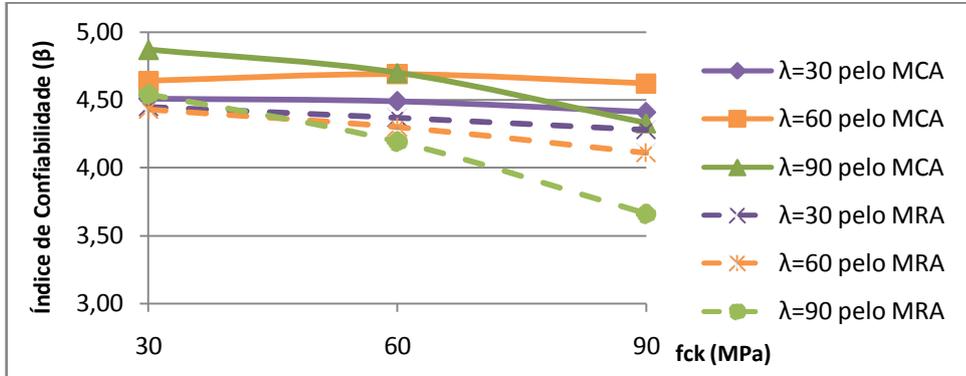


Figura 6.57 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e_1/h=0,1$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

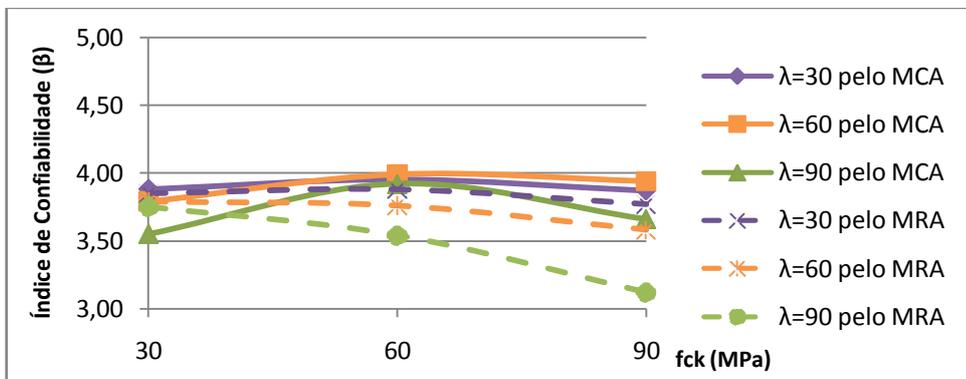


Figura 6.58 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e_1/h=0,1$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

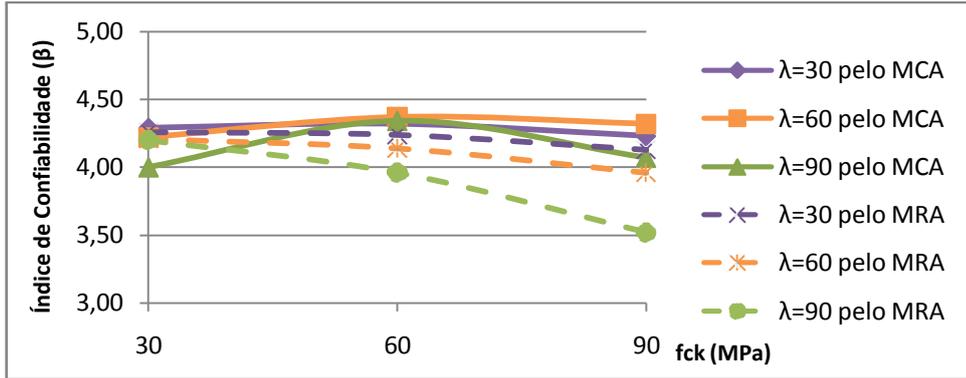


Figura 6.59 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e1/h=0,1$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

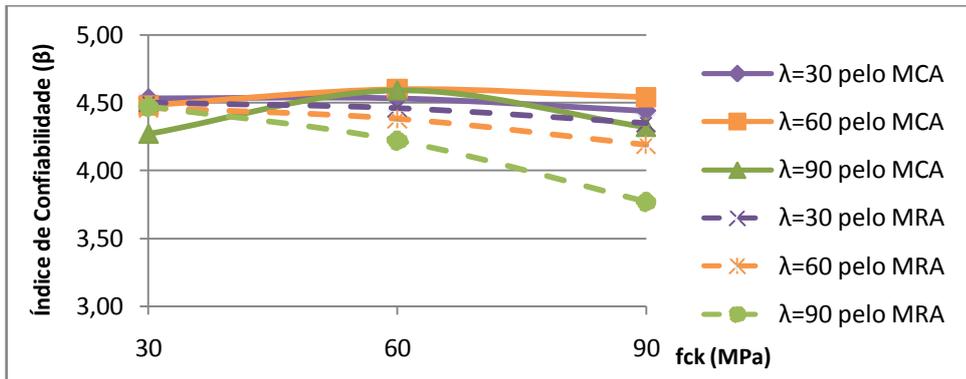


Figura 6.60 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e1/h=0,1$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

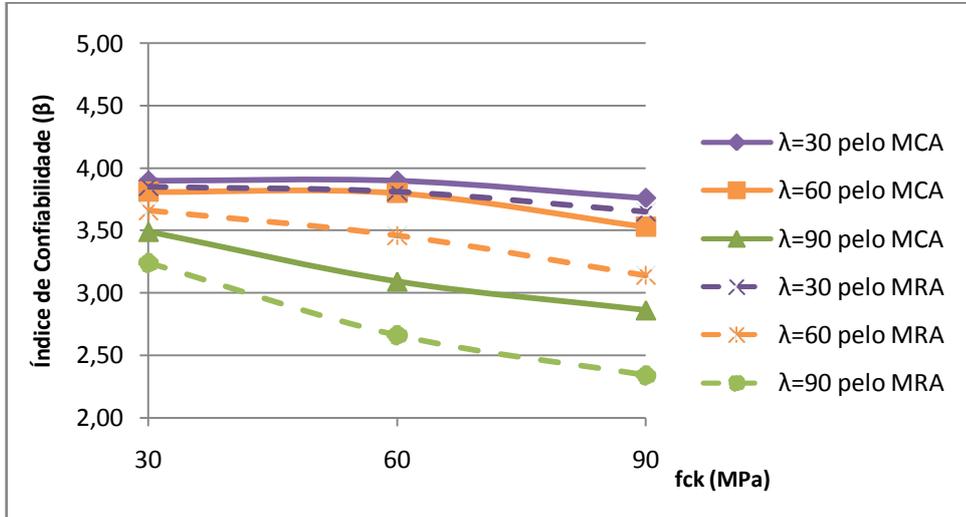


Figura 6.61 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e1/h=0,2$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

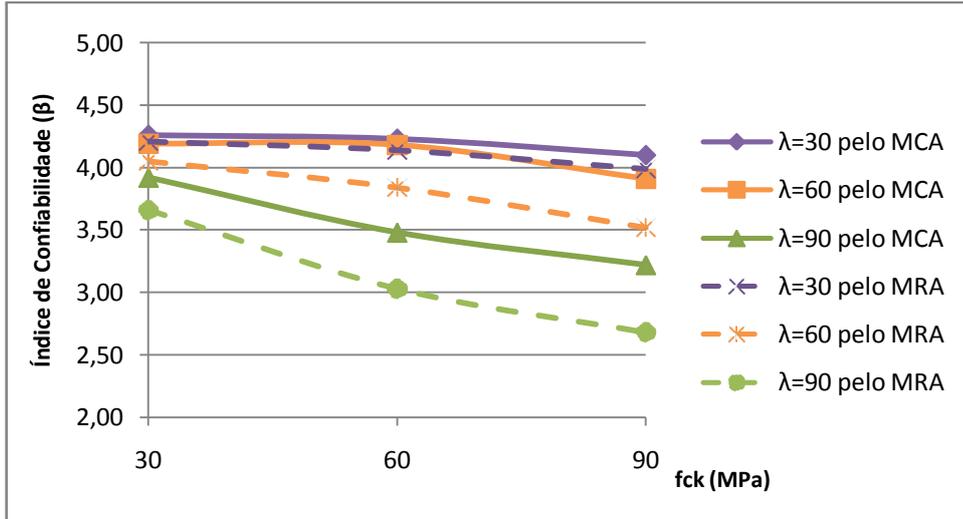


Figura 6.62 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e_1/h=0,2$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

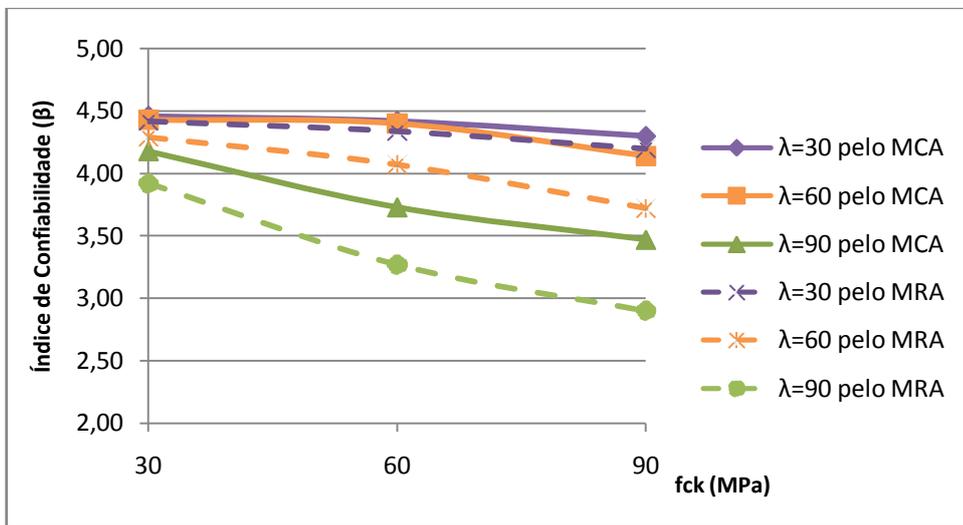


Figura 6.63 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e_1/h=0,2$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

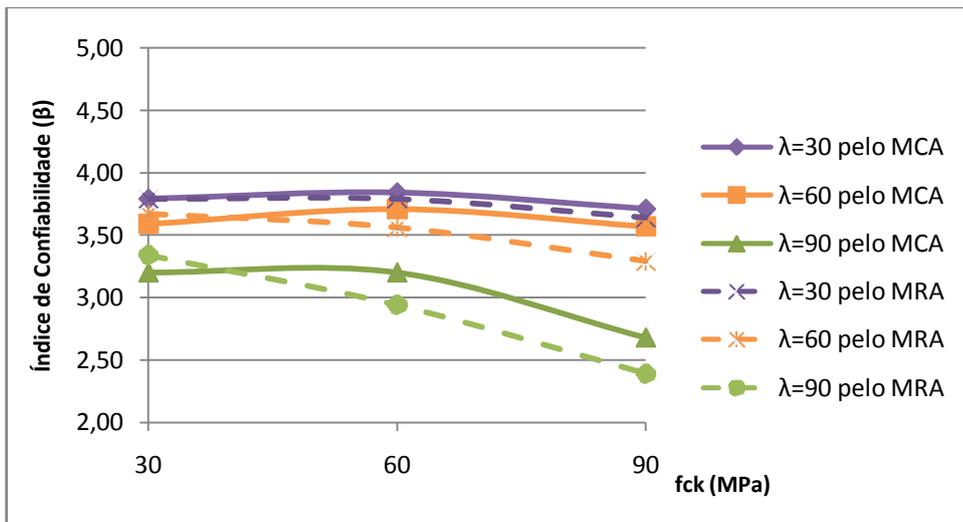


Figura 6.64 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e_1/h=0,2$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

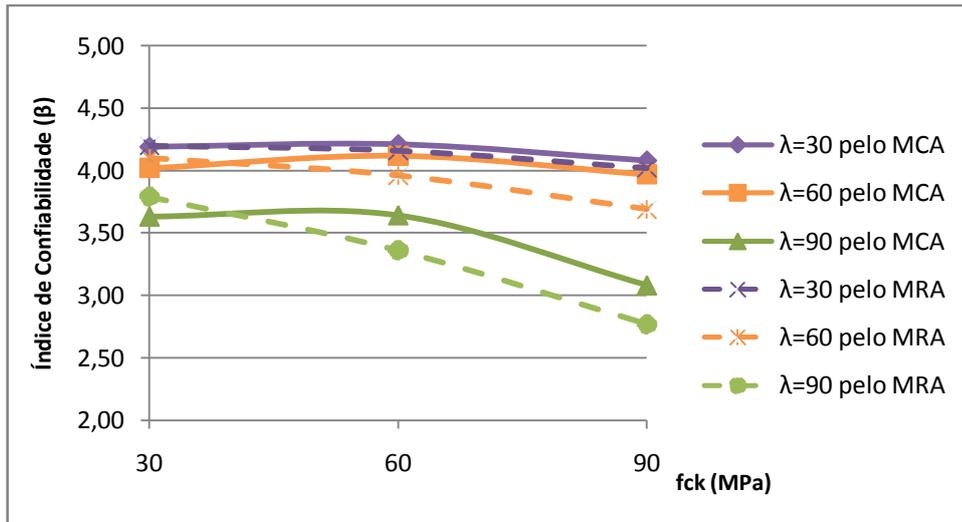


Figura 6.65 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e_1/h=0,2$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

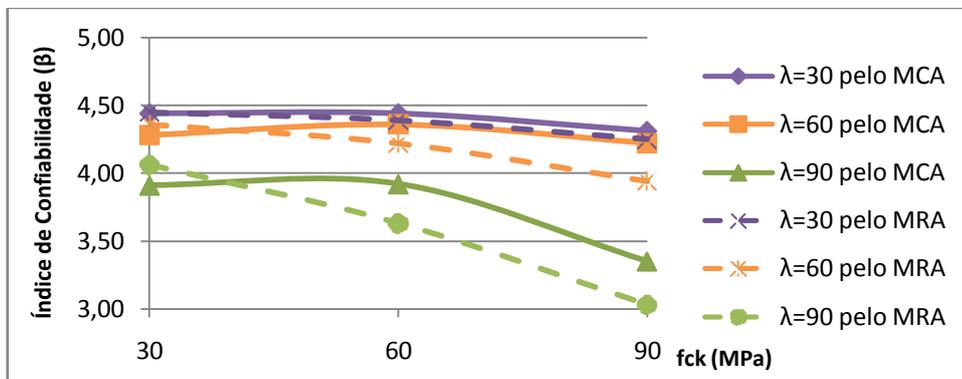


Figura 6.66 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times f_{ck}$ para $e_1/h=0,2$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

De forma geral, quanto maior a esbeltez, menor o índice de confiabilidade, tanto fazendo a análise pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA) quanto pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) – que tende a ter resultados maiores para β .

Também foi observado que quando λ aumenta, maior o declínio de sua curva no gráfico. Ou seja, enquanto para $\lambda = 30$ a variação de β em relação a f_{ck} é pequena, para $\lambda = 90$ essa variação é muito mais significativa.

6.2. VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA RAZÃO ENTRE A CARGA PERMANENTE E A TOTAL

6.2.1. Análises em relação à resistência à compressão do concreto.

Nas Fig. 6.67 a Fig. 6.78 são apresentados gráficos $\beta \times r$ onde a resistência à compressão do concreto é analisada.

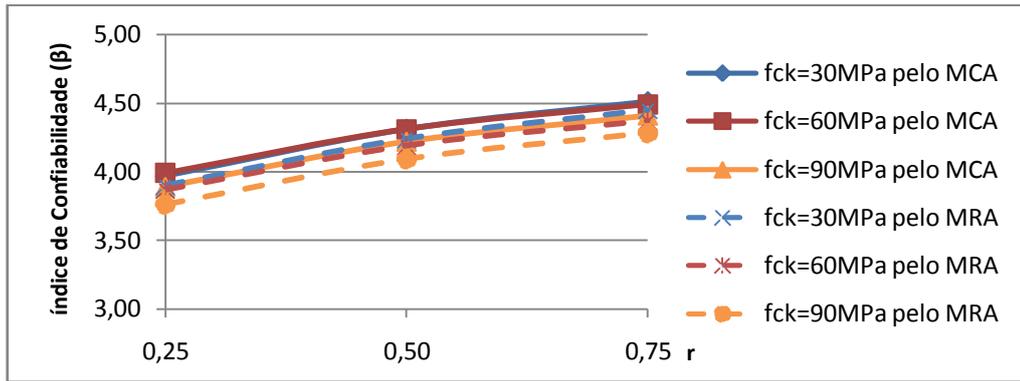


Figura 6.67 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times r$ para $\lambda=30$, $e1/h=0,1$ e $\rho=2\%$.

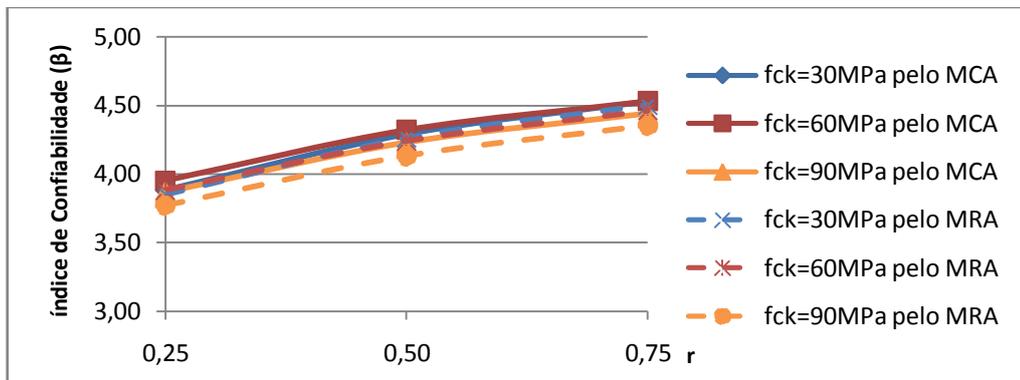


Figura 6.68 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times r$ para $\lambda=30$, $e1/h=0,1$ e $\rho=4\%$.

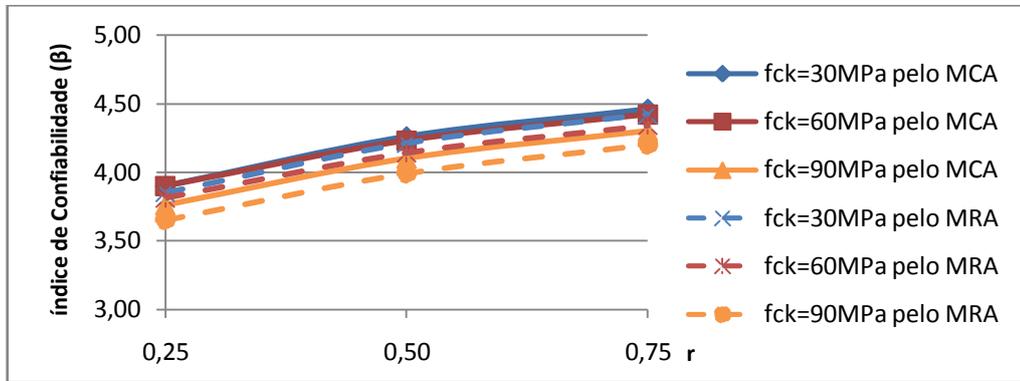


Figura 6.69 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times r$ para $\lambda=30$, $e1/h=0,2$ e $\rho=2\%$.

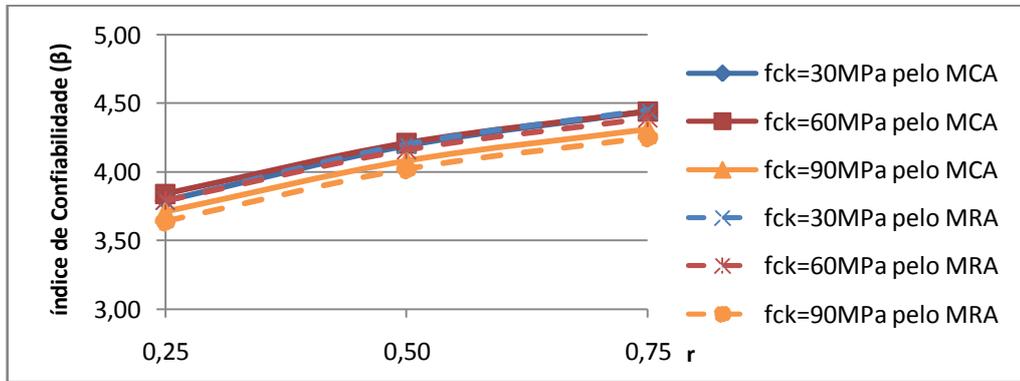


Figura 6.70 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times r$ para $\lambda=30$, $e1/h=0,2$ e $\rho=4\%$.

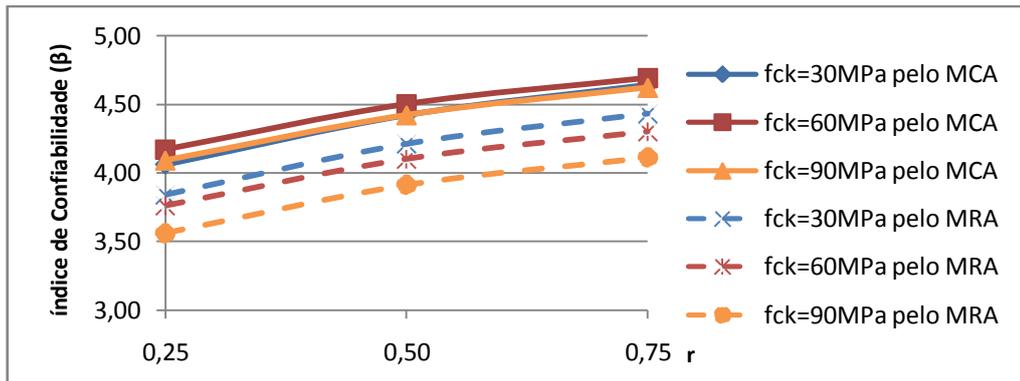


Figura 6.71 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x r para $\lambda=60$, $e1/h=0,1$ e $\rho=2\%$.

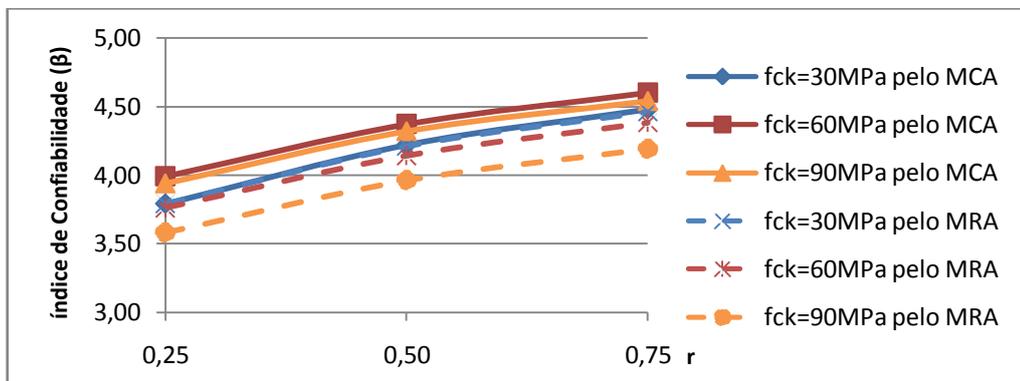


Figura 6.72 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x r para $\lambda=60$, $e1/h=0,1$ e $\rho=4\%$.

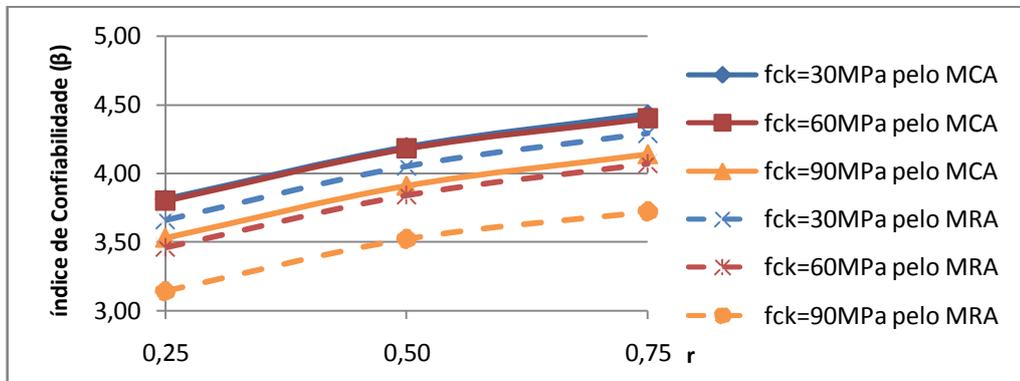


Figura 6.73 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x r para $\lambda=60$, $e1/h=0,2$ e $\rho=2\%$.

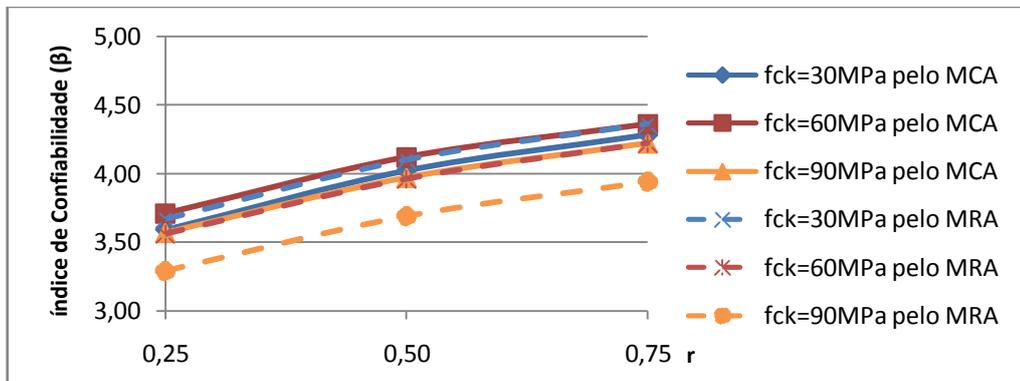


Figura 6.74 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x r para $\lambda=60$, $e1/h=0,2$ e $\rho=4\%$.

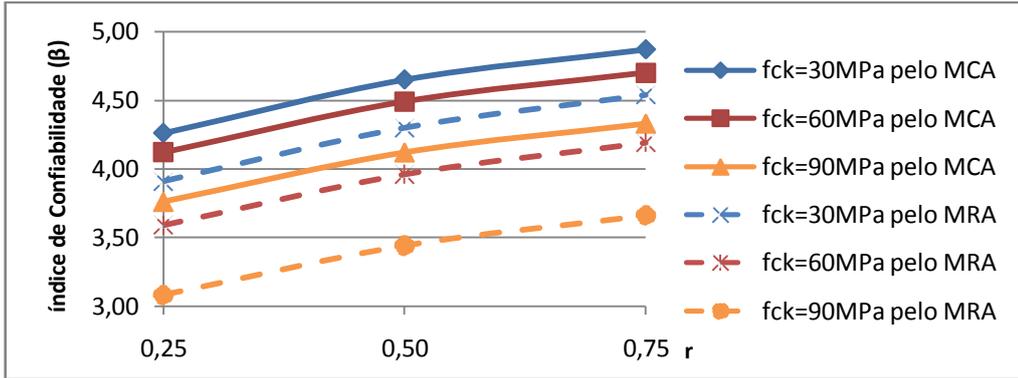


Figura 6.75 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times r$ para $\lambda=90$, $e1/h=0,1$ e $\rho=2\%$.

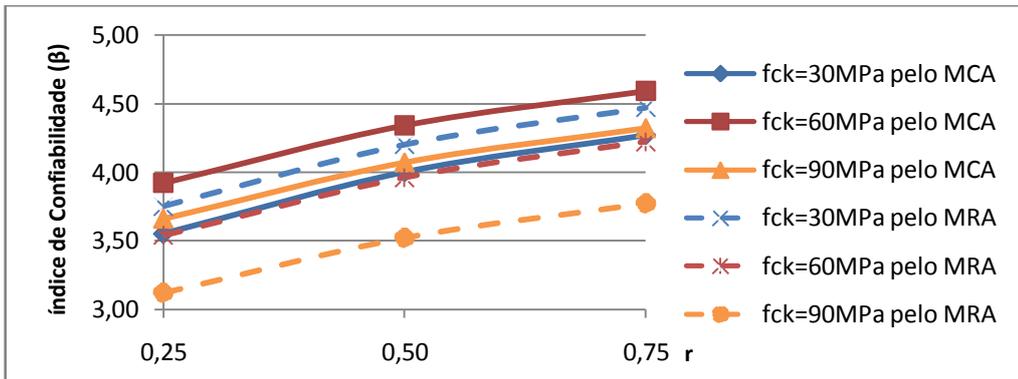


Figura 6.76 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times r$ para $\lambda=90$, $e1/h=0,1$ e $\rho=4\%$.

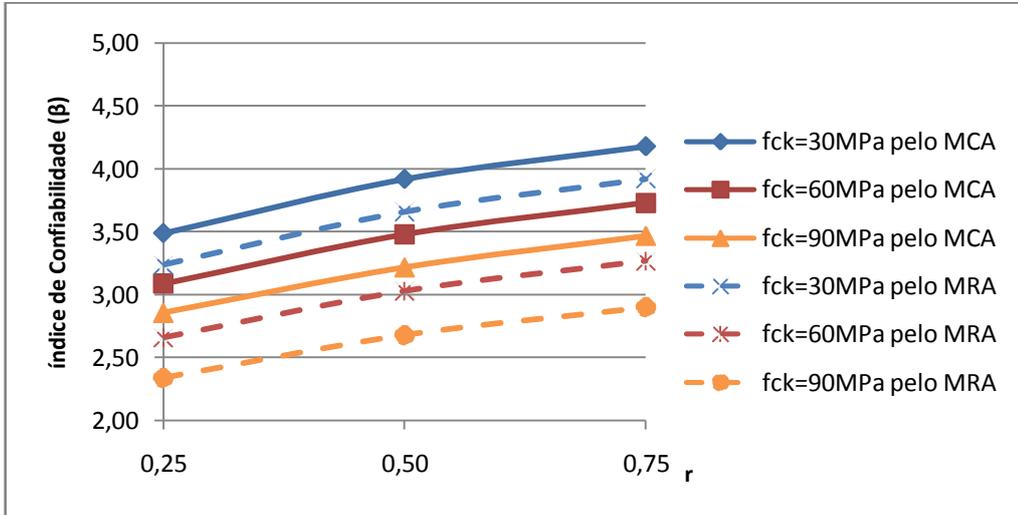


Figura 6.77 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times r$ para $\lambda=90$, $e1/h=0,2$ e $\rho=2\%$.

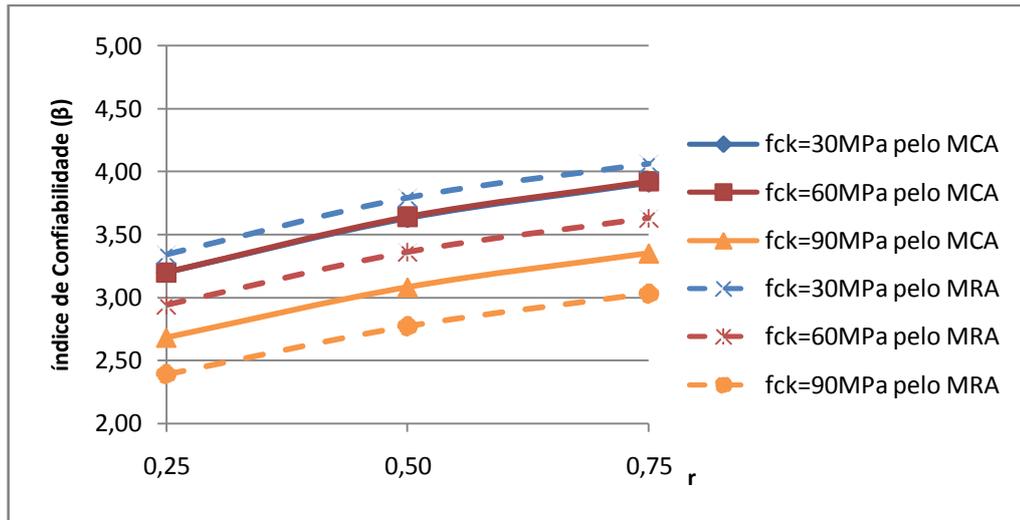


Figura 6.78 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (f_{ck}) pelo gráfico $\beta \times r$ para $\lambda=90$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=4\%$.

Para todos os casos, observa-se que quanto maior a razão entre a carga permanente e a total, maior é o índice de confiabilidade, ou seja, todas as curvas são crescentes.

Analisando pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA), o valor de β foi sempre maior quanto menor a resistência à compressão do concreto. Já pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) essa situação aconteceu na maior parte das vezes, mas nem sempre.

Foi observado também que para as situações e menor esbelteza, os gráficos para diferentes valores de f_{ck} tenderam a ser mais próximos uns dos outros.

6.2.2. Análises em relação à taxa de armadura.

Nas Fig. 6.79 a Fig. 6.96 são apresentados gráficos $\beta \times r$ onde a taxa de armadura é analisada.

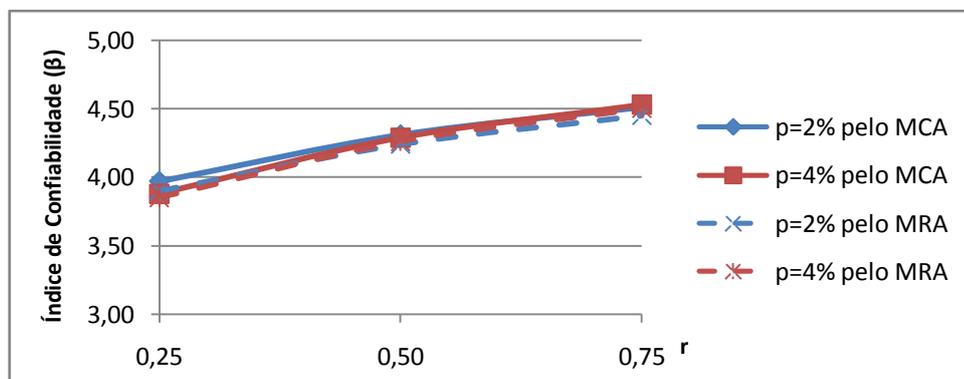


Figura 6.79 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $e_1/h=0,1$.

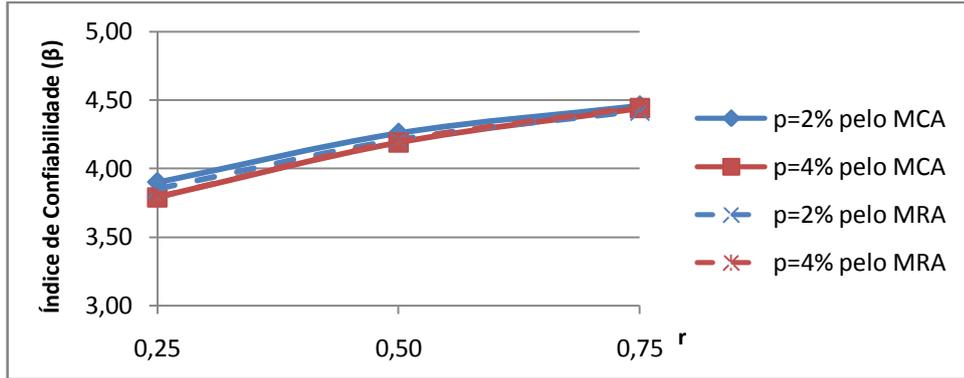


Figura 6.80 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $e_1/h=0,2$.

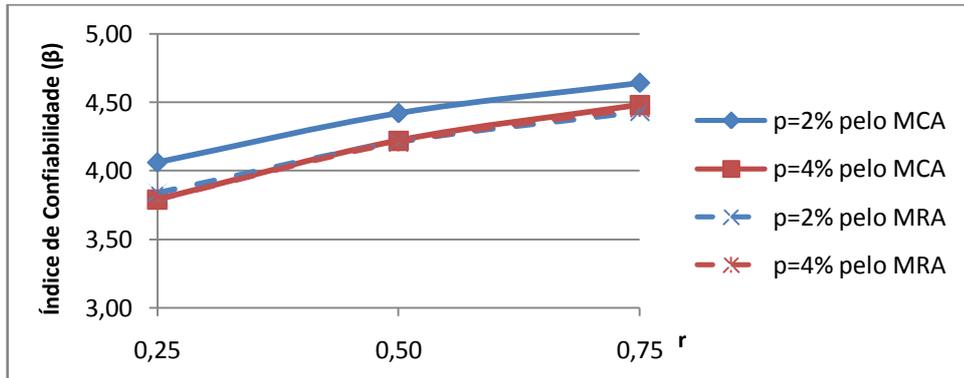


Figura 6.81 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $e_1/h=0,1$.

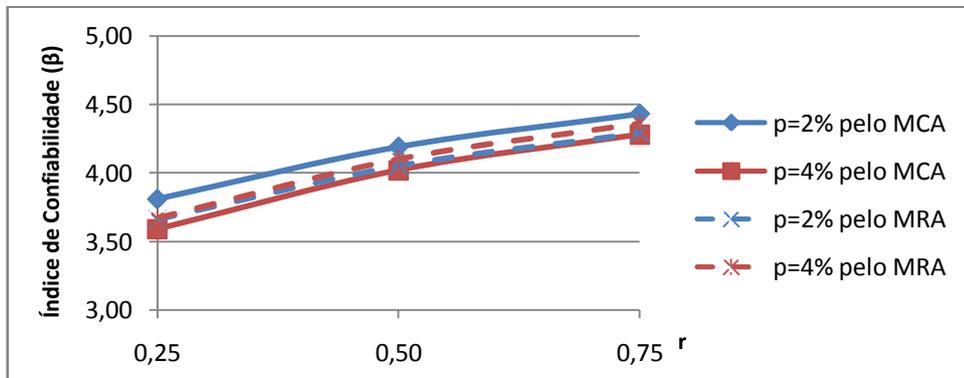


Figura 6.82 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $e_1/h=0,2$.

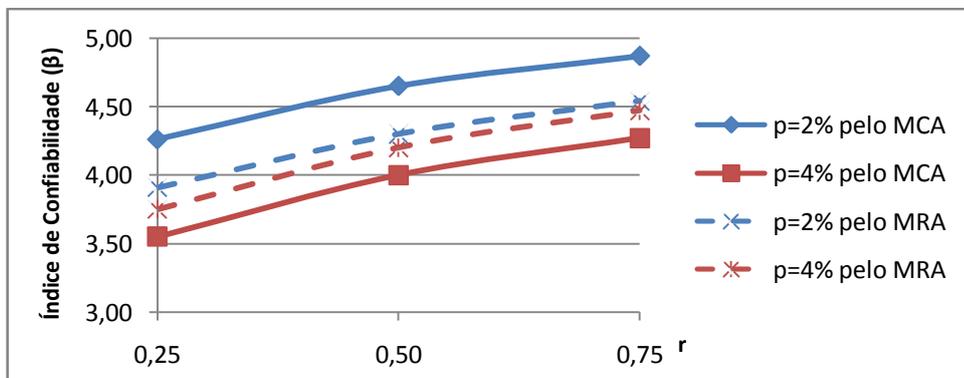


Figura 6.83 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $e_1/h=0,1$.

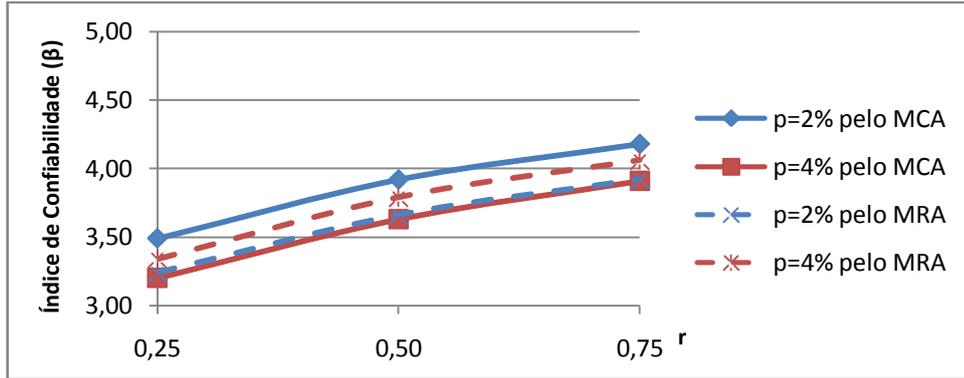


Figura 6.84 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $e_1/h=0,2$.

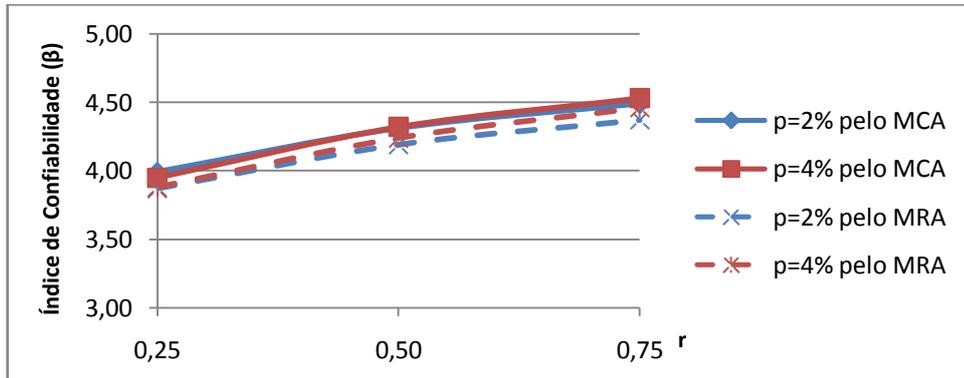


Figura 6.85 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $e_1/h=0,1$.

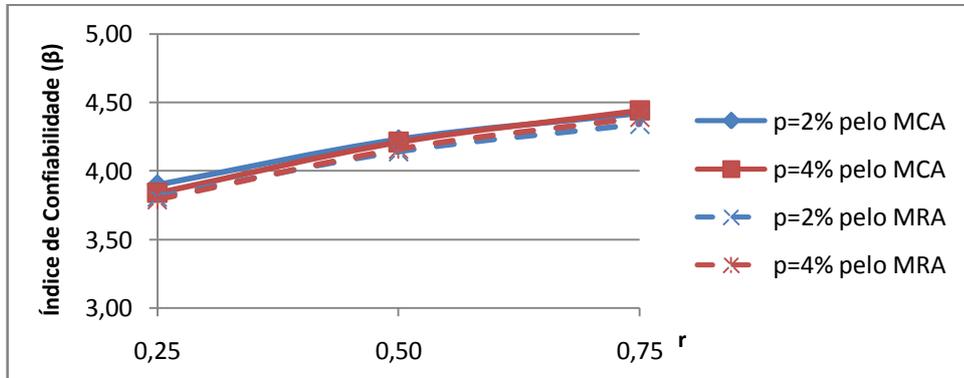


Figura 6.86 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $e_1/h=0,2$.

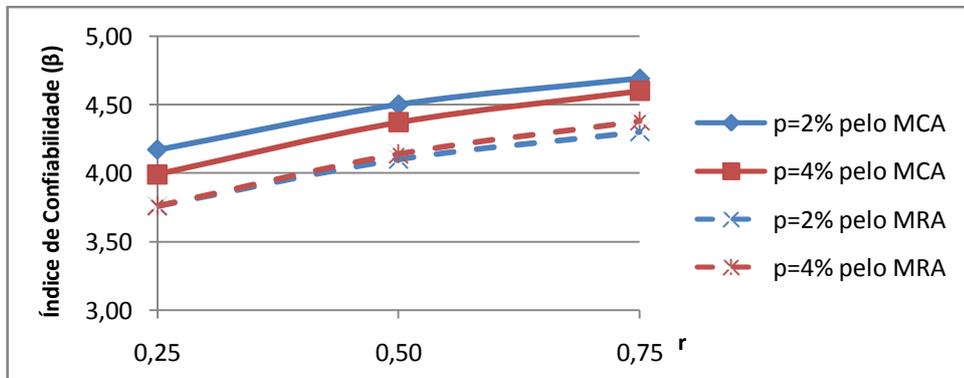


Figura 6.87 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $e_1/h=0,1$.

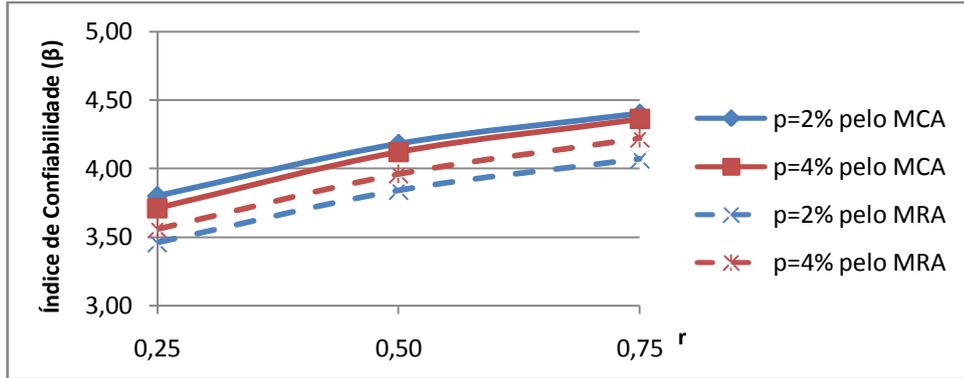


Figura 6.88 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $e_1/h=0,2$.

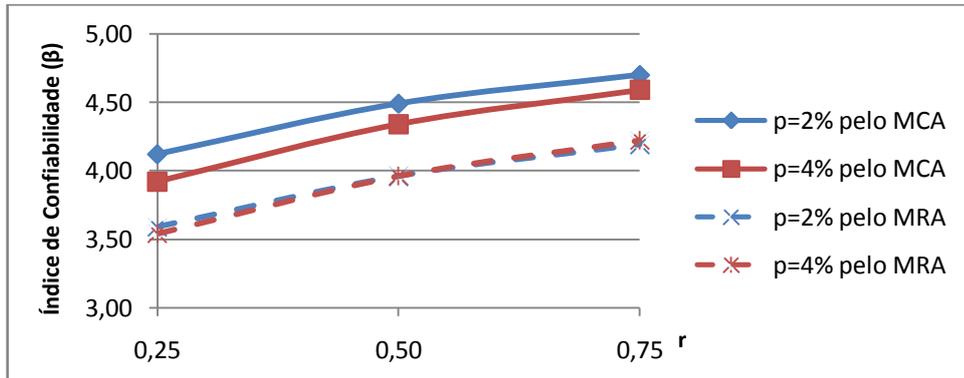


Figura 6.89 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $e_1/h=0,1$.

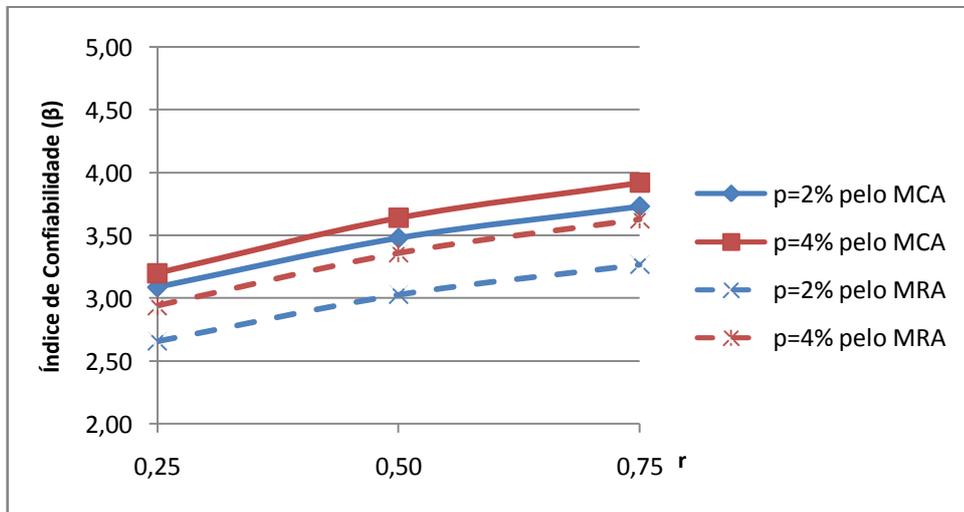


Figura 6.90 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $e_1/h=0,2$.

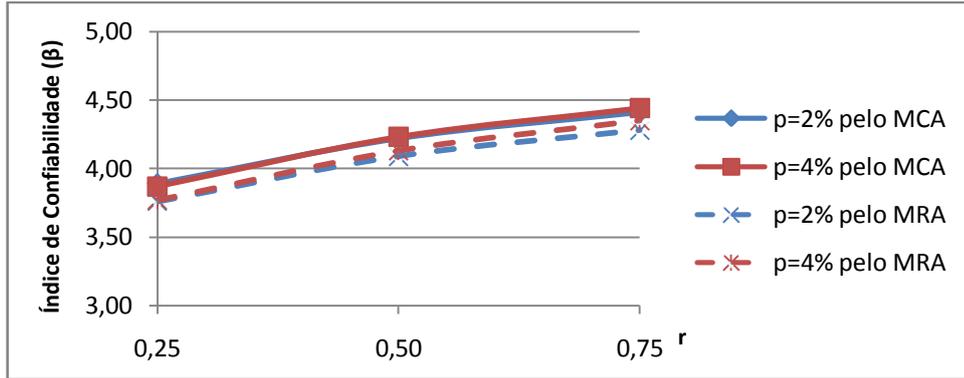


Figura 6.91 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x r para fck=90MPa, λ=30 e e1/h=0,1.

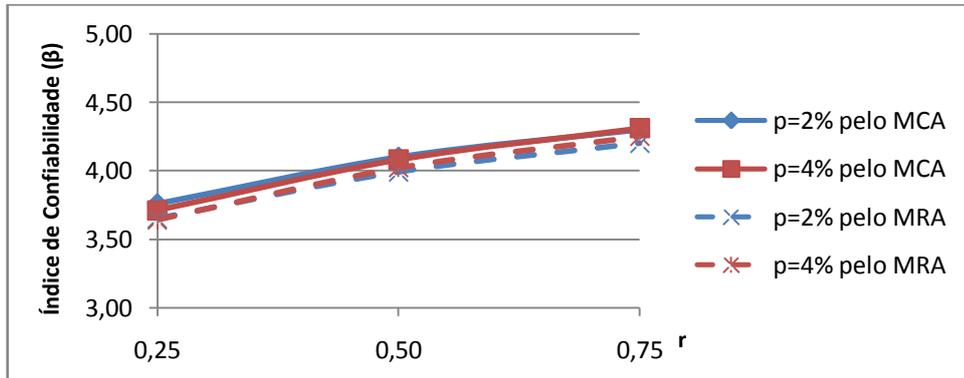


Figura 6.92 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x r para fck=90MPa, λ=30 e e1/h=0,2.

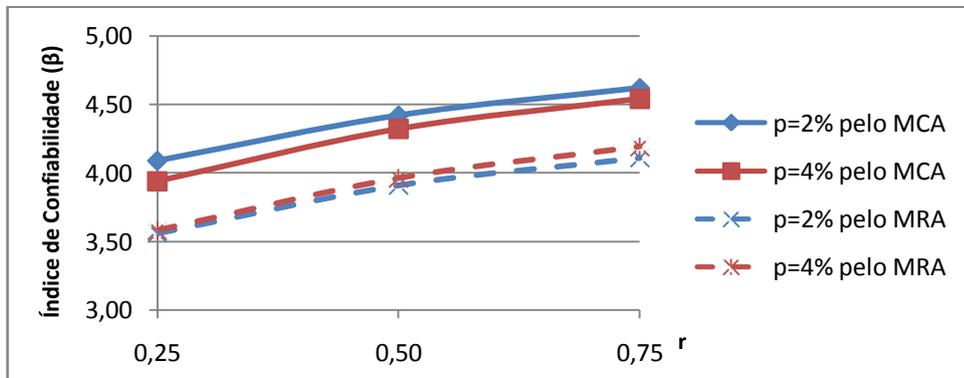


Figura 6.93 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x r para fck=90MPa, λ=60 e e1/h=0,1.

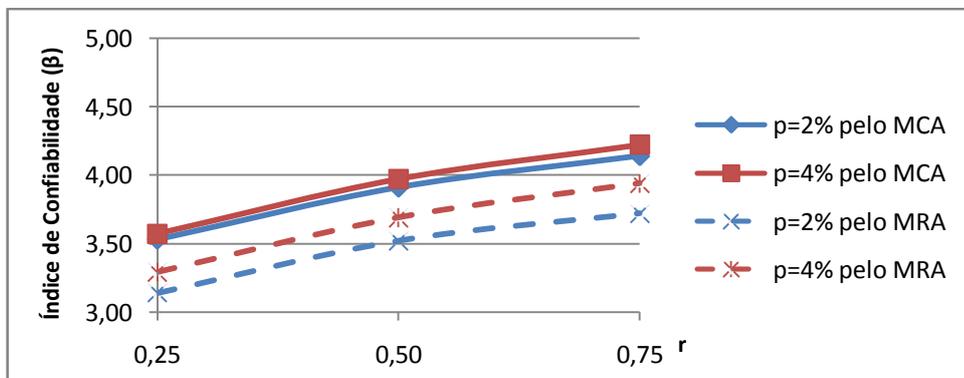


Figura 6.94 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x r para fck=90MPa, λ=60 e e1/h=0,2.

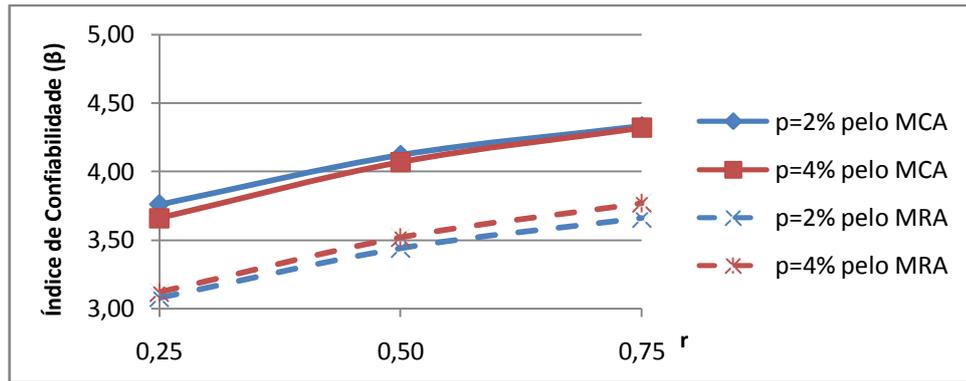


Figura 6.95 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ %) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $e_1/h=0,1$.

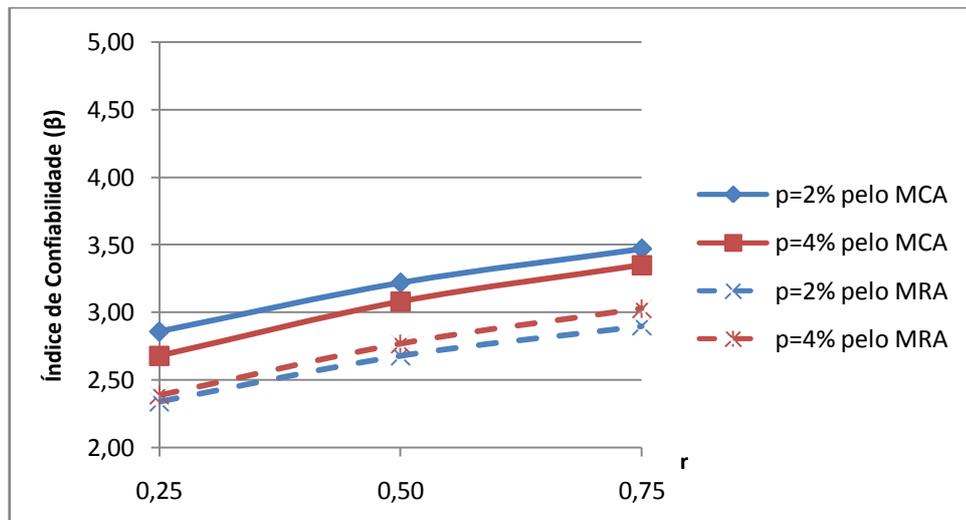


Figura 6.96 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ %) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $e_1/h=0,2$.

Na maior parte das situações, a diferença no índice de confiabilidade entre $\rho = 2\%$ e $\rho = 4\%$ foi pouco significativa, sendo um maior que o outro dependendo do método utilizado para o cálculo da carga máxima – Método da Curvatura Aproximada (MCA) ou Método da Rigidez Aproximada (MRA).

De forma geral, se confirma a ideia de que quanto maior a razão entre a carga permanente e a total, mais confiável é o cálculo do pilar, sendo que a inclinação da curva é semelhante nos gráficos.

6.2.3. Análises em relação à excentricidade relativa de primeira ordem.

Nas Fig. 6.97 a Fig. 6.114 são apresentados gráficos $\beta \times r$ onde a excentricidade relativa de primeira ordem é analisada.

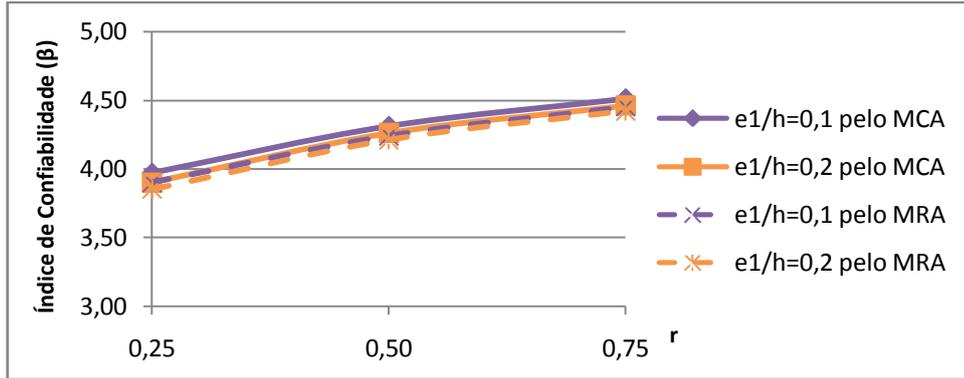


Figura 6.97 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $\rho=2\%$.

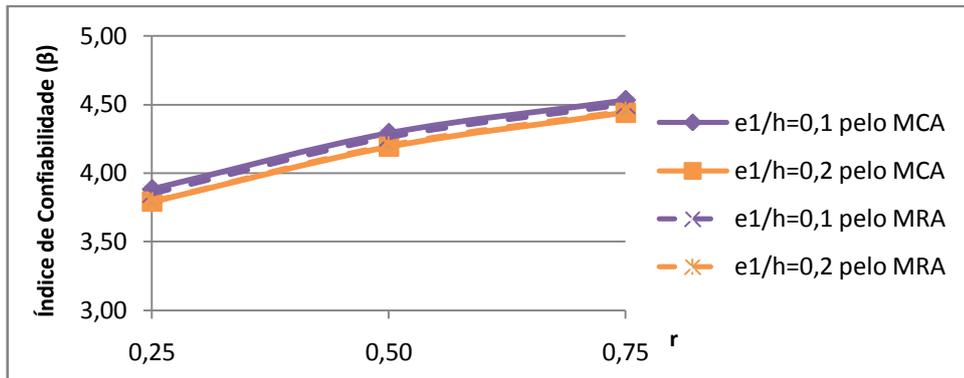


Figura 6.98 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $\rho=4\%$.

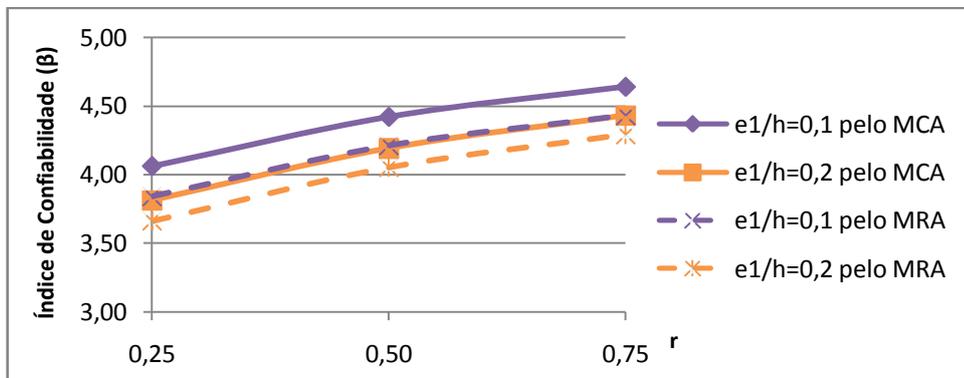


Figura 6.99 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $\rho=2\%$.

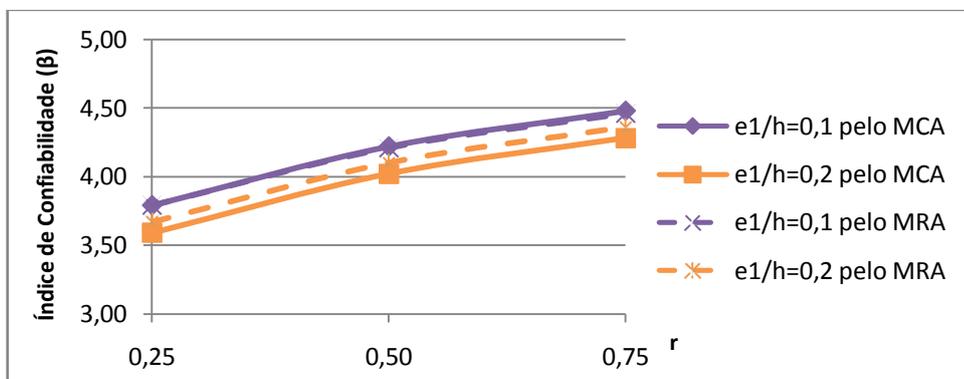


Figura 6.100 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $\rho=4\%$.

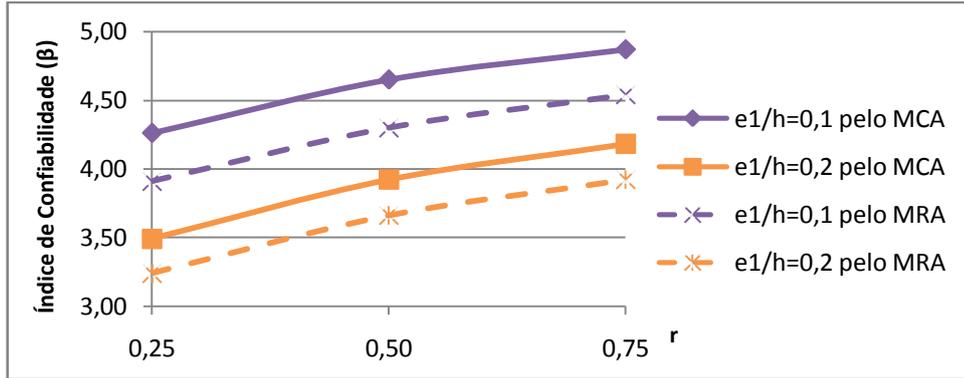


Figura 6.101 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $\rho=2\%$.

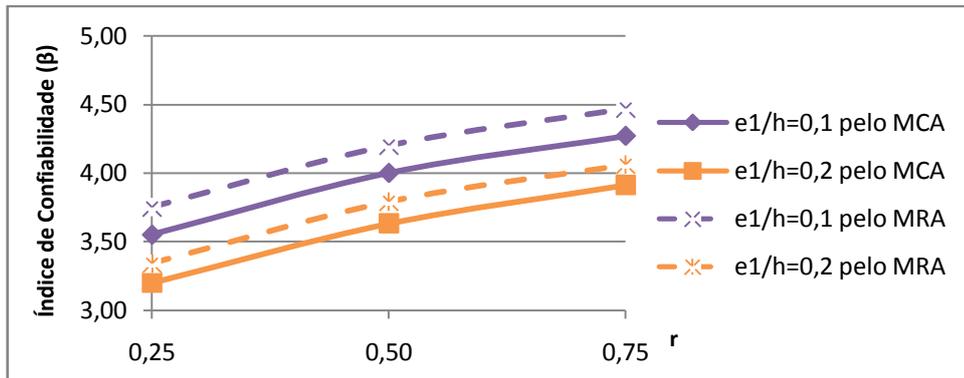


Figura 6.102 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $\rho=4\%$.

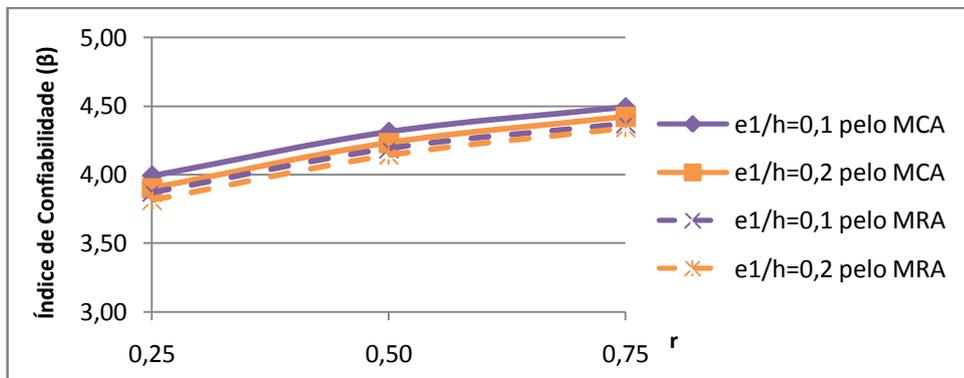


Figura 6.103 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $\rho=2\%$.

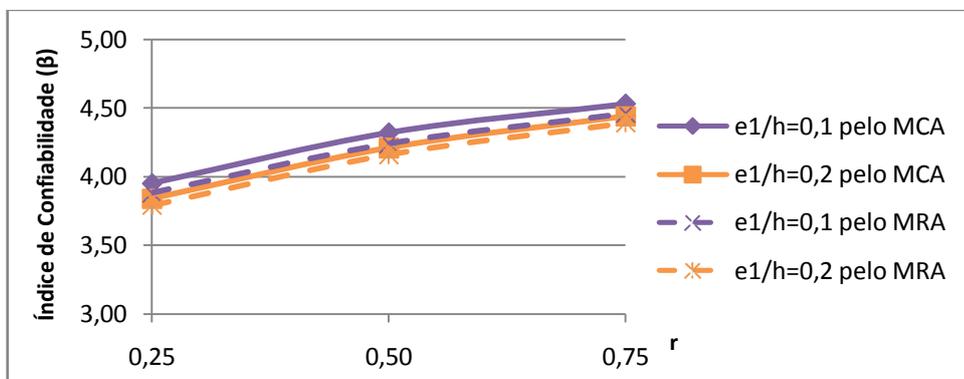


Figura 6.104 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $\rho=4\%$.

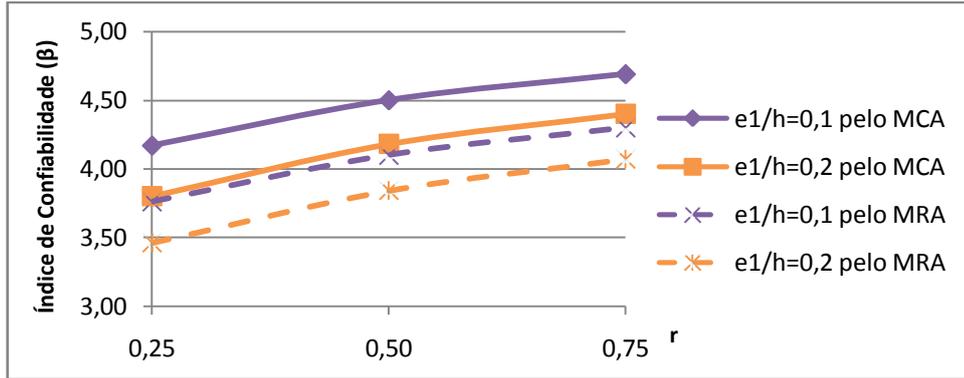


Figura 6.105 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $\rho=2\%$.

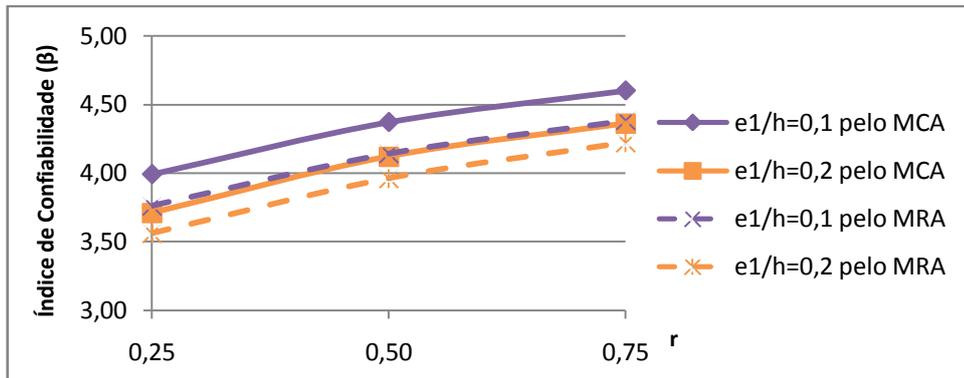


Figura 6.106 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $\rho=4\%$.

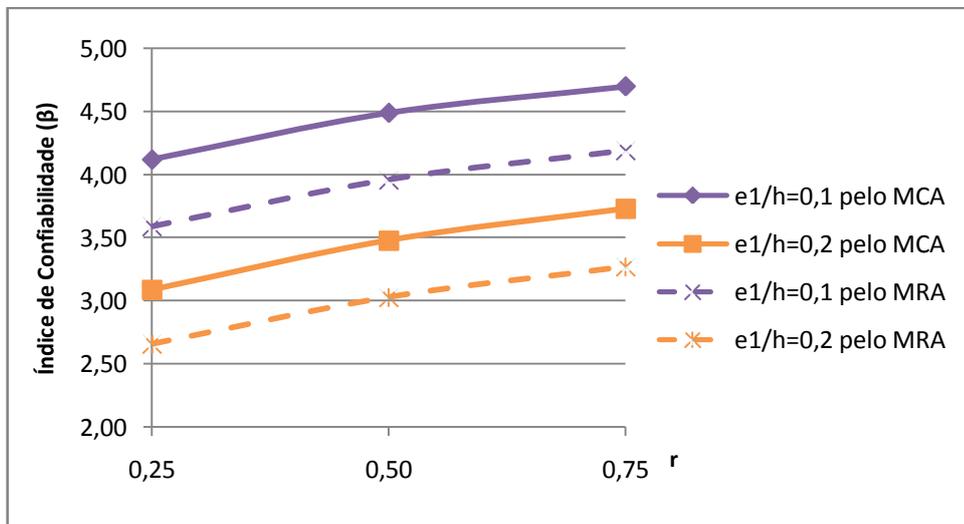


Figura 6.107 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $\rho=2\%$.

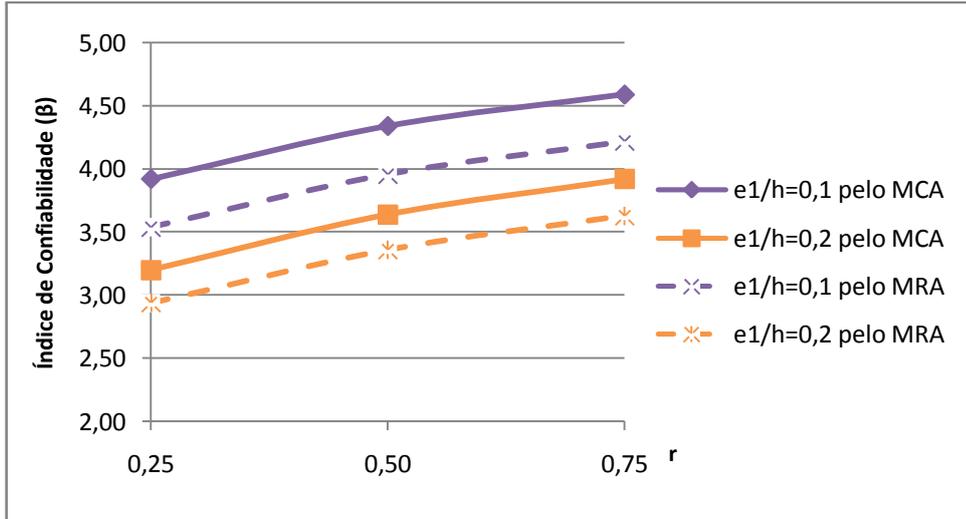


Figura 6.108 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $\rho=4\%$.

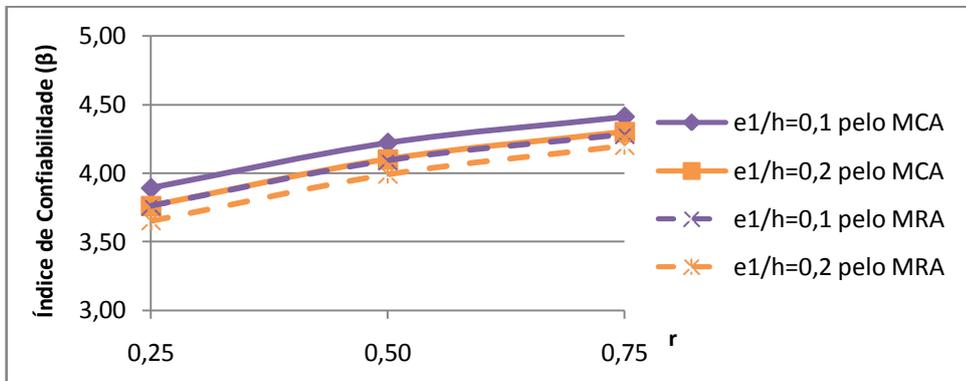


Figura 6.109 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $\rho=2\%$.

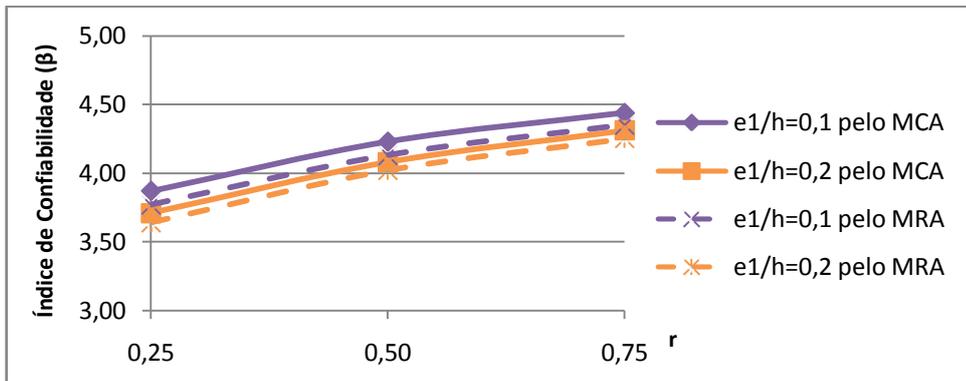


Figura 6.110 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $\rho=4\%$.

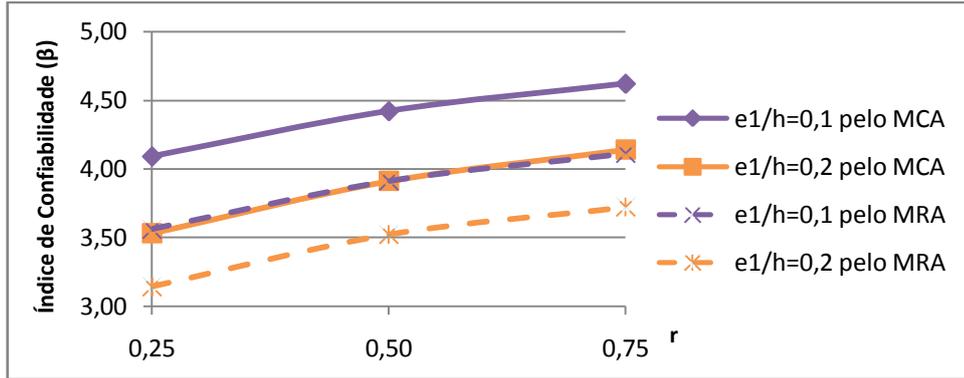


Figura 6.111 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $\rho=2\%$.

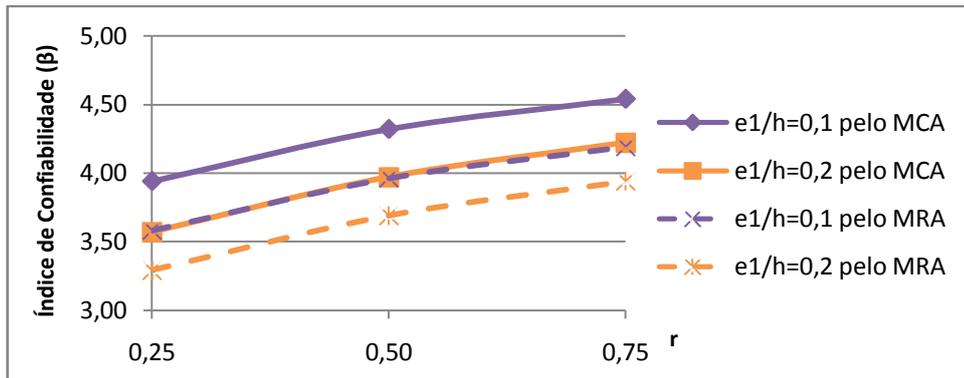


Figura 6.112 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $\rho=4\%$.

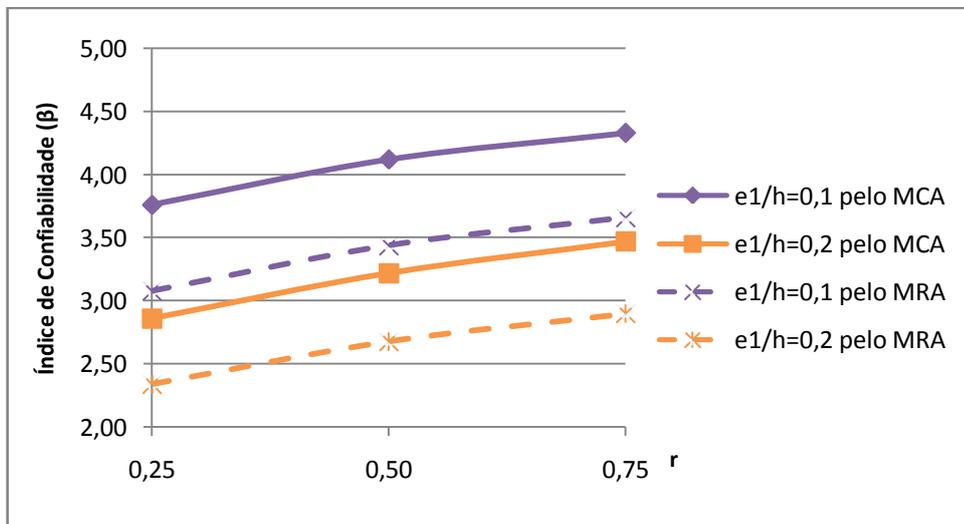


Figura 6.113 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $\rho=2\%$.

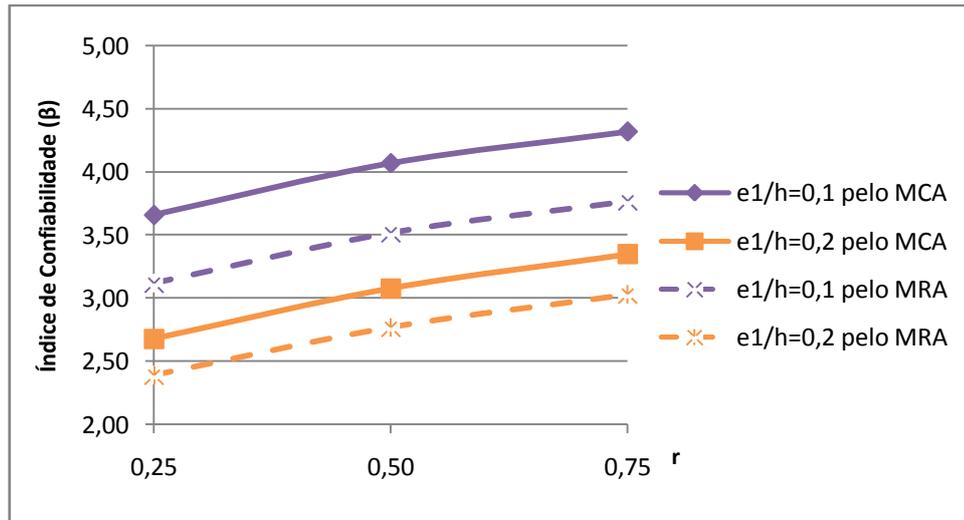


Figura 6.114 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $\rho=4\%$.

Para todos os casos, o índice de confiabilidade foi maior quando $e_1/h = 0,10$ que quando $e_1/h = 0,20$.

Na maioria das vezes, o Método da Curvatura Aproximada (MCA) forneceu valores mais confiáveis que o Método da Rigidez Aproximada (MRA). Essa situação só não ocorreu na Fig. 6.102, quando $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $\rho=4\%$.

Novamente verificamos que quanto maior o valor de razão entre a carga permanente e a total, maior o valor de β . Observa-se até mesmo que a curva é levemente mais crescente quando r muda de 0,25 para 0,50, que quando a transição é de 0,50 para 0,75.

6.2.4. Análises em relação à esbelteza.

Nas Fig. 6.115 a Fig. 6.126 são apresentados gráficos $\beta \times r$ onde a esbelteza é analisada.

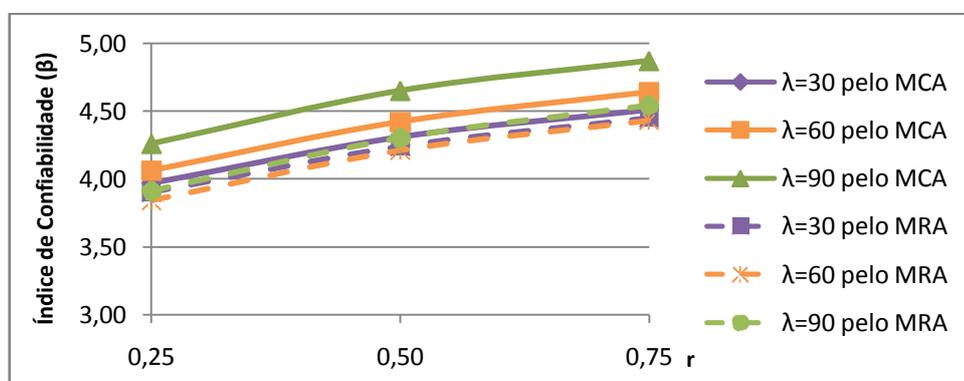


Figura 6.115 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico $\beta \times r$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $\rho=2\%$.

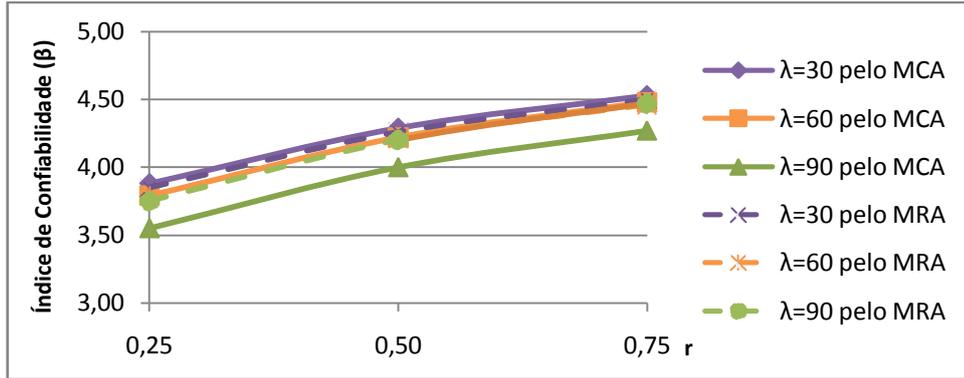


Figura 6.116 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $\rho=4\%$.

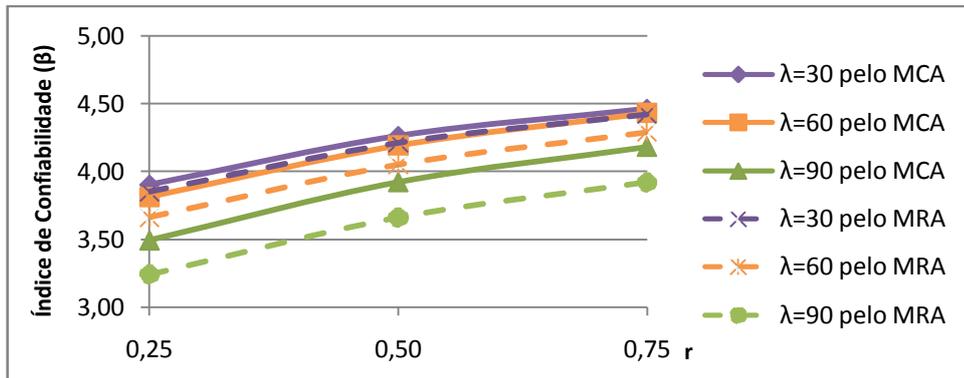


Figura 6.117 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=2\%$.

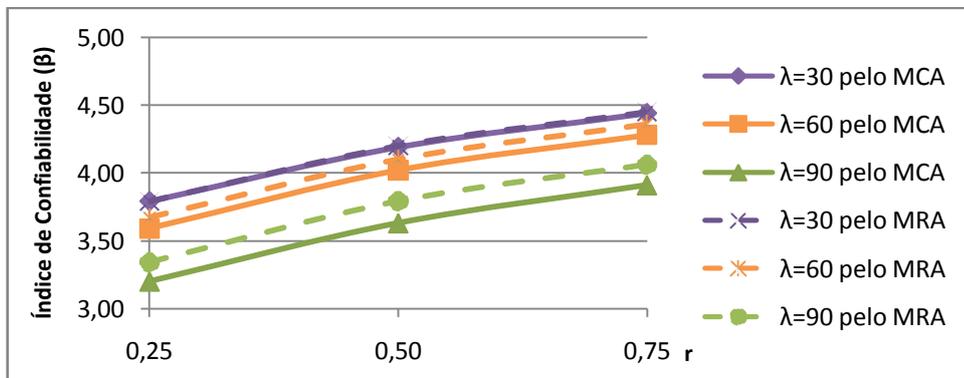


Figura 6.118 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=4\%$.

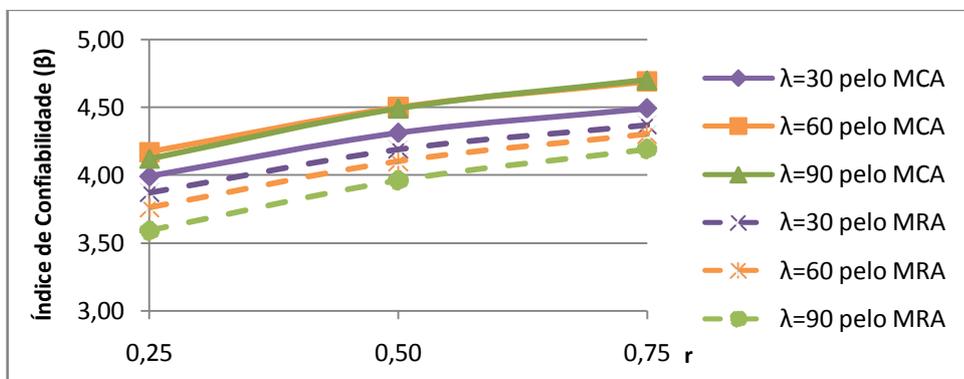


Figura 6.119 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $\rho=2\%$.

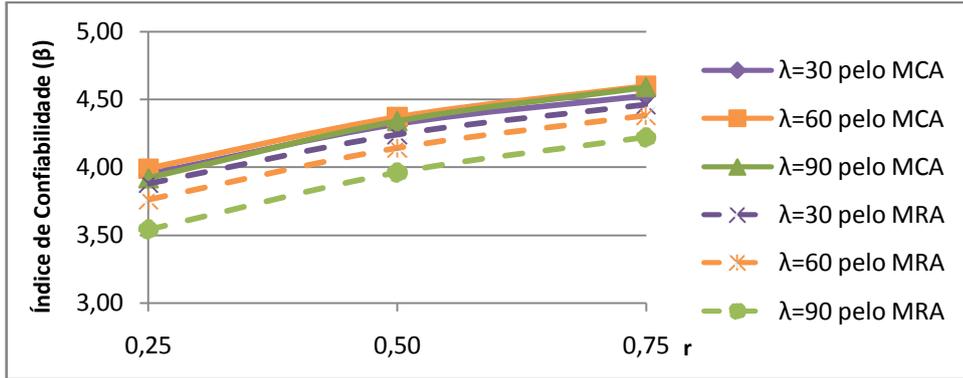


Figura 6.120 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x r para fck=60MPa, e1/h=0,1 e ρ=4%.

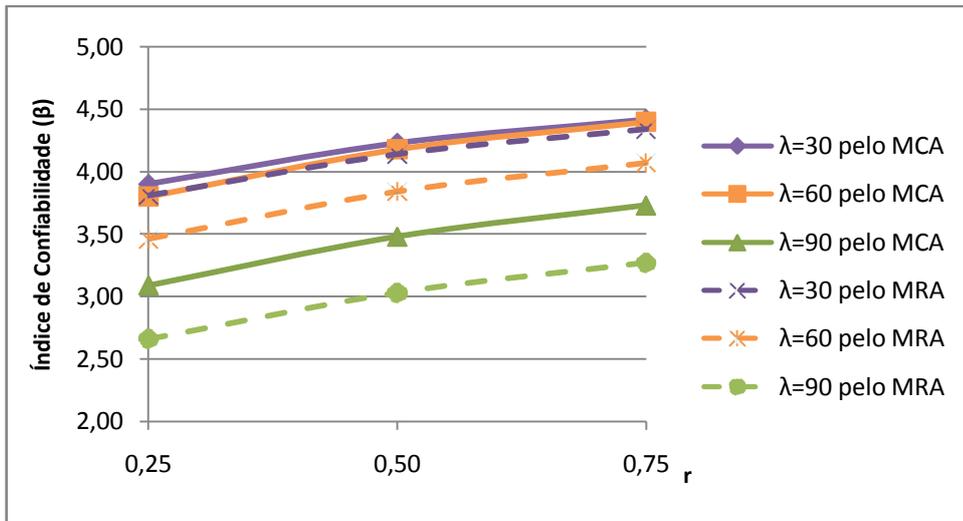


Figura 6.121 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x r para fck=60MPa, e1/h=0,2 e ρ=2%.

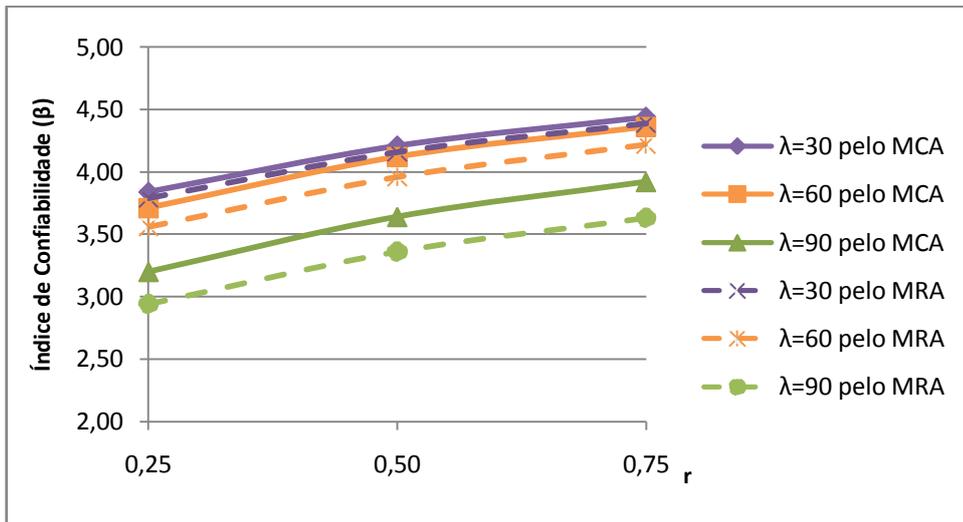


Figura 6.122 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x r para fck=60MPa, e1/h=0,2 e ρ=4%.

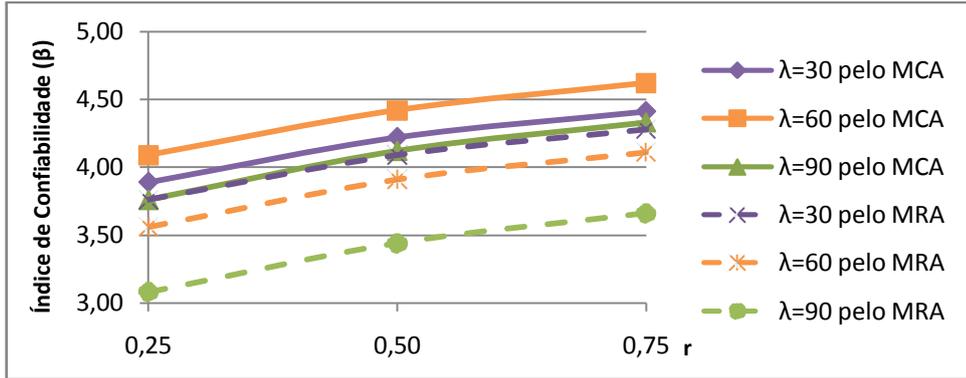


Figura 6.123 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x r para fck=90MPa, e1/h=0,1 e ρ=2%.

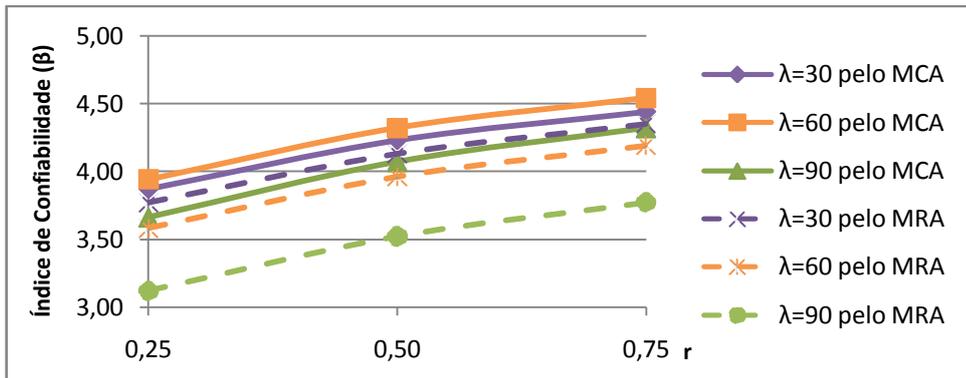


Figura 6.124 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x r para fck=90MPa, e1/h=0,1 e ρ=4%.

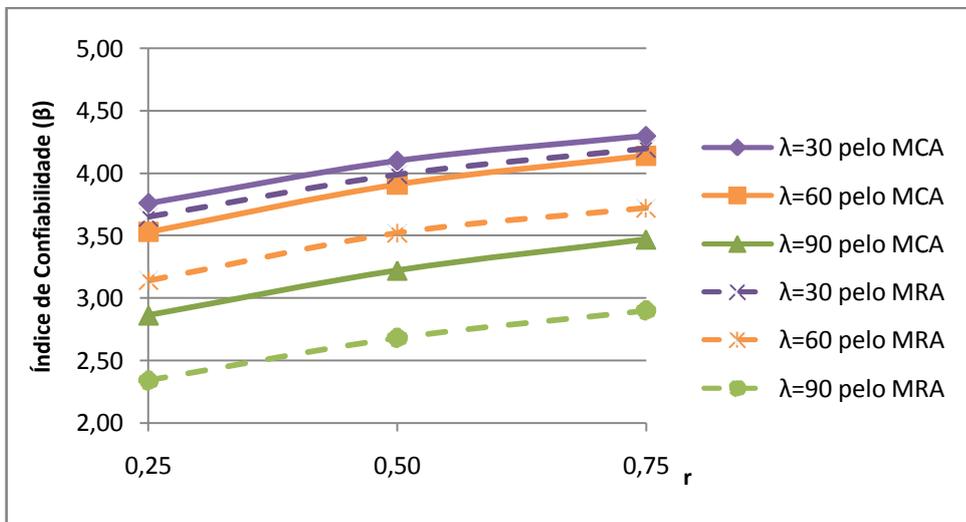


Figura 6.125 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x r para fck=90MPa, e1/h=0,2 e ρ=2%.

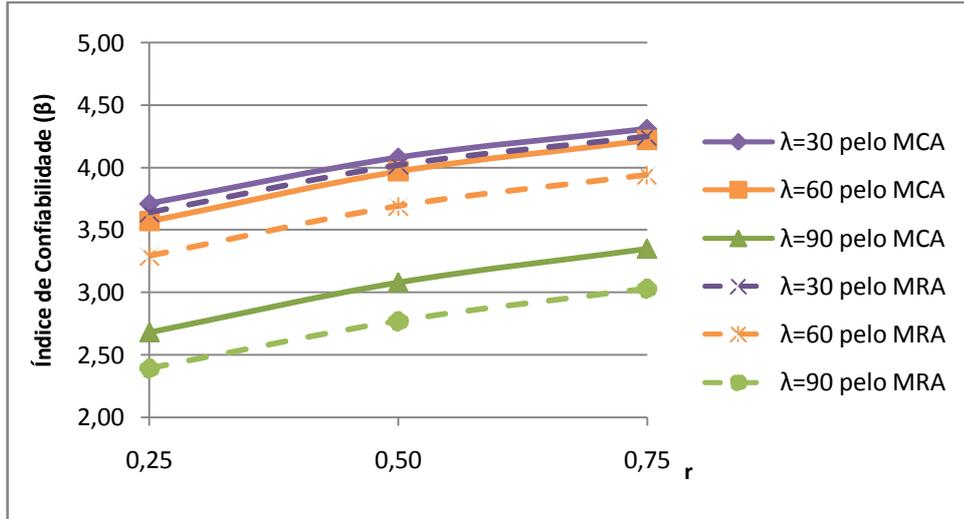


Figura 6.126 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x r para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=4\%$.

De forma geral, confirma-se que quanto maior a influência da carga permanente em relação à carga total, mais confiável é o resultado. Isso é algo esperado, pois cargas variáveis logicamente indicam maior imprecisão.

Em quase todas as situações, para $\lambda = 90$ os valores de β foram os menores, exceto para a Fig. 6.115, quando $f_{ck} = 30\text{MPa}$, $e_1/h = 0,10$ e $\rho = 2\%$. Em especial, nos casos onde a excentricidade relativa de primeira ordem foi igual a 0,20, a diferença nos resultados obtidos na confiabilidade entre $\lambda = 60$ e $\lambda = 90$ foi bastante significativa.

6.3. VARIACÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA TAXA DE ARMADURA

6.3.1. Análises em relação à resistência à compressão do concreto.

Nas Fig. 6.127 a Fig. 6.144 são apresentados gráficos β x ρ onde a resistência à compressão do concreto é analisada.

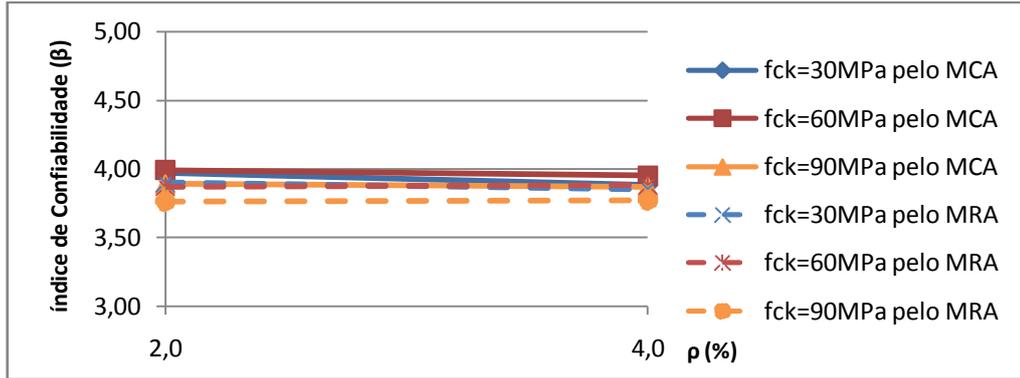


Figura 6.127 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para $\lambda=30$, $e1/h=0,1$ e $r=0,25$.

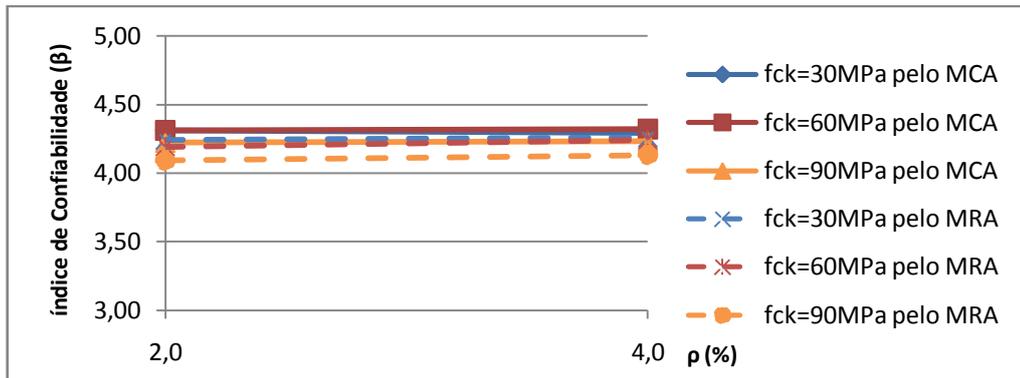


Figura 6.128 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para $\lambda=30$, $e1/h=0,1$ e $r=0,50$.

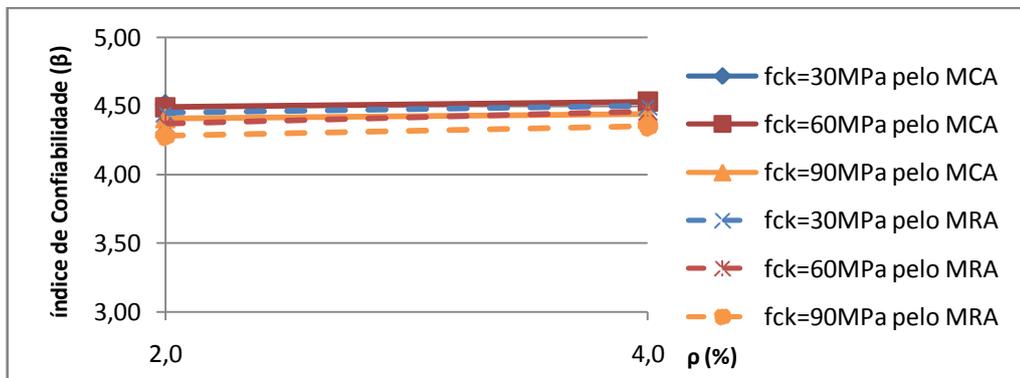


Figura 6.129 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para $\lambda=30$, $e1/h=0,1$ e $r=0,75$.

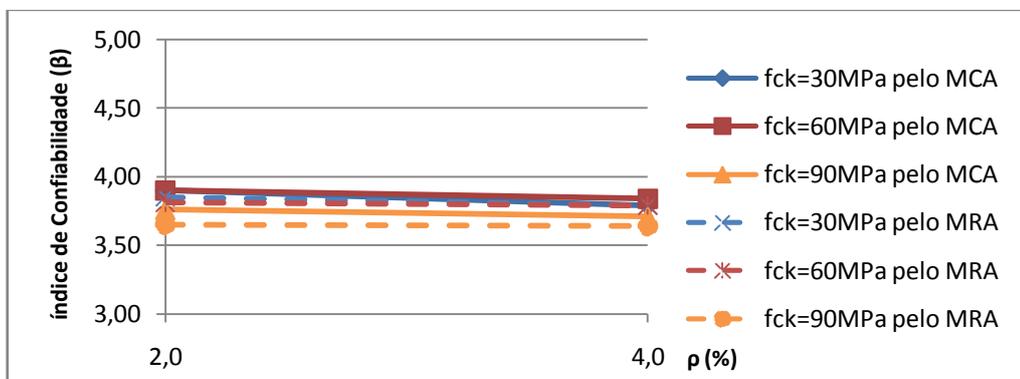


Figura 6.130 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para $\lambda=30$, $e1/h=0,2$ e $r=0,25$.

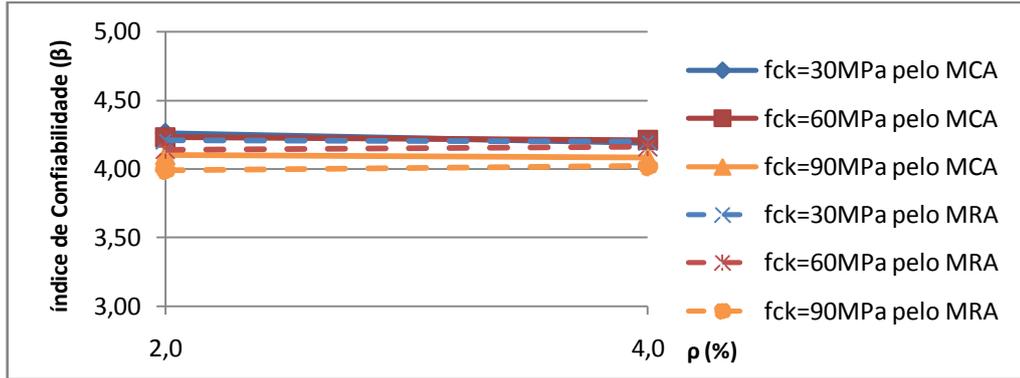


Figura 6.131 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para λ=30, e1/h=0,2 e r=0,50.

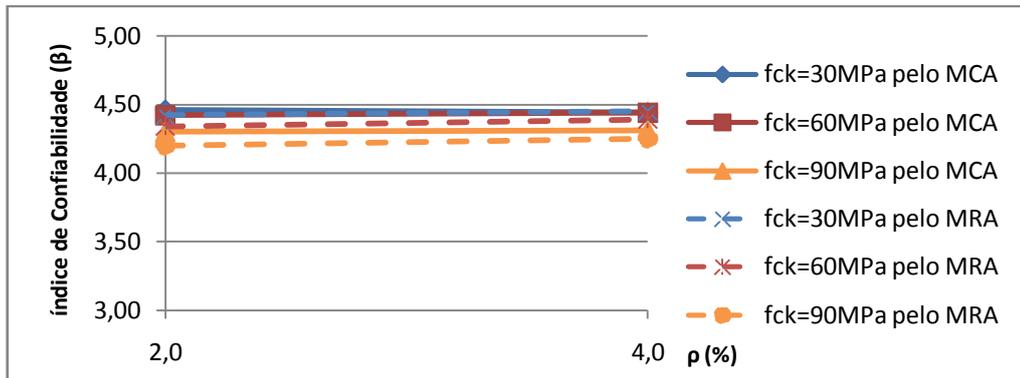


Figura 6.132 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para λ=30, e1/h=0,2 e r=0,75.

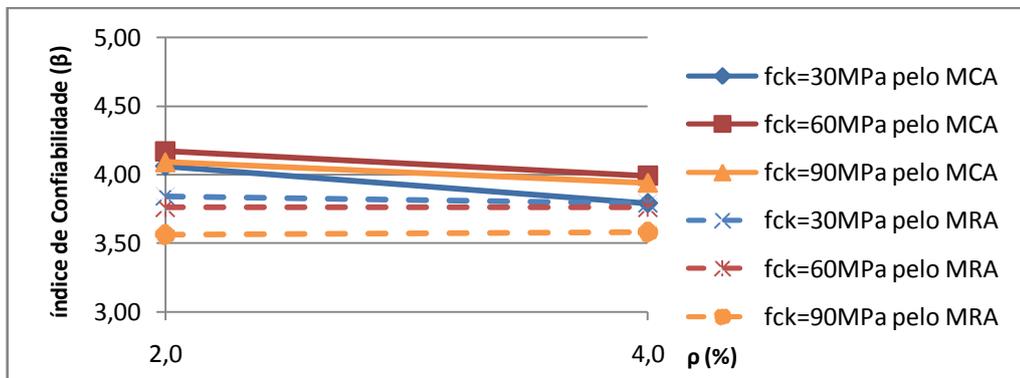


Figura 6.133 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para λ=60, e1/h=0,1 e r=0,25.

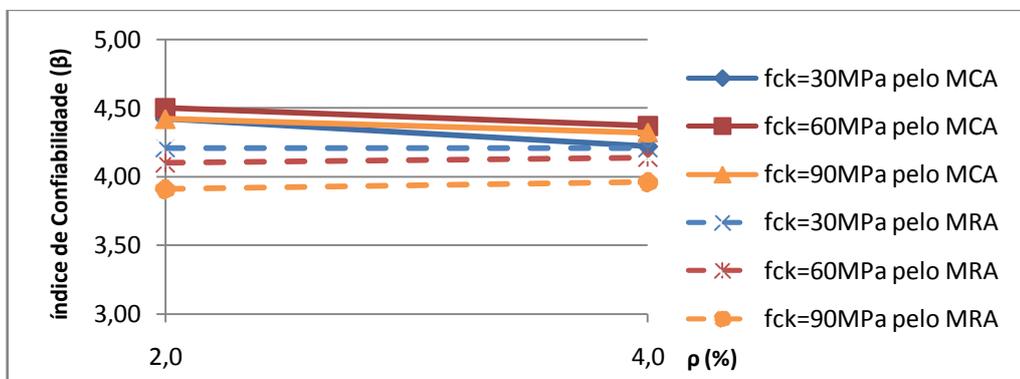


Figura 6.134 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para λ=60, e1/h=0,1 e r=0,50.

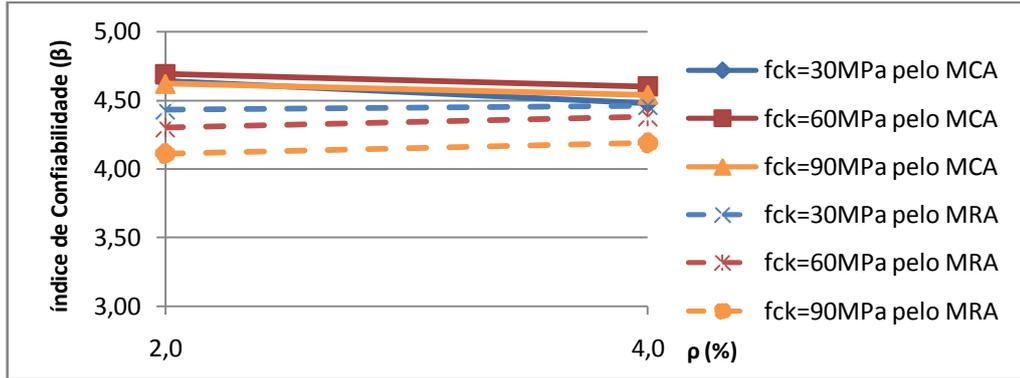


Figura 6.135 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para λ=60, e1/h=0,1 e r=0,75.

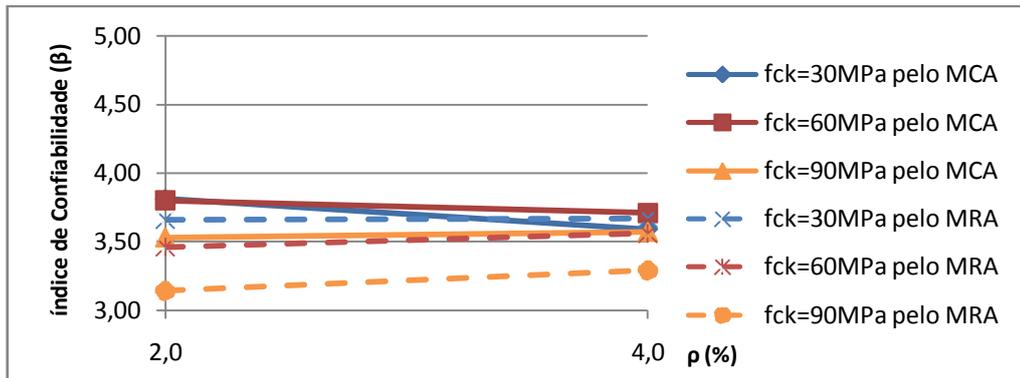


Figura 6.136 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para λ=60, e1/h=0,2 e r=0,25.

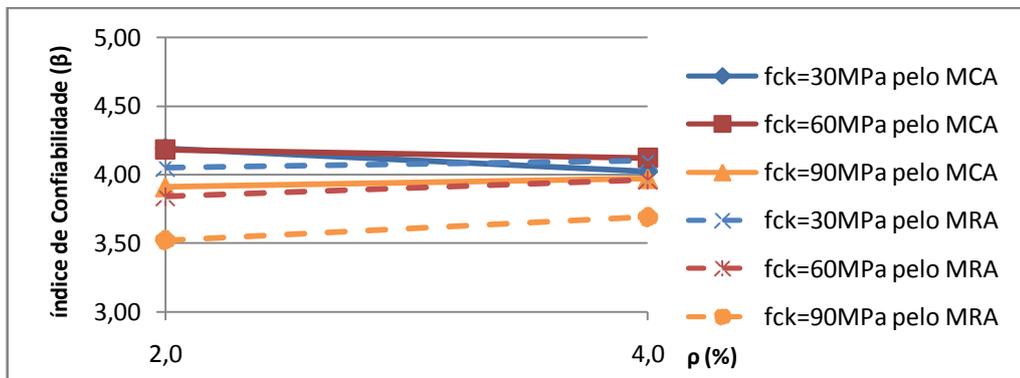


Figura 6.137 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para λ=60, e1/h=0,2 e r=0,50.

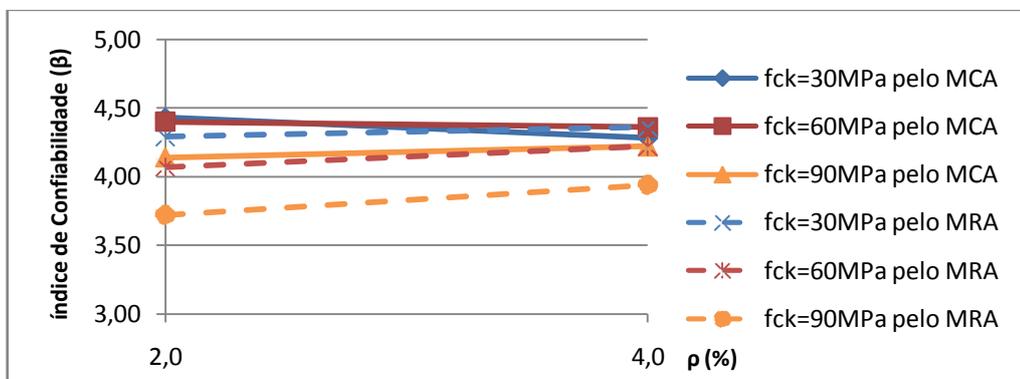


Figura 6.138 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para λ=60, e1/h=0,2 e r=0,75.

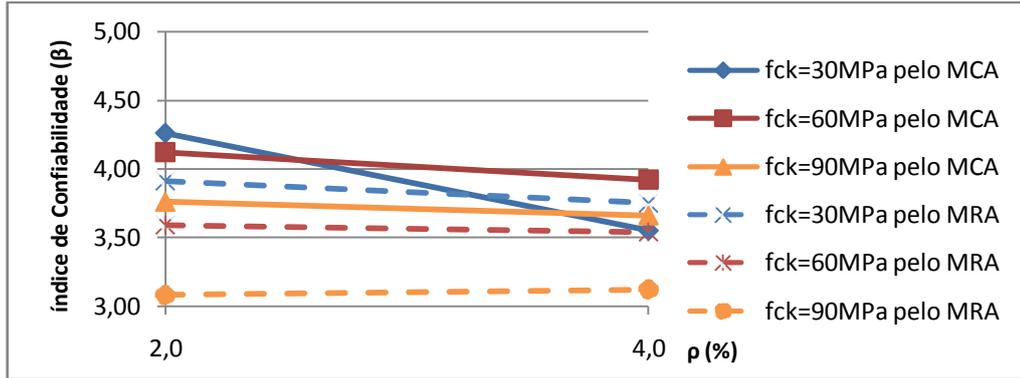


Figura 6.139 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para λ=90, e1/h=0,1 e r=0,25.

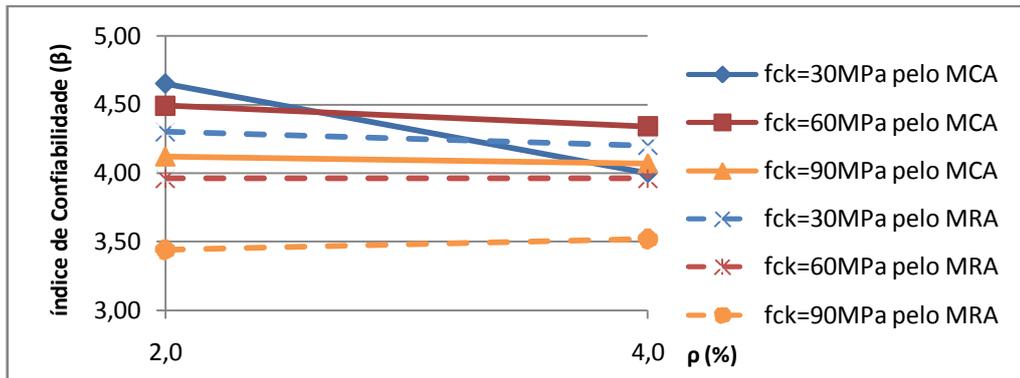


Figura 6.140 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para λ=90, e1/h=0,1 e r=0,50.

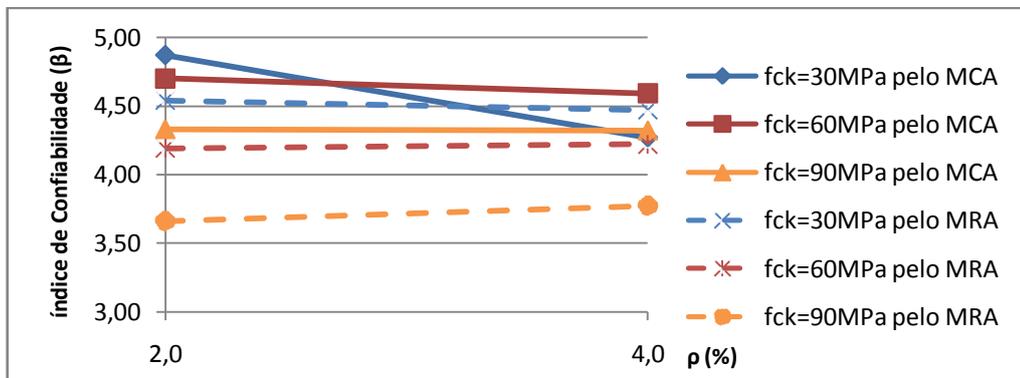


Figura 6.141 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x ρ para λ=90, e1/h=0,1 e r=0,75.

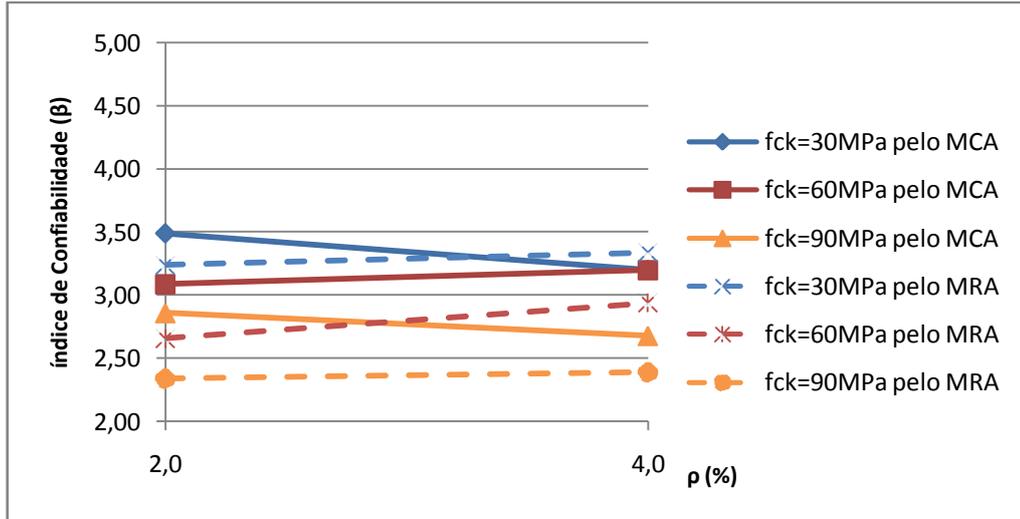


Figura 6.142 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $\lambda=90$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,25$.

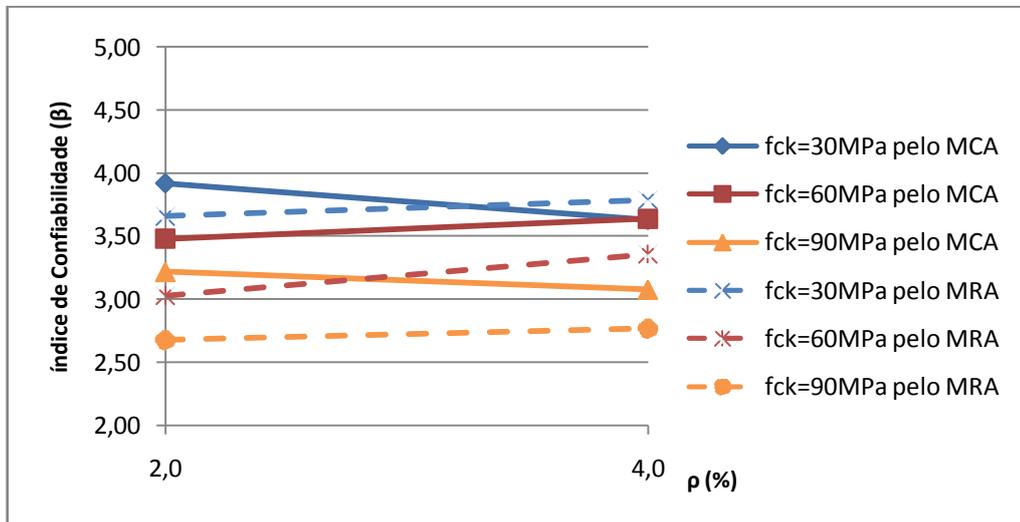


Figura 6.143 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $\lambda=90$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,50$.

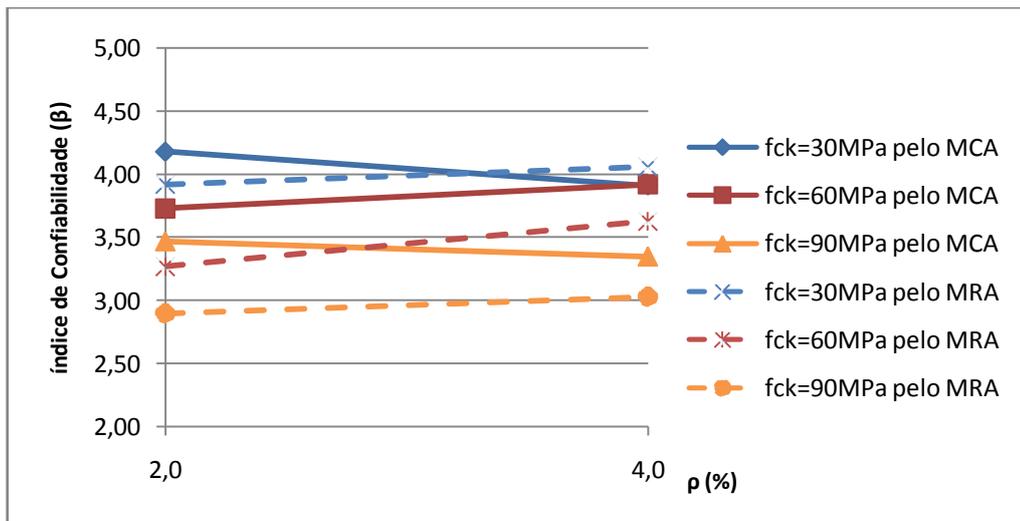


Figura 6.144 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $\lambda=90$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,75$.

Para as situações onde o índice de esbelteza era igual a 30, as curvas foram praticamente constantes, e também houve pouca mudança no índice de confiabilidade para os diferentes valores de f_{ck} .

À medida que a esbelteza aumentava, os gráficos ficavam cada vez mais distantes uns dos outros, assim como a variação em β para diferentes valores de taxa de armaduras também se modificou.

Analisando pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) ou pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA), a confiabilidade em relação à mudança nas taxas da armadura poderia aumentar ou diminuir. Mas foi observado principalmente que pelo Método da Curvatura Aproximada, o índice β diminuía quando a taxa de armadura aumentava para os pilares com resistência à compressão do concreto igual a 30 MPa.

6.3.2. Análises em relação à razão entre a carga permanente e a total.

Nas Fig. 6.145 a Fig. 6.162 são apresentados gráficos $\beta \times \rho$ onde a razão entre a carga permanente e a total é analisada.

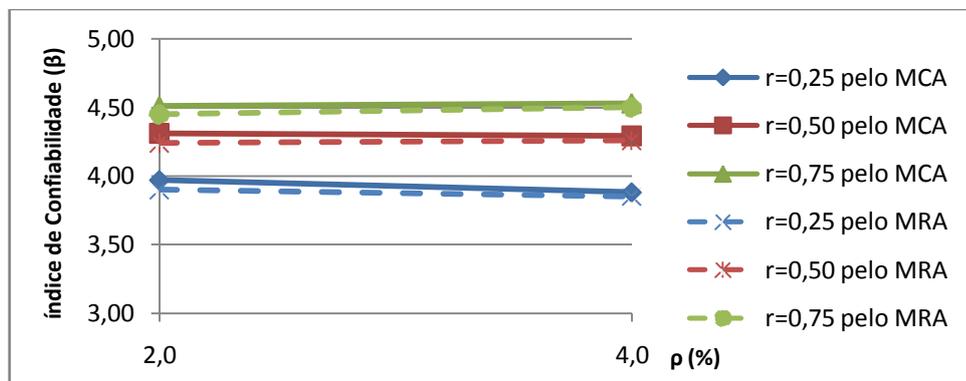


Figura 6.145 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=30$, $e_1/h=0,1$.

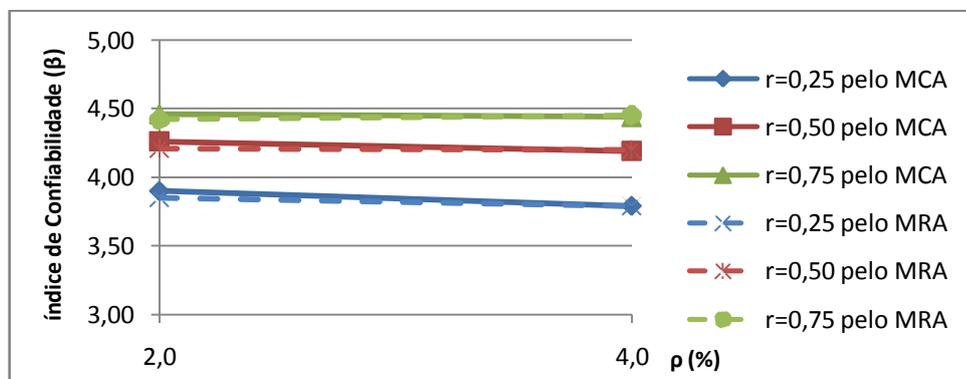


Figura 6.146 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=30$, $e_1/h=0,2$.

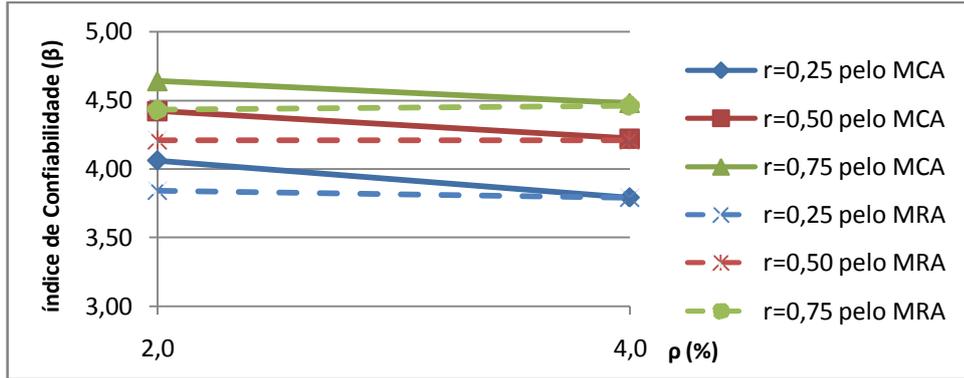


Figura 6.147 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=60$, $e_1/h=0,1$.

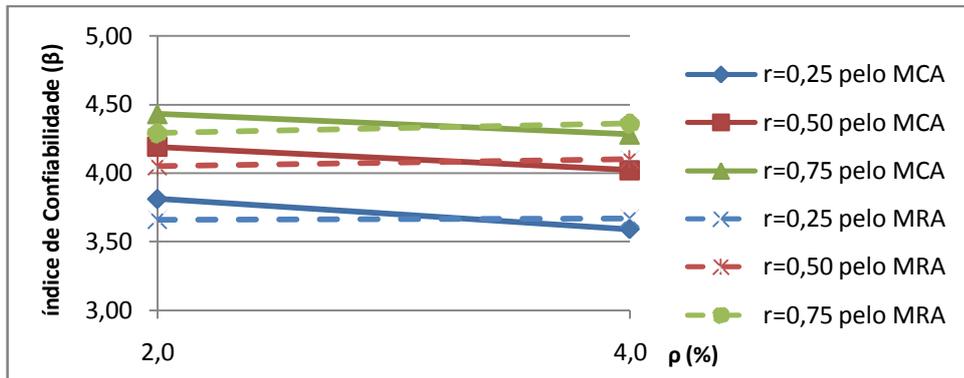


Figura 6.148 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=60$, $e_1/h=0,2$.

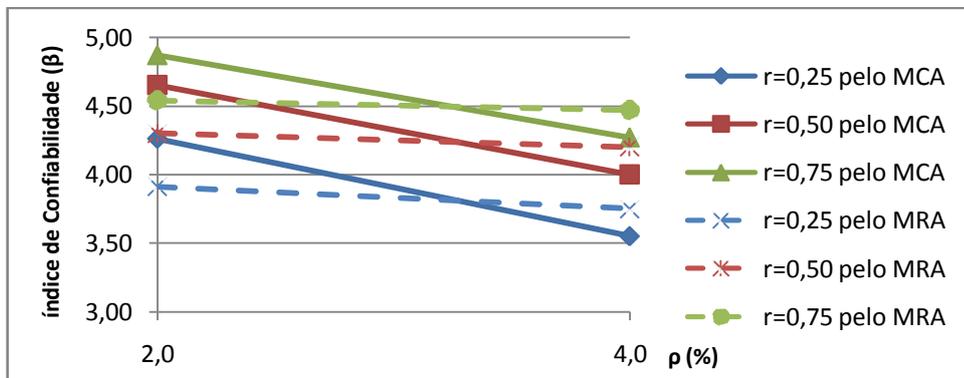


Figura 6.149 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=90$, $e_1/h=0,1$.

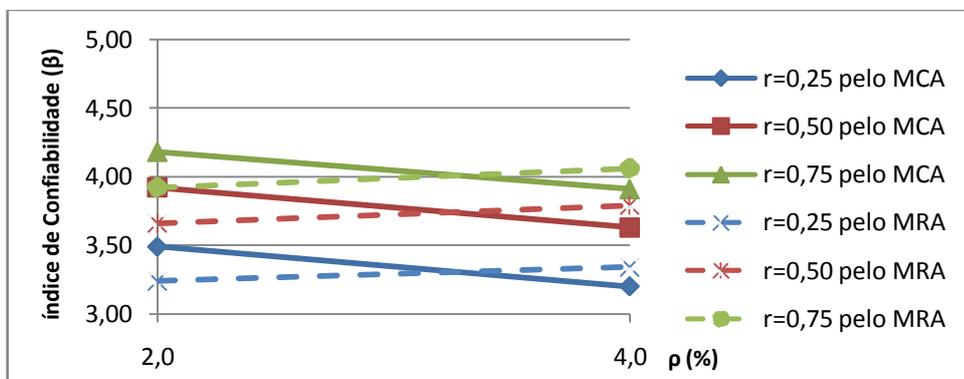


Figura 6.150 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=90$, $e_1/h=0,2$.

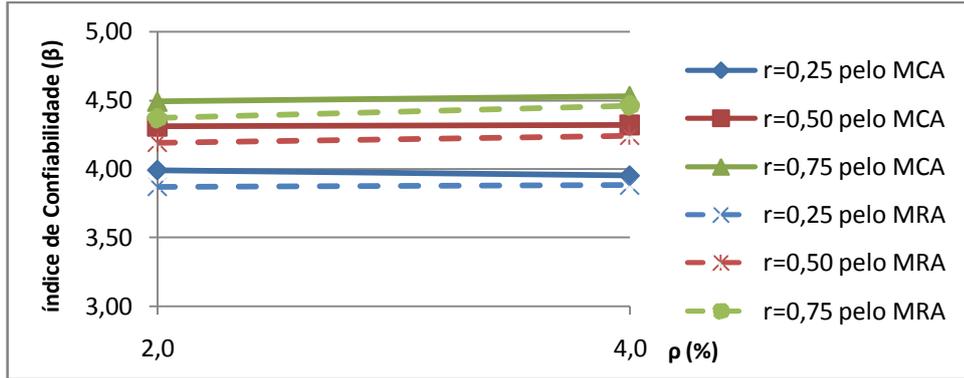


Figura 6.151 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=30$, $e_1/h=0,1$.

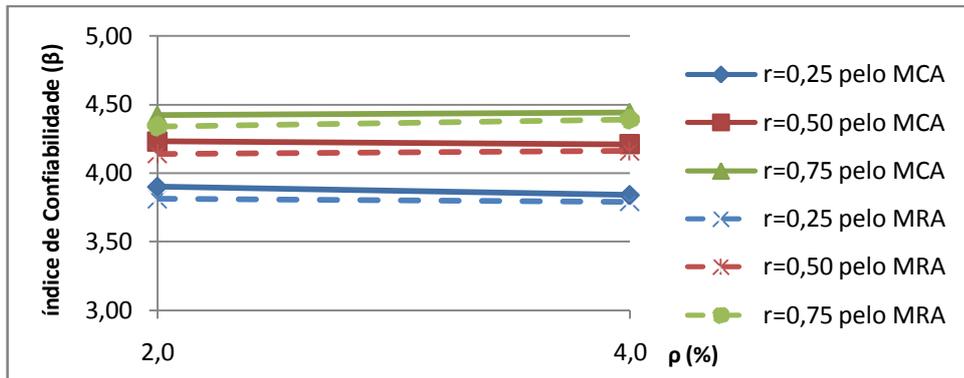


Figura 6.152 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=30$, $e_1/h=0,2$.

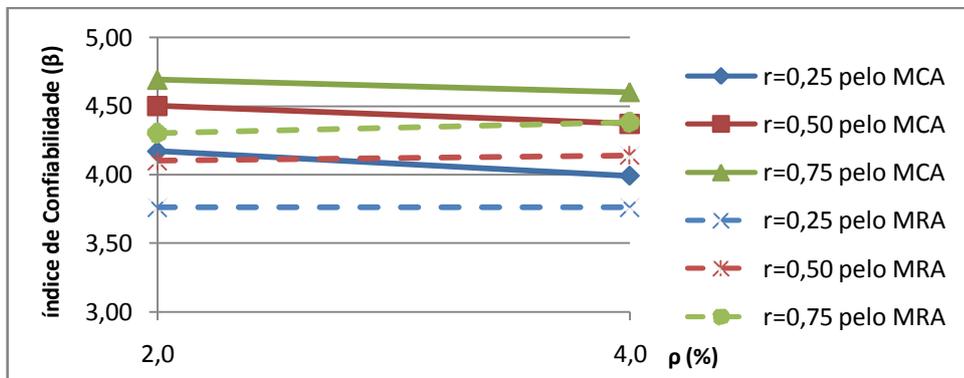


Figura 6.153 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=60$, $e_1/h=0,1$.

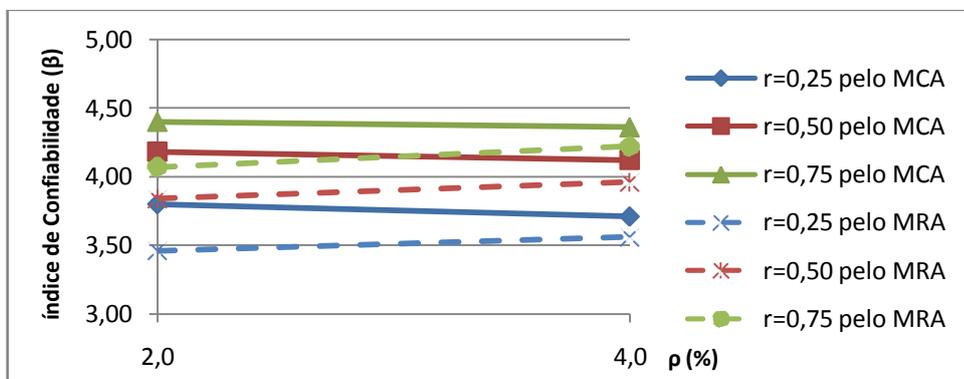


Figura 6.154 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=60$, $e_1/h=0,2$.

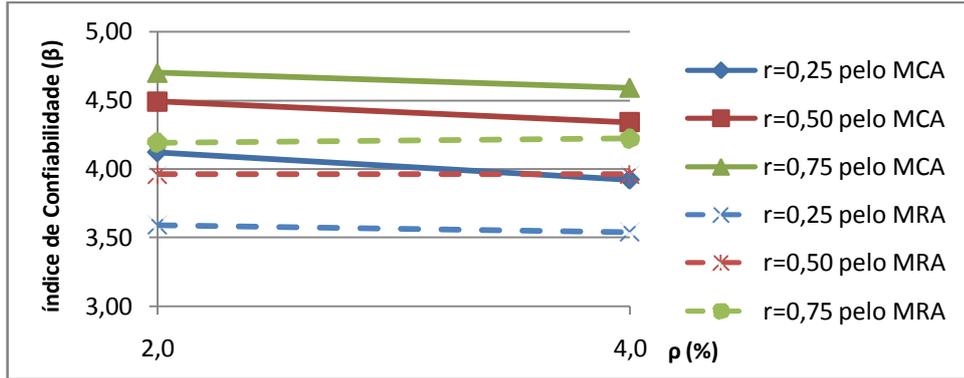


Figura 6.155 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$, $e_1/h=0,1$.

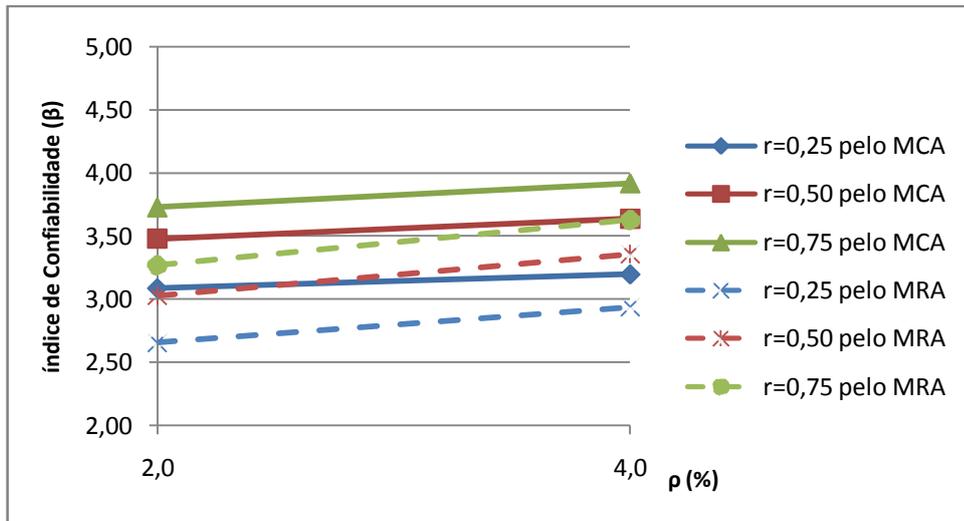


Figura 6.156 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$, $e_1/h=0,2$.

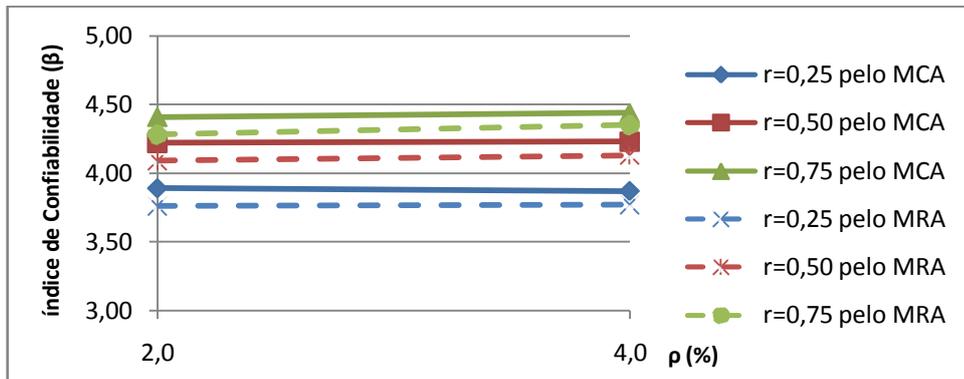


Figura 6.157 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=30$, $e_1/h=0,1$.

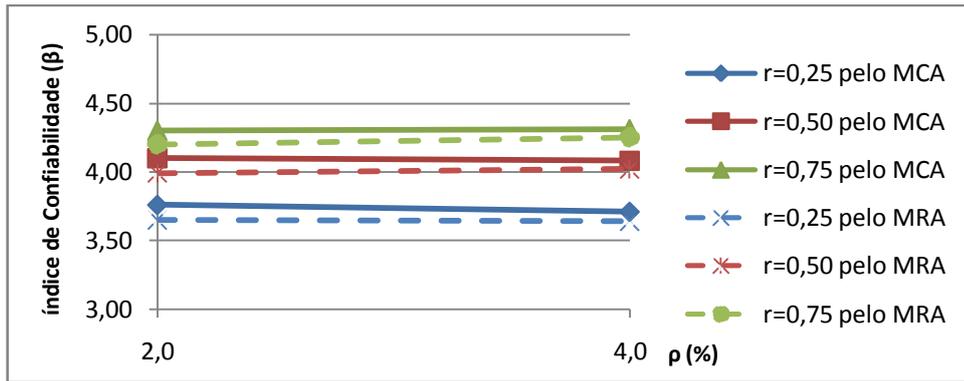


Figura 6.158 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=30$, $e_1/h=0,2$.

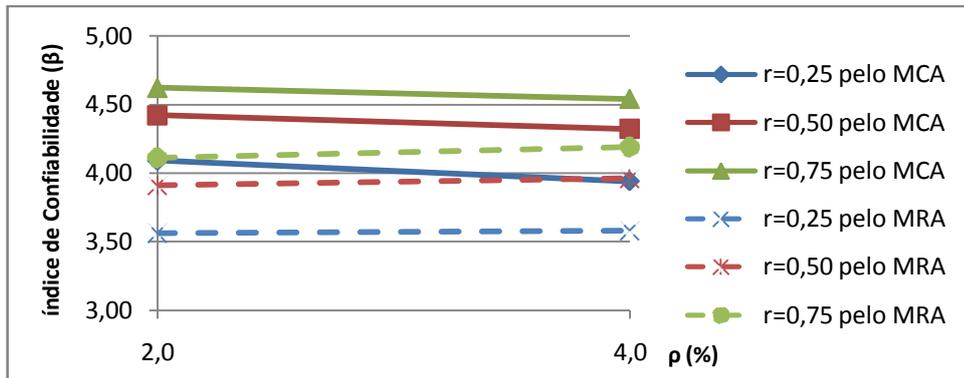


Figura 6.159 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=60$, $e_1/h=0,1$.

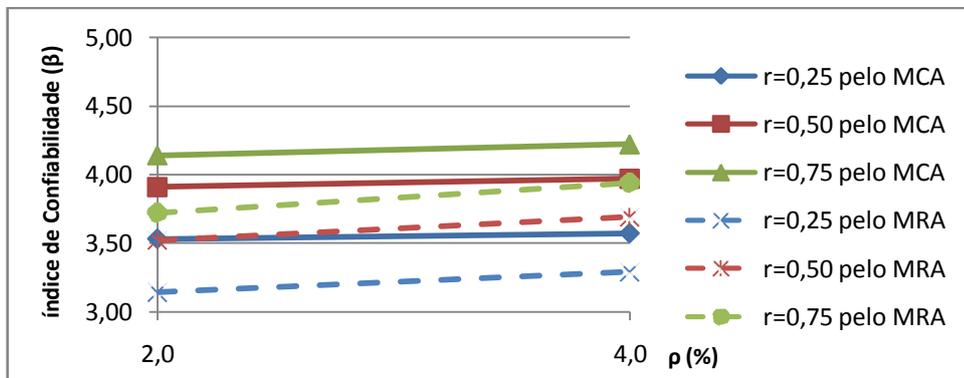


Figura 6.160 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=60$, $e_1/h=0,2$.

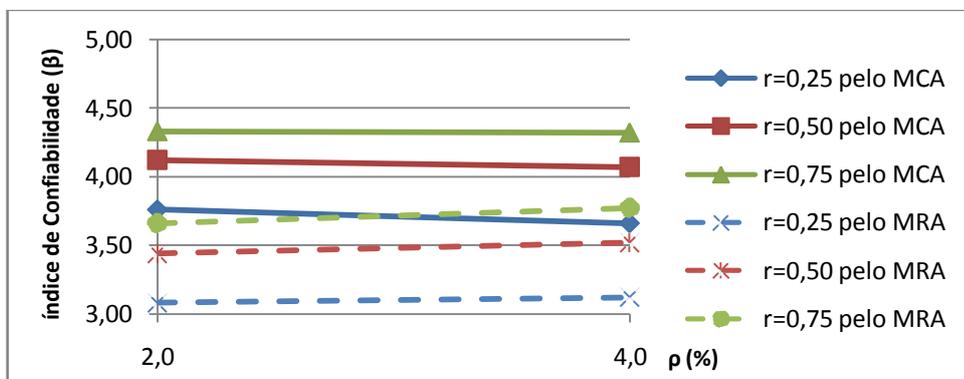


Figura 6.161 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$, $e_1/h=0,1$.

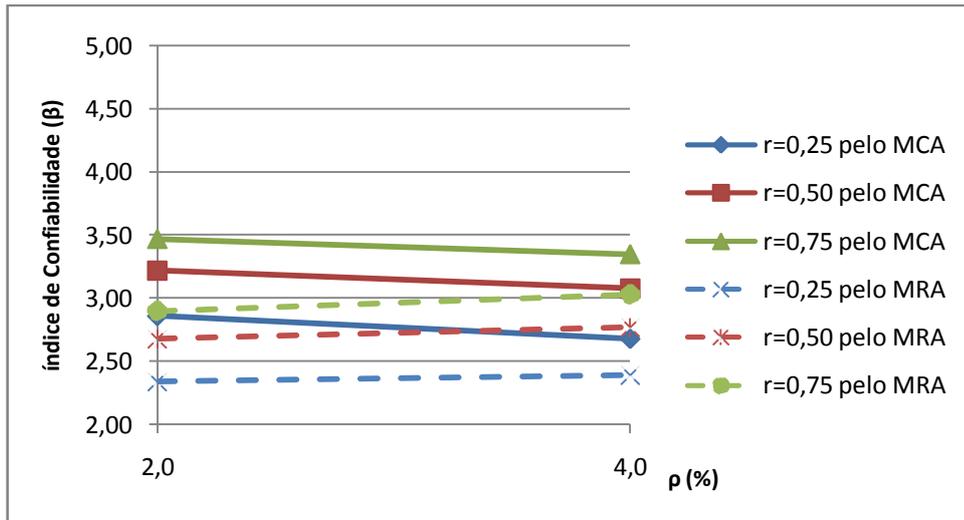


Figura 6.162 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$, $e_1/h=0,2$.

De forma geral, a confiabilidade aumenta para os pilares onde a razão entre a carga permanente e a total é maior, e isso se verifica tanto pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) quanto pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA).

Na maior parte dos casos, a mudança na armadura pouco afetou a confiabilidade. As Fig. 6.149 e Fig. 6.150 fugiram a regra, pois a variação no índice β foi grande quando a armadura aumentou. Nessas situações, nota-se que $f_{ck} = 30\text{MPa}$ e $\lambda = 90$, ou seja, trata-se de um concreto com baixa resistência à compressão e com estrutura esbelta, e quando a taxa de armadura aumentou, a confiabilidade diminuiu.

6.3.3. Análises em relação à excentricidade relativa de primeira ordem.

Nas Fig. 6.163 a Fig. 6.189 são apresentados gráficos $\beta \times \rho$ onde a excentricidade relativa de primeira ordem é analisada.

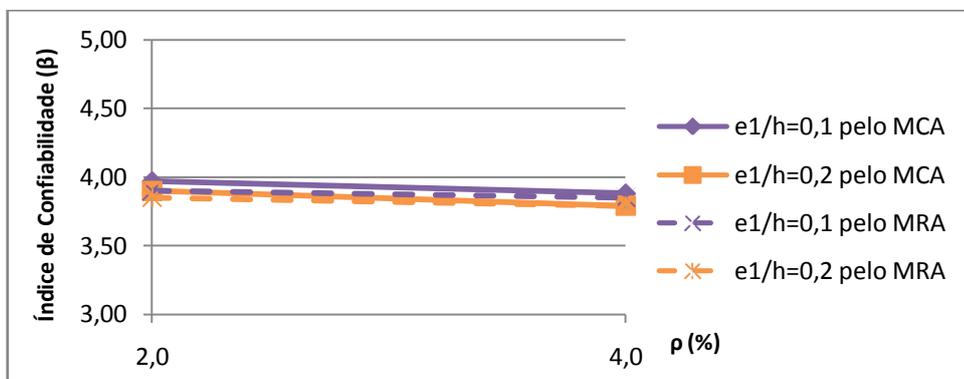


Figura 6.163 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=30$, $r=0,25$.

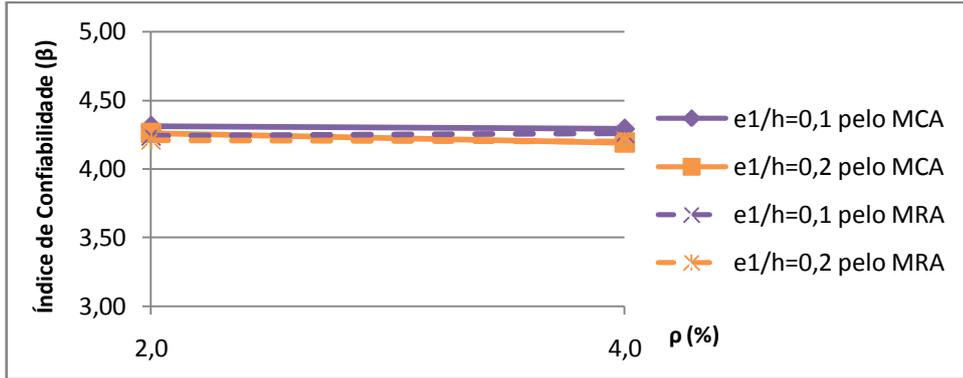


Figura 6.164 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico β x ρ para fck=30MPa, λ=30, r=0,50.

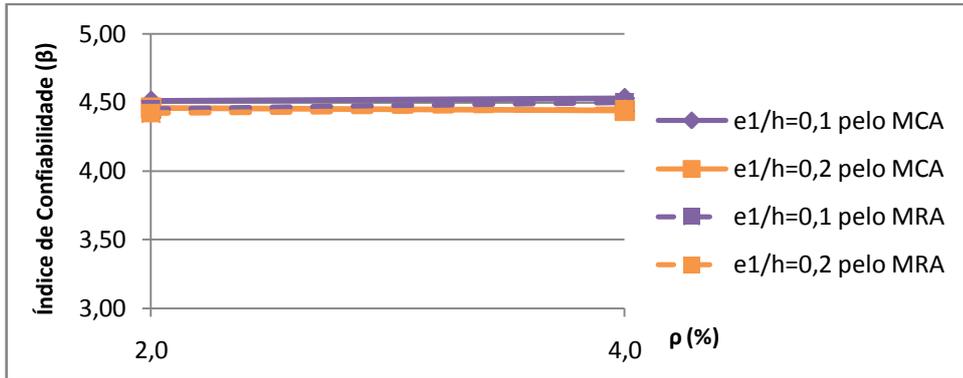


Figura 6.165 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico β x ρ para fck=30MPa, λ=30, r=0,75.

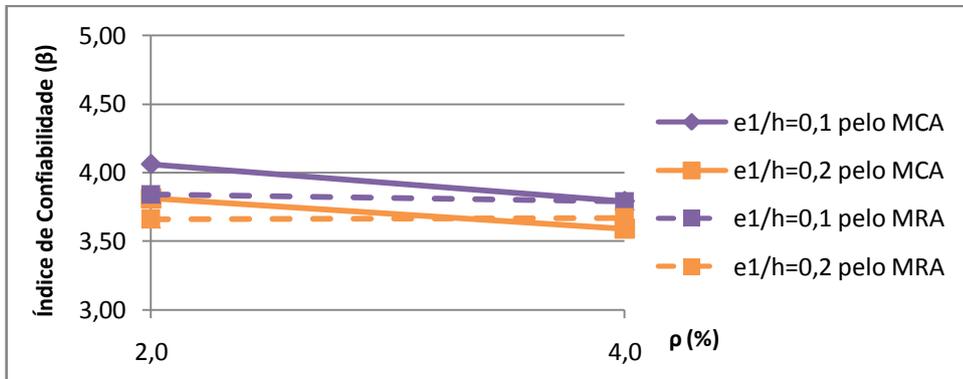


Figura 6.166 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico β x ρ para fck=30MPa, λ=60, r=0,25.

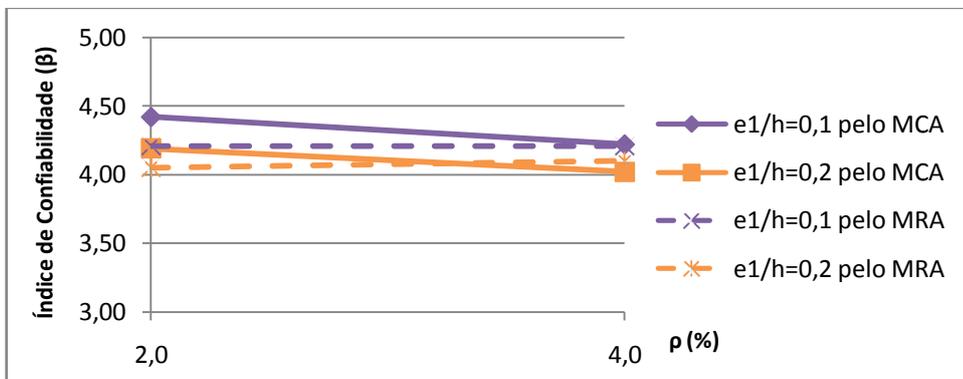


Figura 6.167 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico β x ρ para fck=30MPa, λ=60, r=0,50.

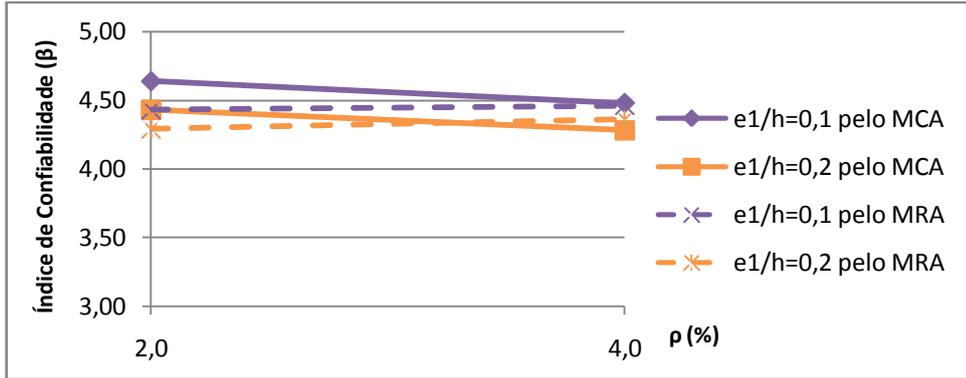


Figura 6.168 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=30MPa$, $\lambda=60$, $r=0,75$.

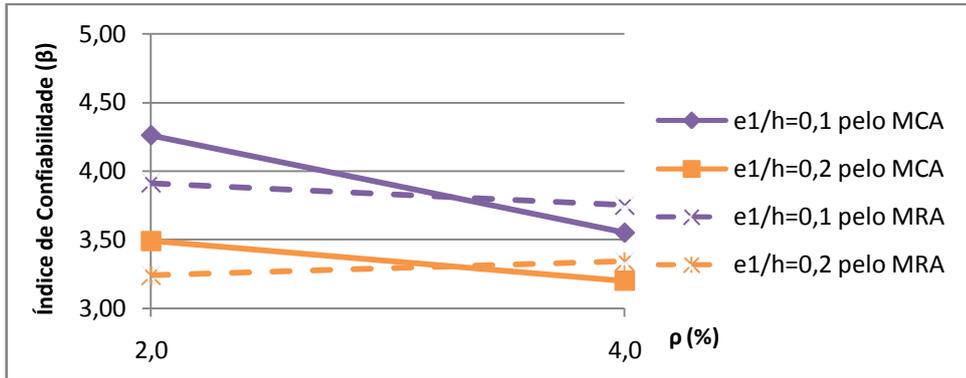


Figura 6.169 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=30MPa$, $\lambda=90$, $r=0,25$.

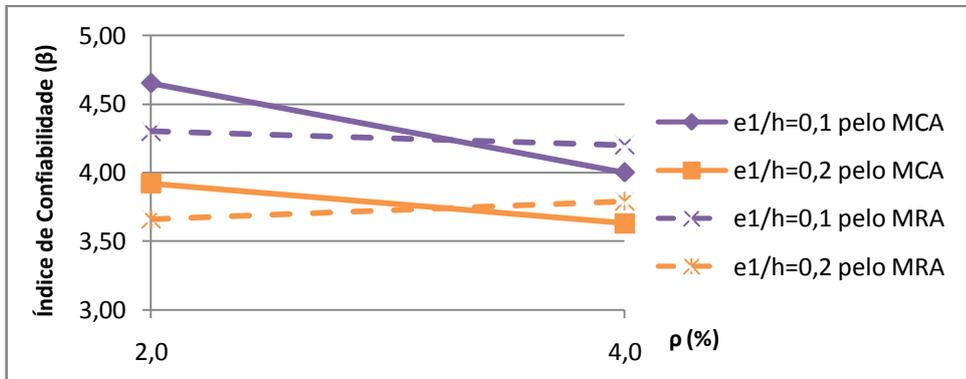


Figura 6.170 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=30MPa$, $\lambda=90$, $r=0,50$.

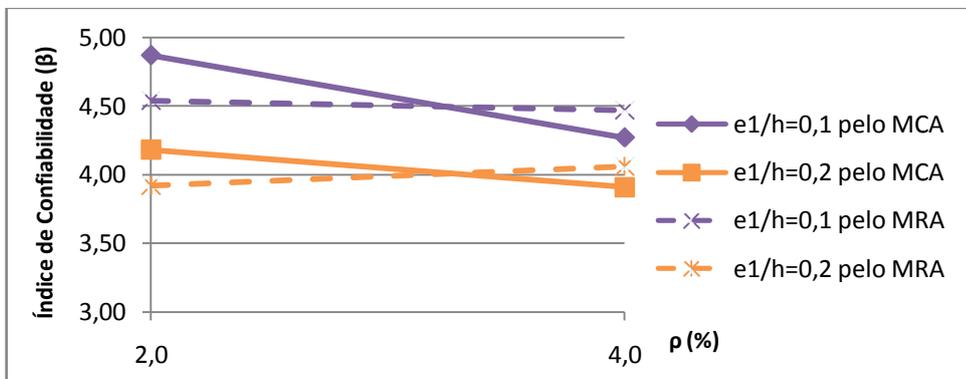


Figura 6.171 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=30MPa$, $\lambda=90$, $r=0,75$.

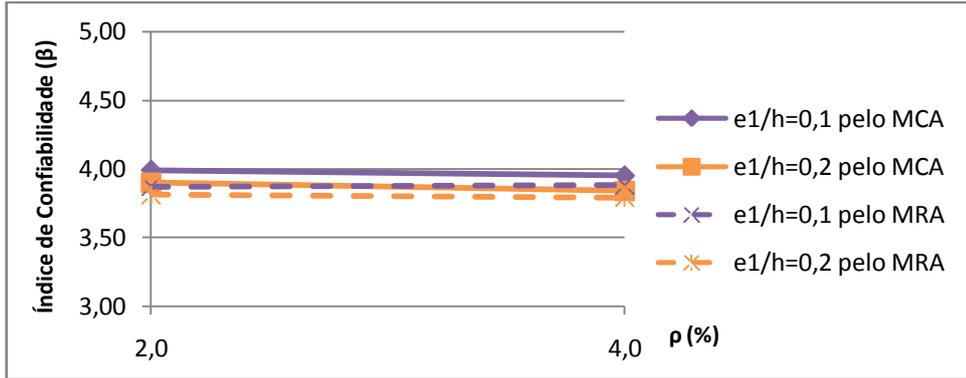


Figura 6.172 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=30$, $r=0,25$.

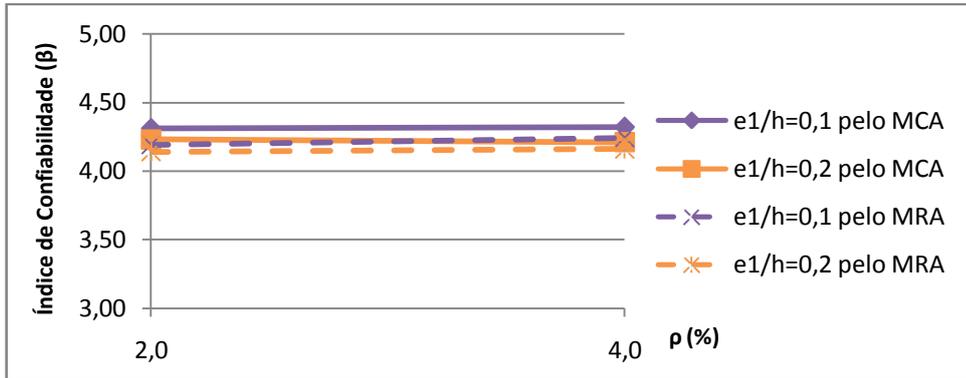


Figura 6.173 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=30$, $r=0,50$.

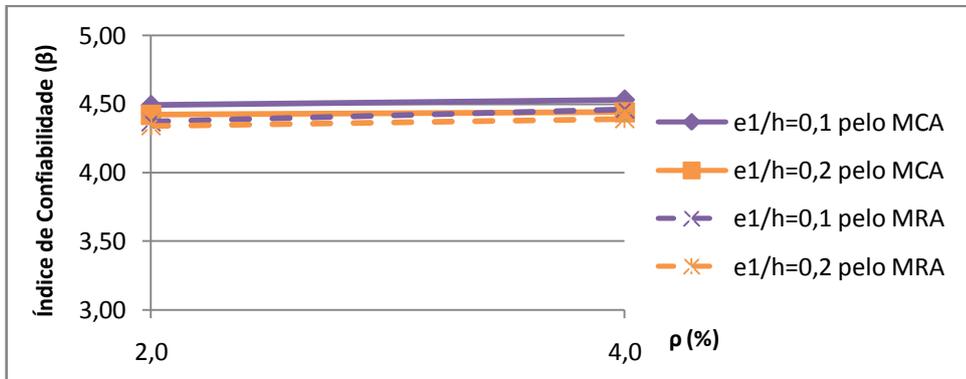


Figura 6.174 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=30$, $r=0,75$.

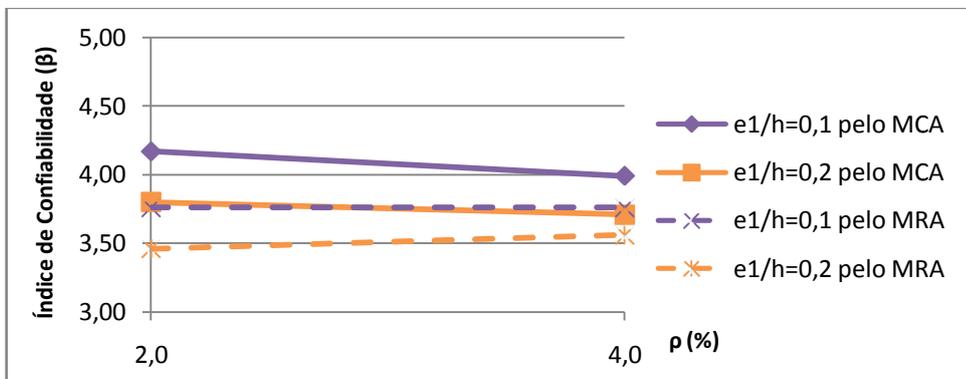


Figura 6.175 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=60$, $r=0,25$.

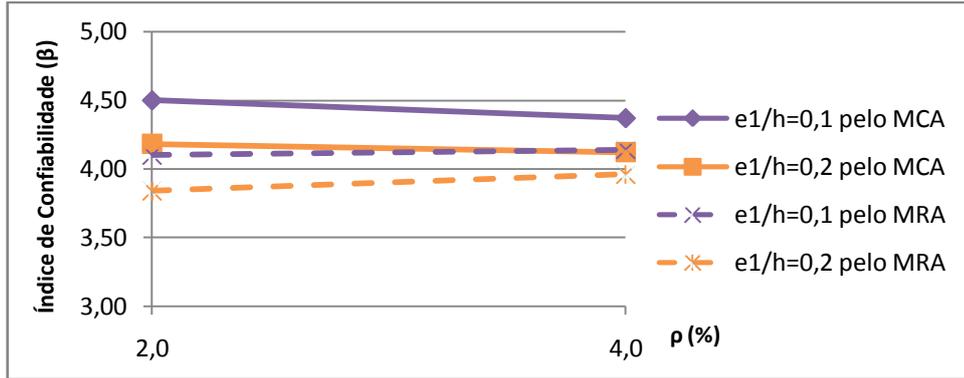


Figura 6.176 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico β x ρ para $fck=60MPa$, $\lambda=60$, $r=0,50$.

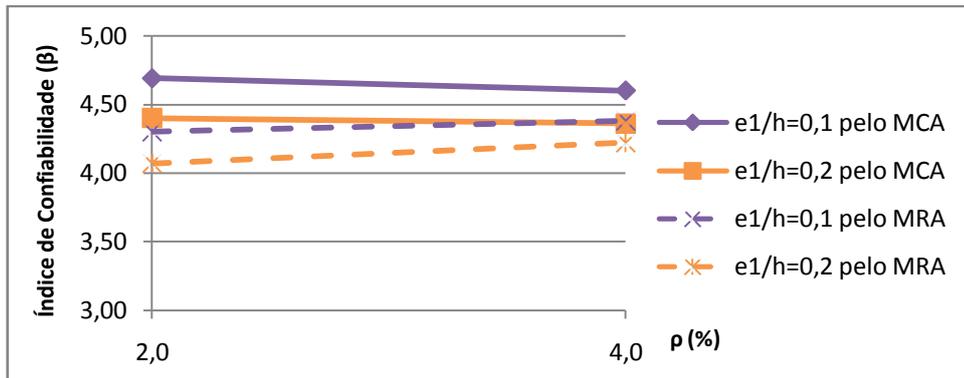


Figura 6.177 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico β x ρ para $fck=60MPa$, $\lambda=60$, $r=0,75$.

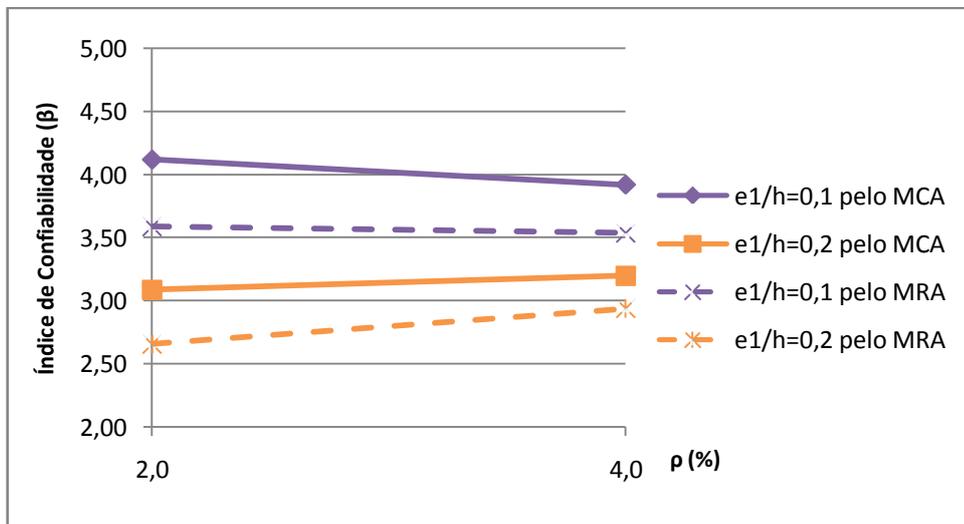


Figura 6.178 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico β x ρ para $fck=60MPa$, $\lambda=90$, $r=0,25$.

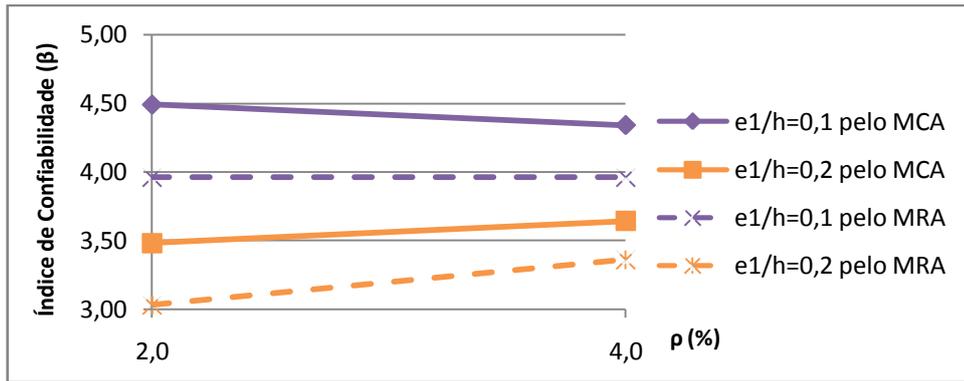


Figura 6.179 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$, $r=0,50$.

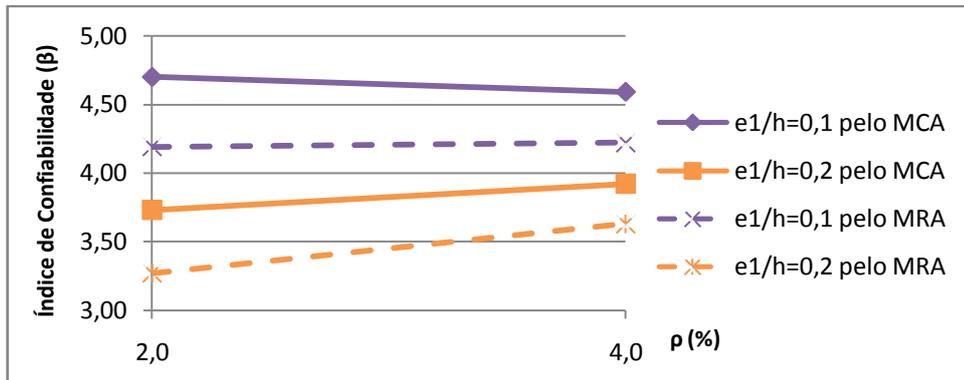


Figura 6.180 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$, $r=0,75$.

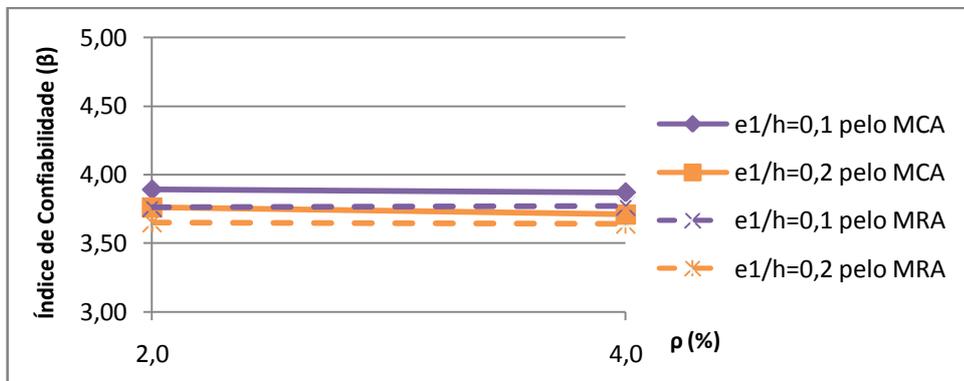


Figura 6.181 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=30$, $r=0,25$.

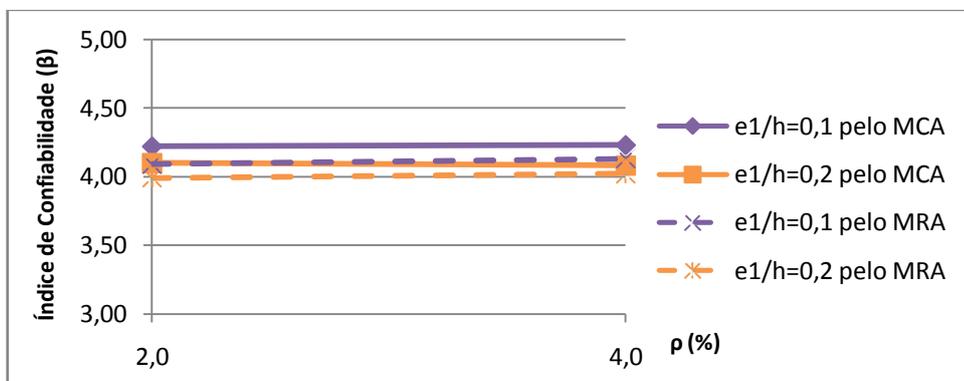


Figura 6.182 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=30$, $r=0,50$.

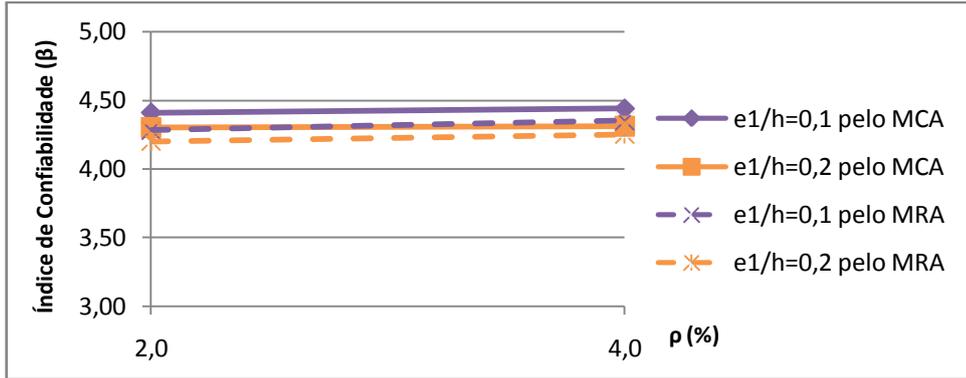


Figura 6.183 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=30$, $r=0,75$.

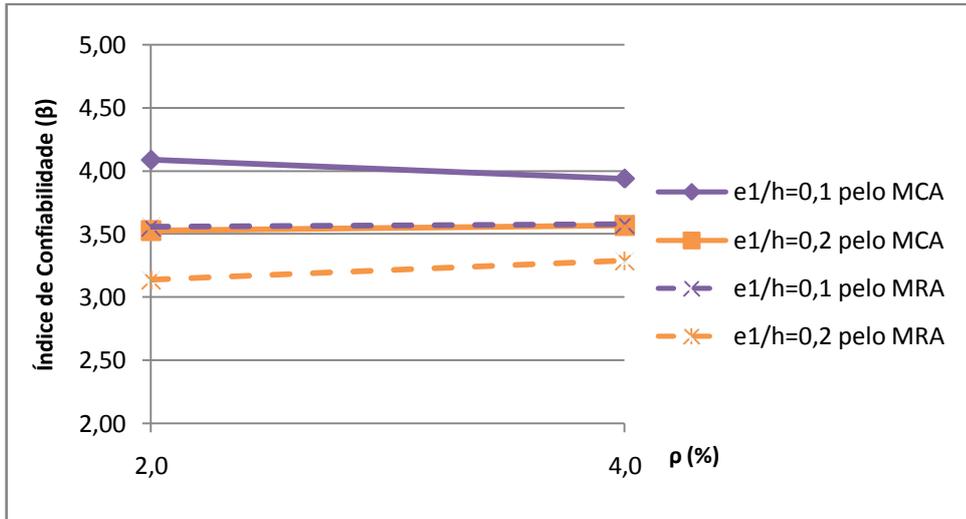


Figura 6.184 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=60$, $r=0,25$.

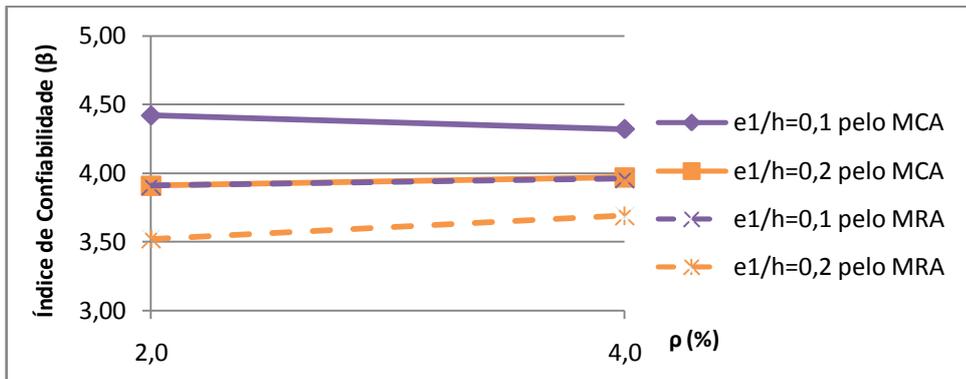


Figura 6.185 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=60$, $r=0,50$.

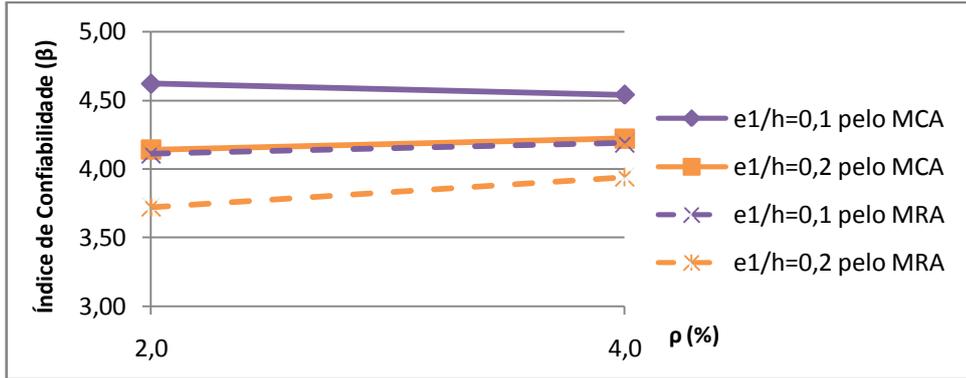


Figura 6.186 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=60$, $r=0,75$.

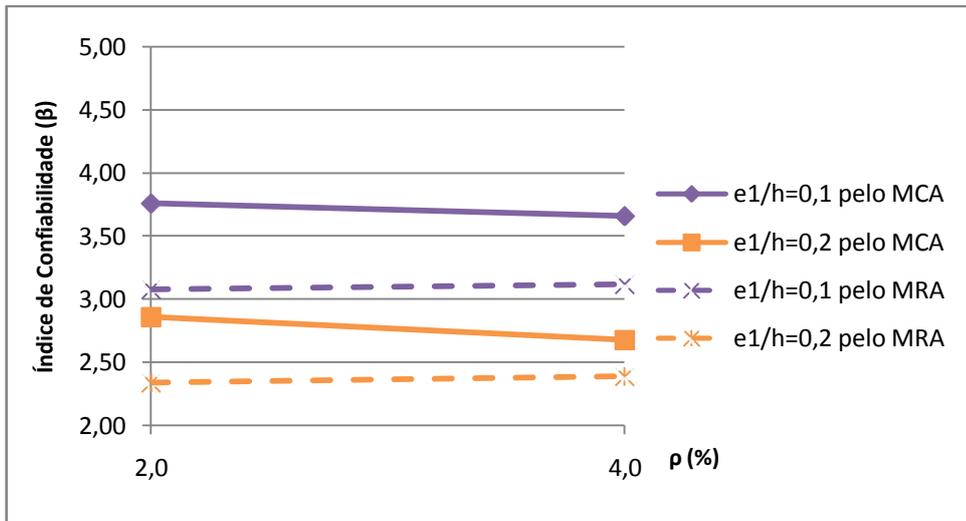


Figura 6.187 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$, $r=0,25$.

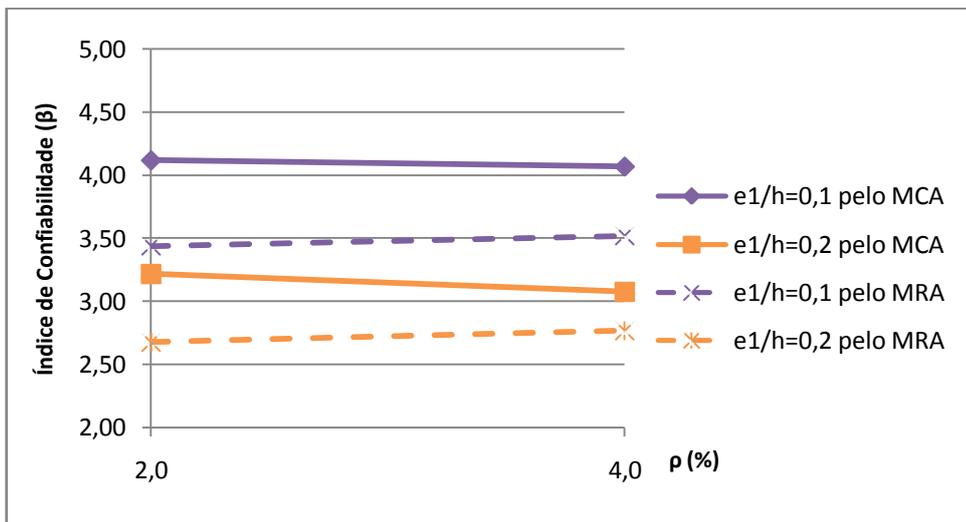


Figura 6.188 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$, $r=0,50$.

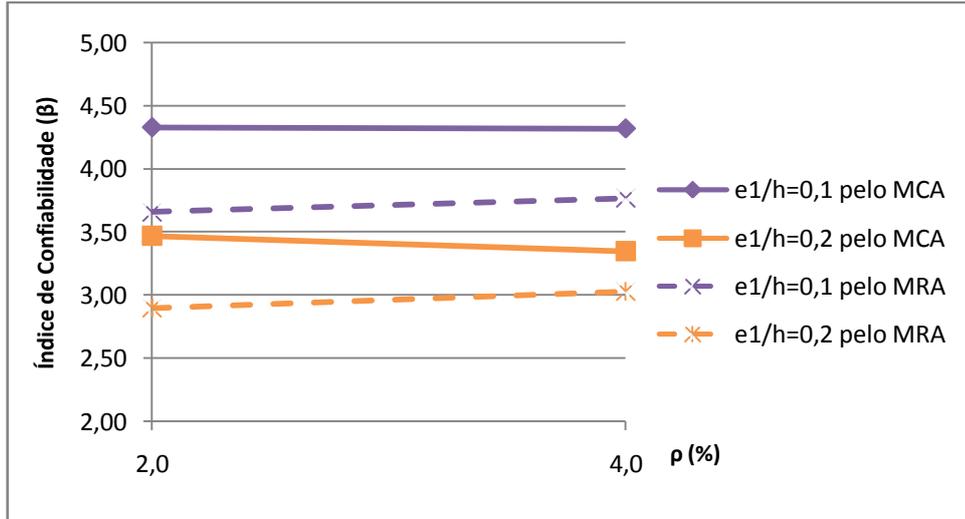


Figura 6.189 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$, $r=0,75$.

De forma geral, o índice de confiabilidade foi maior para os casos onde $e_1/h = 0,10$ que para $e_1/h = 0,20$, o que já se imaginava quando foram analisados gráficos anteriores. Essa diferença entre essas curvas foi maior nos casos de $\lambda = 90$.

Na maioria dos casos, as curvas foram constantes ou com inclinação pouco significativa, exceto nas Fig. 6.169, Fig. 6.170 e Fig. 6.171, onde $f_{ck} = 30\text{MPa}$ e $\lambda = 90$. Nesses casos, houve uma queda brusca no valor de β quando a taxa de armadura aumentou. Essa situação também foi observada no item anterior.

Os resultados obtidos na confiabilidade pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) foram na maioria das vezes maior que pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA), principalmente quando $\rho = 2\%$.

6.3.4. Análises em relação à esbeltez.

Nas Fig. 6.190 a Fig. 6.207 são apresentados gráficos $\beta \times \rho$ onde a esbeltez é analisada.

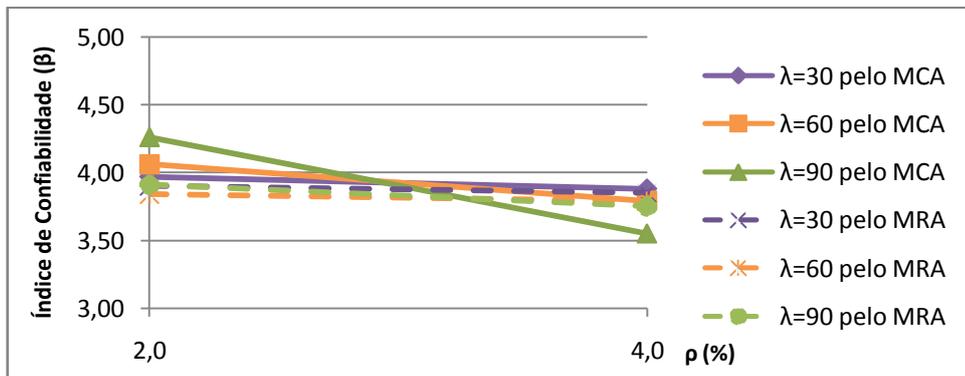


Figura 6.190 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times \rho$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,25$.

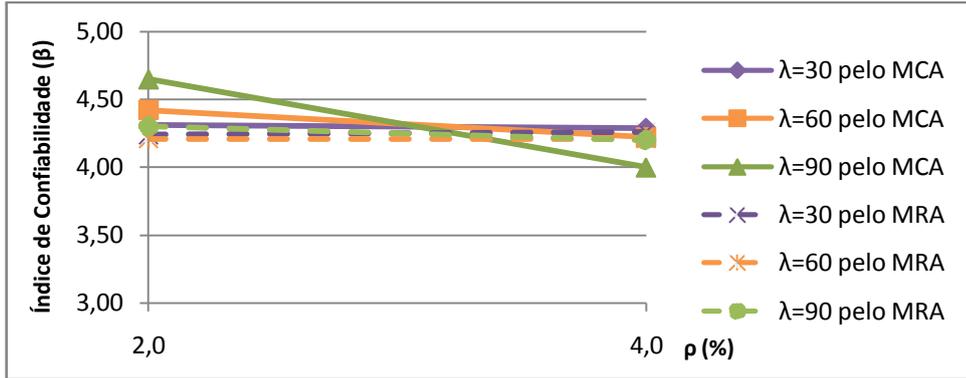


Figura 6.191 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,50$.

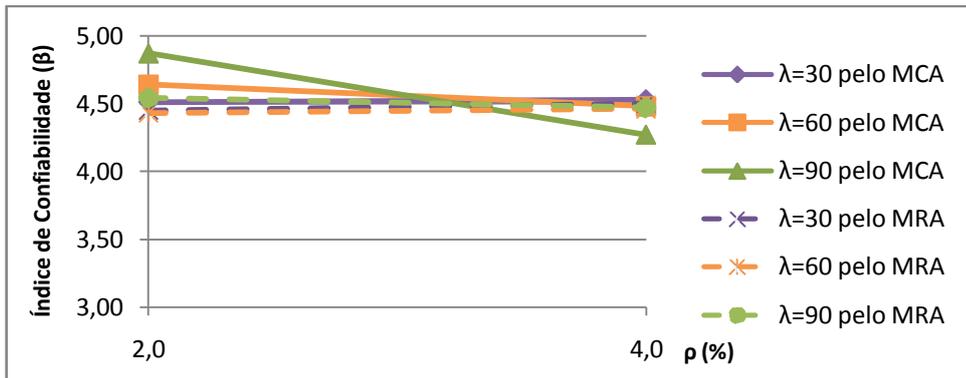


Figura 6.192 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,75$.

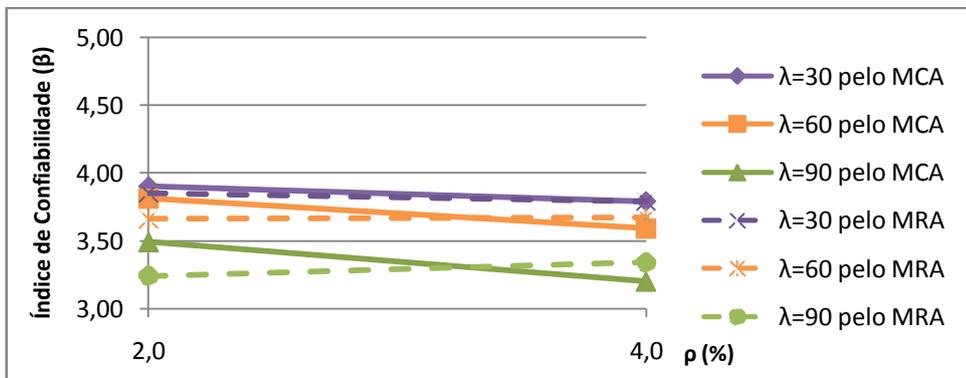


Figura 6.193 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,25$.

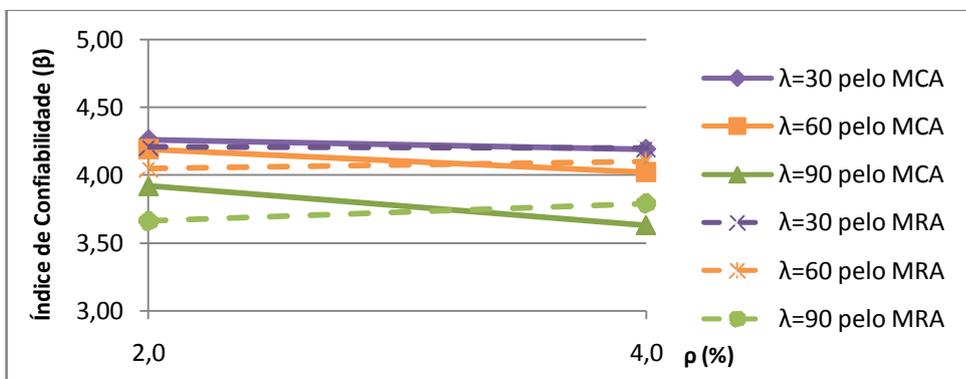


Figura 6.194 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,50$.

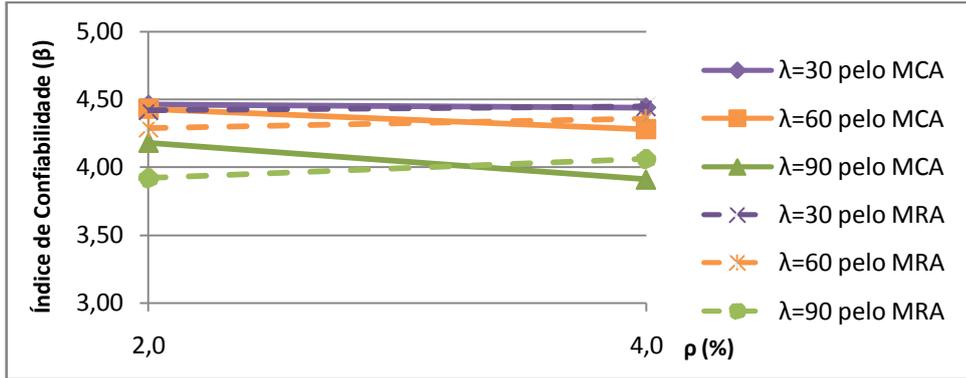


Figura 6.195 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para fck=30MPa, e1/h=0,2 e r=0,75.

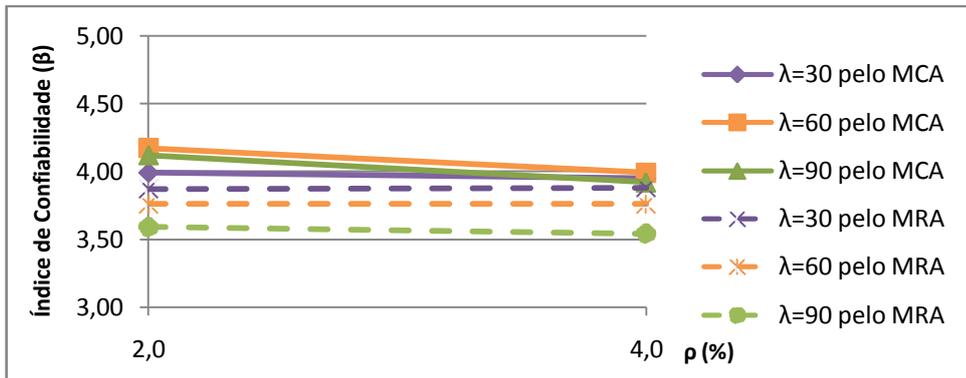


Figura 6.196 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para fck=60MPa, e1/h=0,1 e r=0,25.

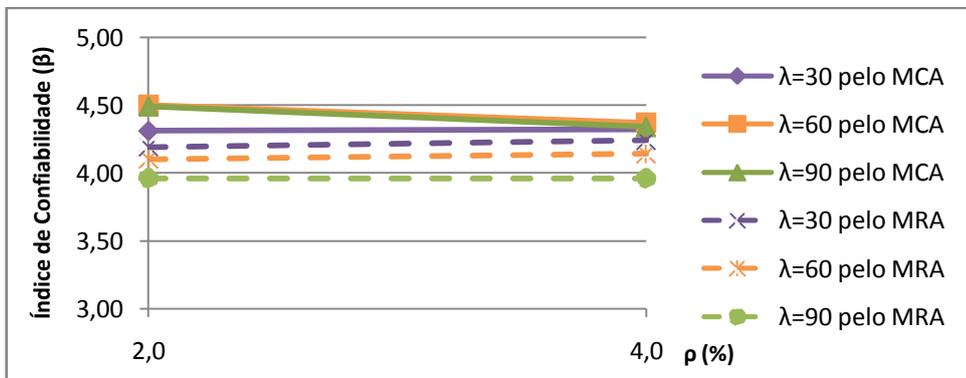


Figura 6.197 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para fck=60MPa, e1/h=0,1 e r=0,50.

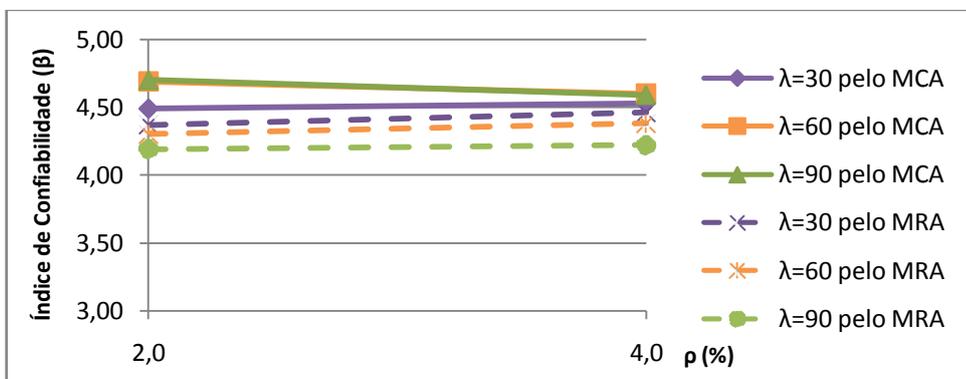


Figura 6.198 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para fck=60MPa, e1/h=0,1 e r=0,75.

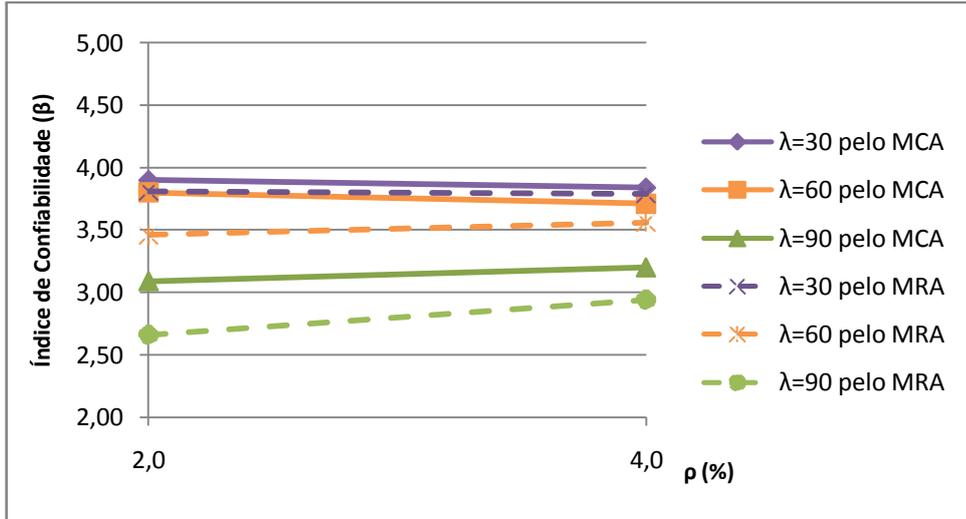


Figura 6.199 – Análise da variação na esbeltezes (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,25$.

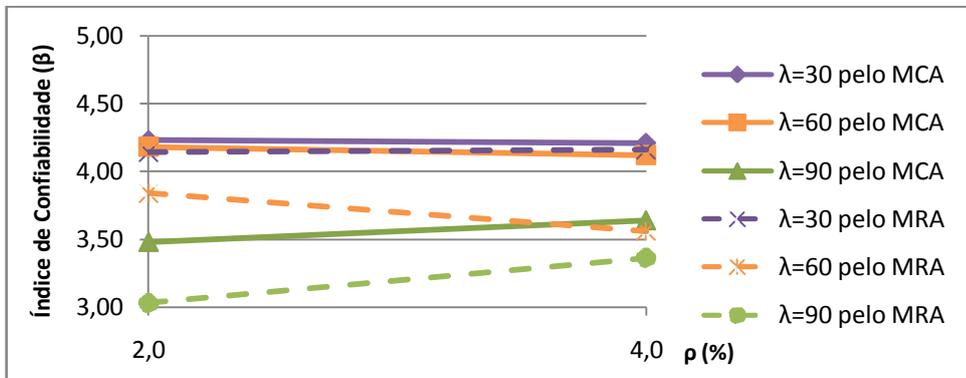


Figura 6.200 – Análise da variação na esbeltezes (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,50$.

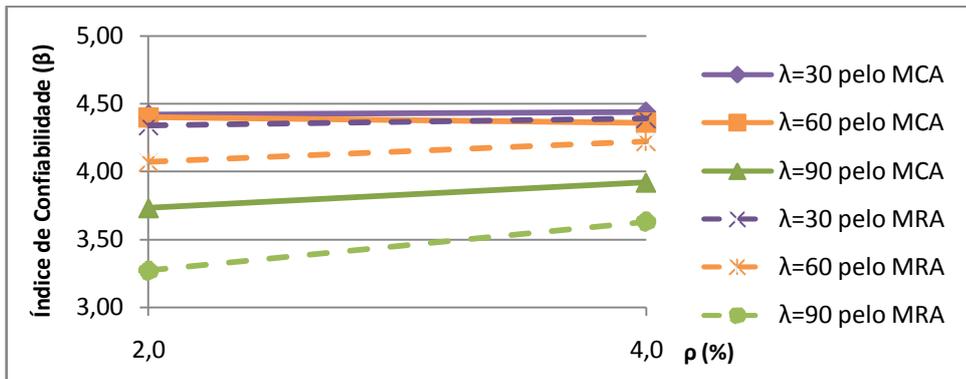


Figura 6.201 – Análise da variação na esbeltezes (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,75$.

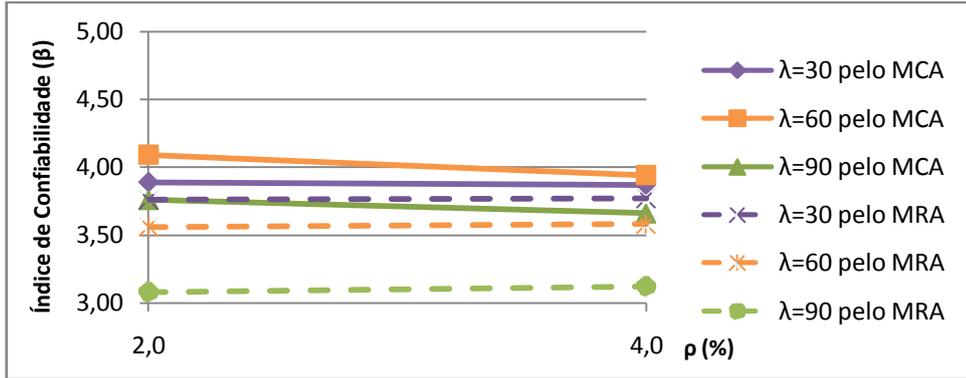


Figura 6.202 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,25$.

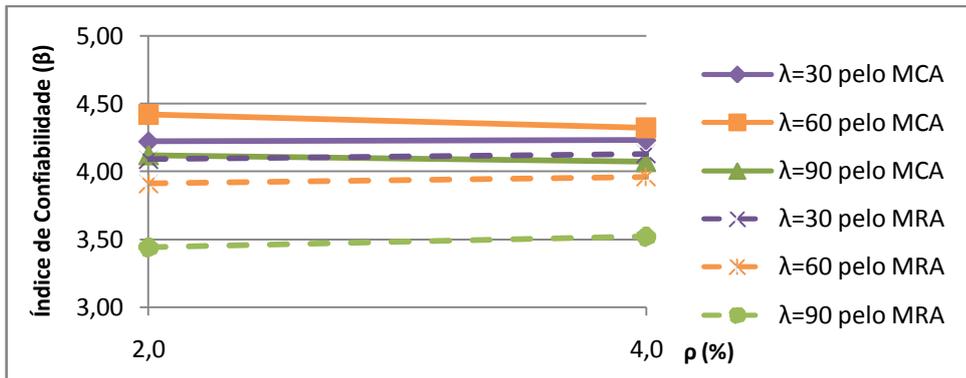


Figura 6.203 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,50$.

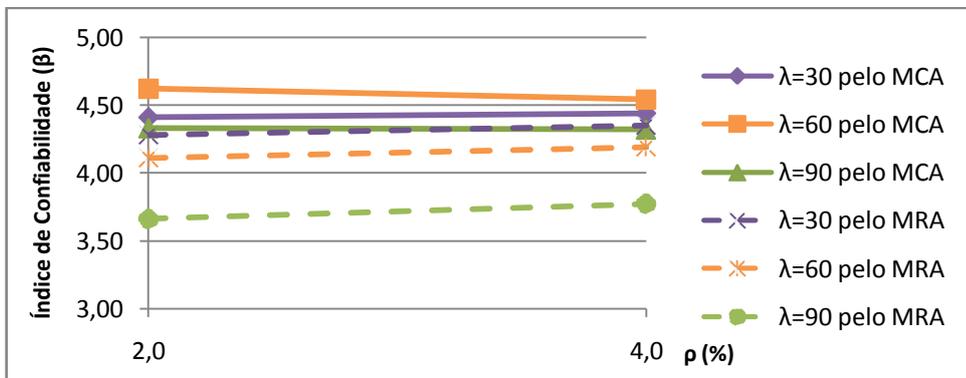


Figura 6.204 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,75$.

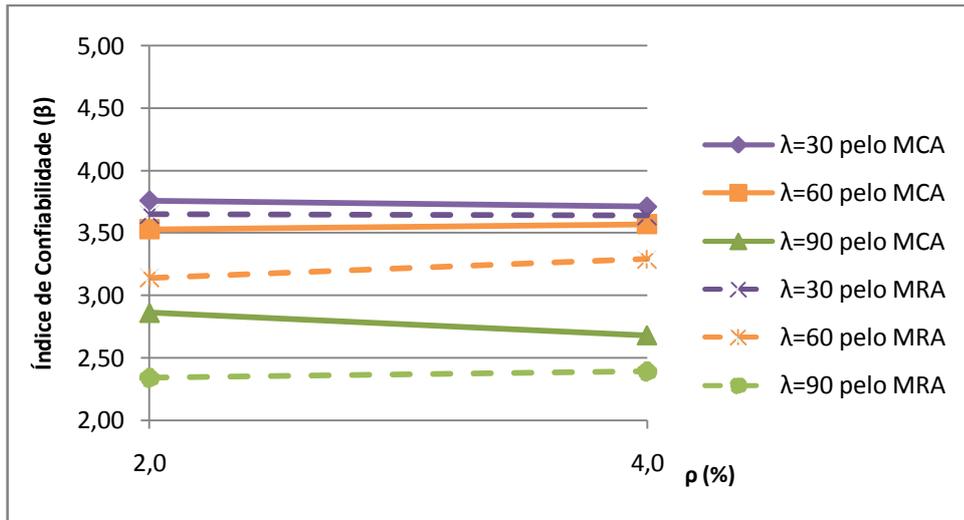


Figura 6.205 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,25$.

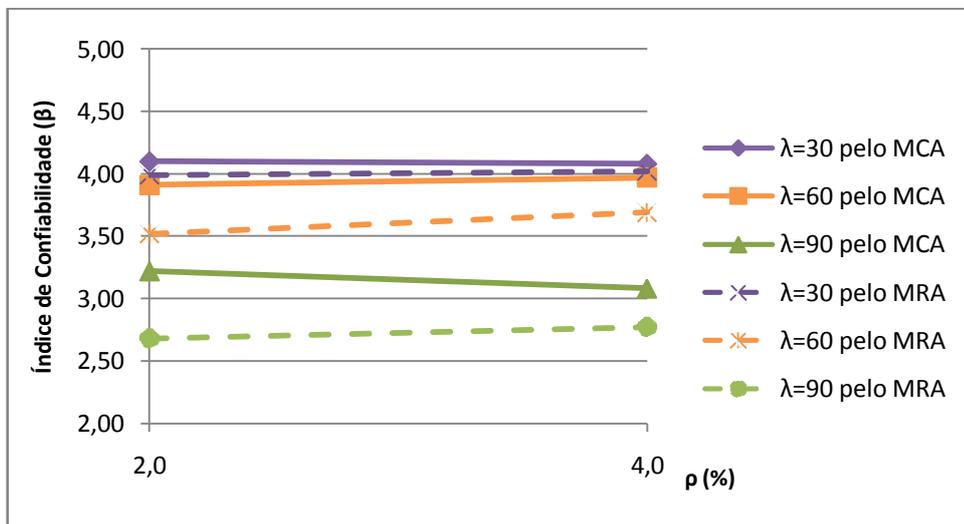


Figura 6.206 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,50$.

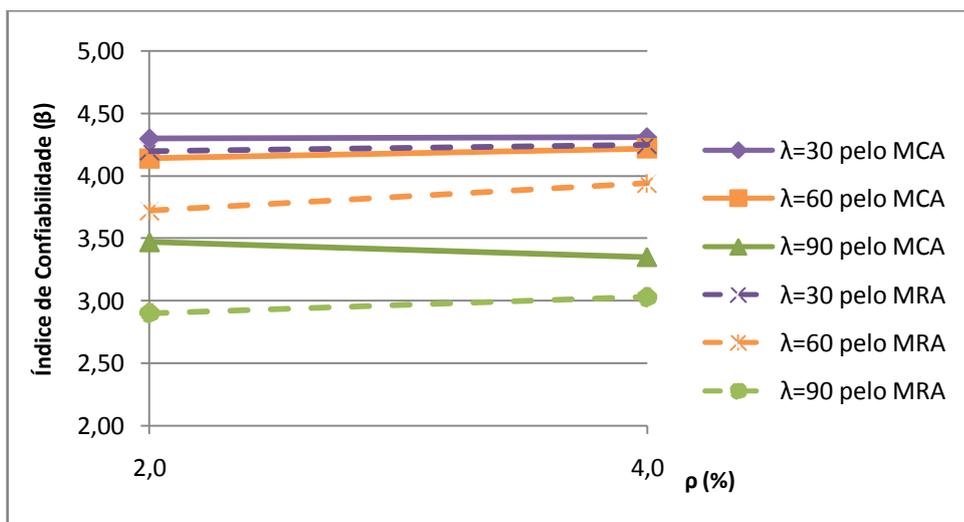


Figura 6.207 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x ρ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,75$.

Foi observado que as curvas para $\lambda = 30$ e $\lambda = 60$ são muito semelhantes, mas para $\lambda = 90$ os resultados foram bem diferentes em diversos casos, sendo que para essa grande esbelteza, o valor de β era geralmente menor.

De forma geral, os gráficos tiveram pouca ou nenhuma inclinação nas curvas, indicando que a variação na taxa de armadura é pouco significativa para o cálculo da confiabilidade.

Foi verificado novamente que o Método da Curvatura Aproximada (MCA) apresenta valores de confiabilidade maiores que o Método da Rigidez Aproximada (MRA).

6.4. VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA EXCENTRICIDADE RELATIVA DE PRIMEIRA ORDEM

6.4.1. Análises em relação à resistência à compressão do concreto.

Nas Fig. 6.208 a Fig. 6.225 são apresentados gráficos $\beta \times e_1/h$ onde resistência à compressão do concreto é analisada.

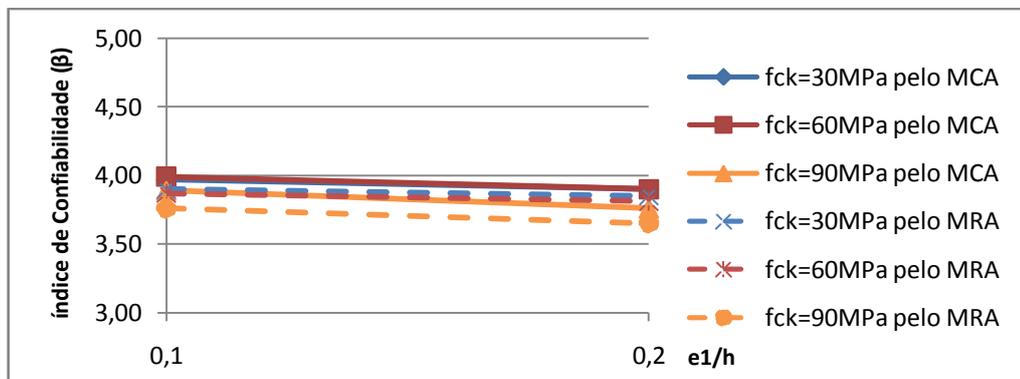


Figura 6.208 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$ para $\lambda=30$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

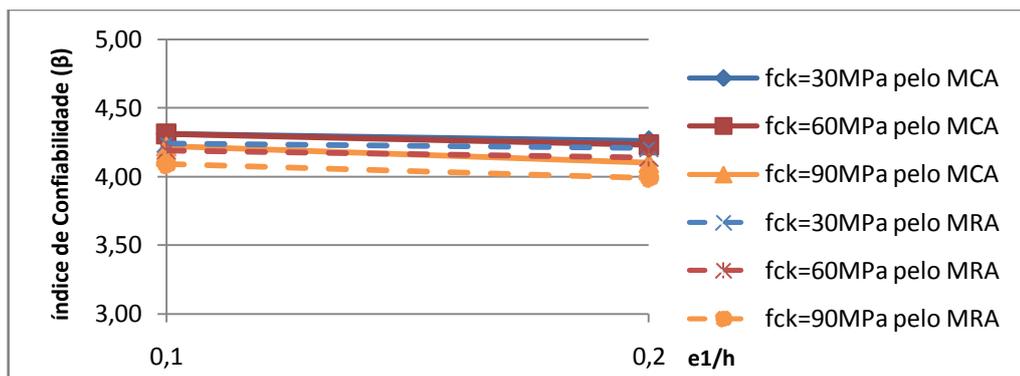


Figura 6.209 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$ para $\lambda=30$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

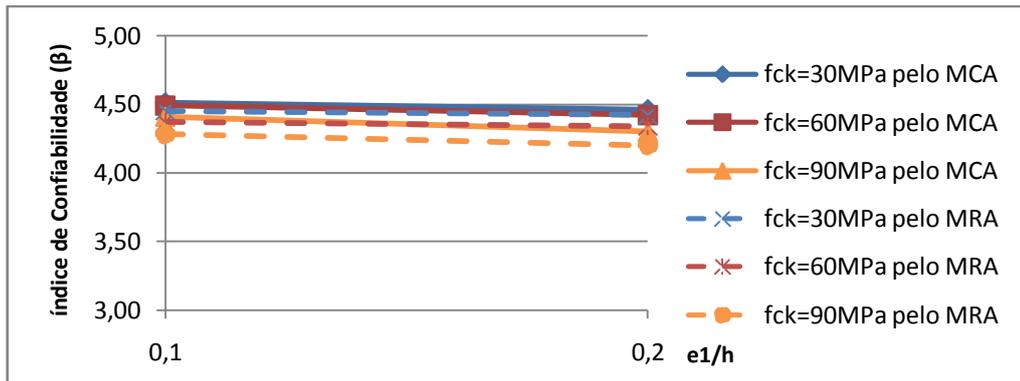


Figura 6.210 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x e1/h para $\lambda=30$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

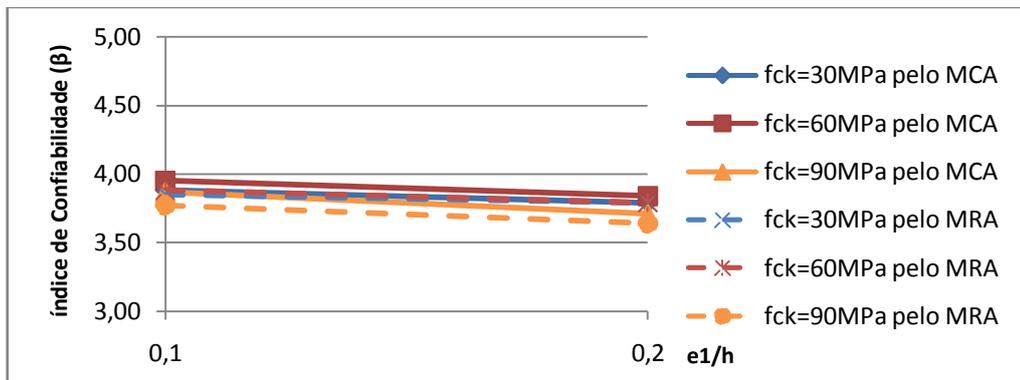


Figura 6.211 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x e1/h para $\lambda=30$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

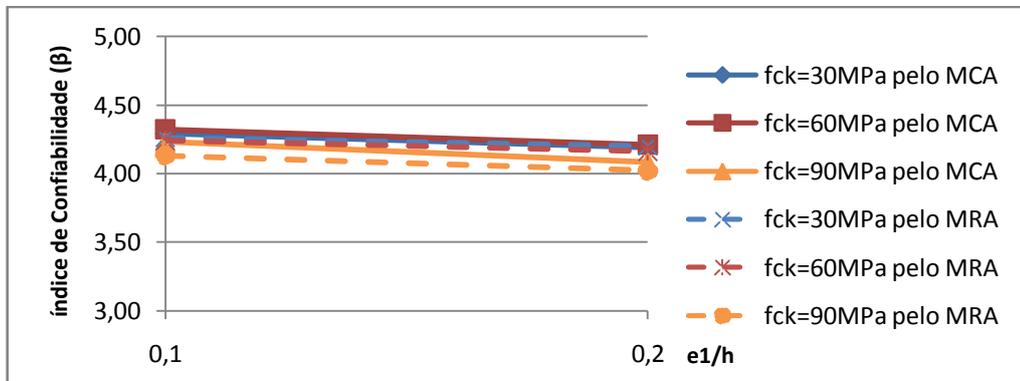


Figura 6.212 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x e1/h para $\lambda=30$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

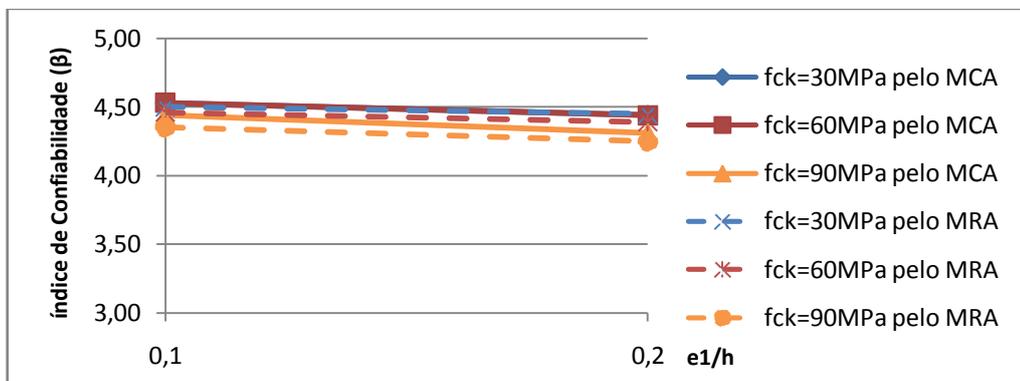


Figura 6.213 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x e1/h para $\lambda=30$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

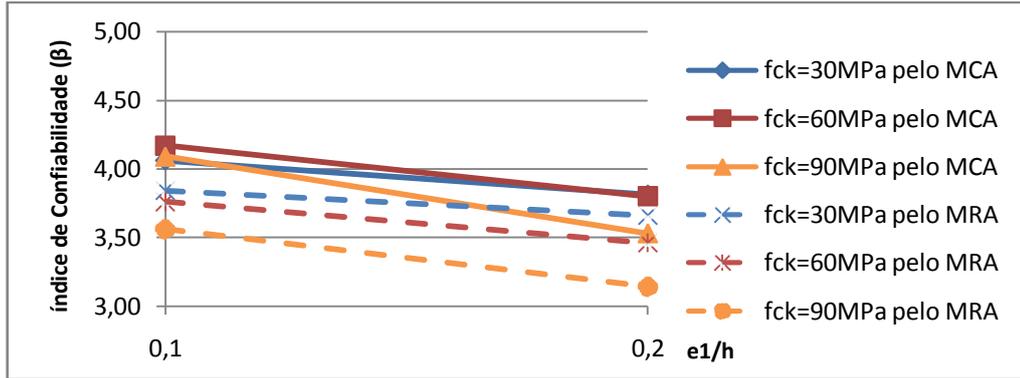


Figura 6.214 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $\lambda=60$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

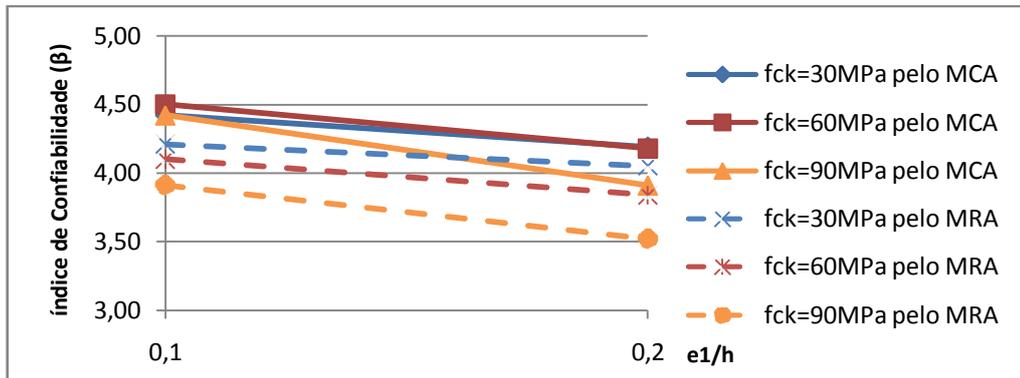


Figura 6.215 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $\lambda=60$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

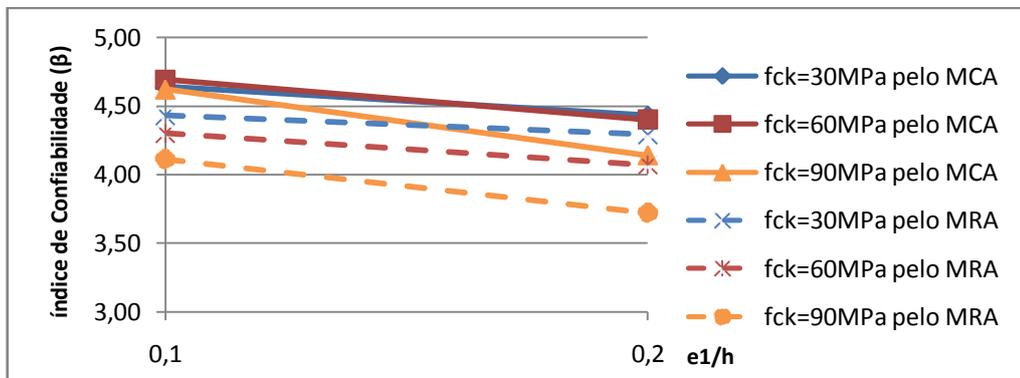


Figura 6.216 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $\lambda=60$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

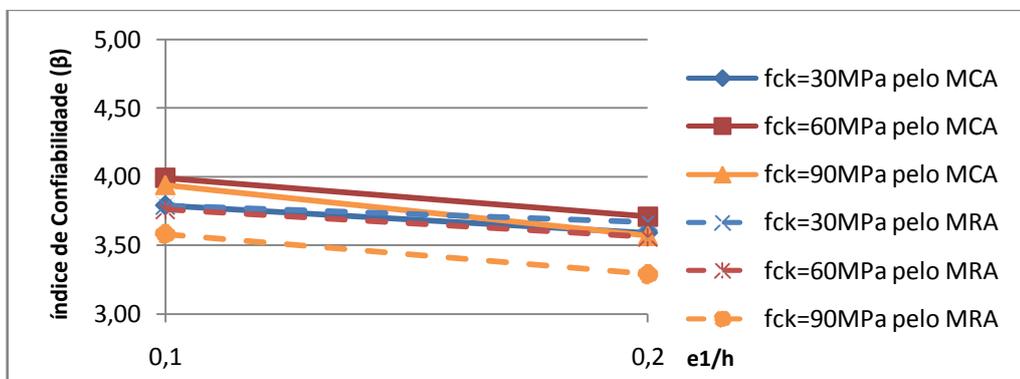


Figura 6.217 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $\lambda=60$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

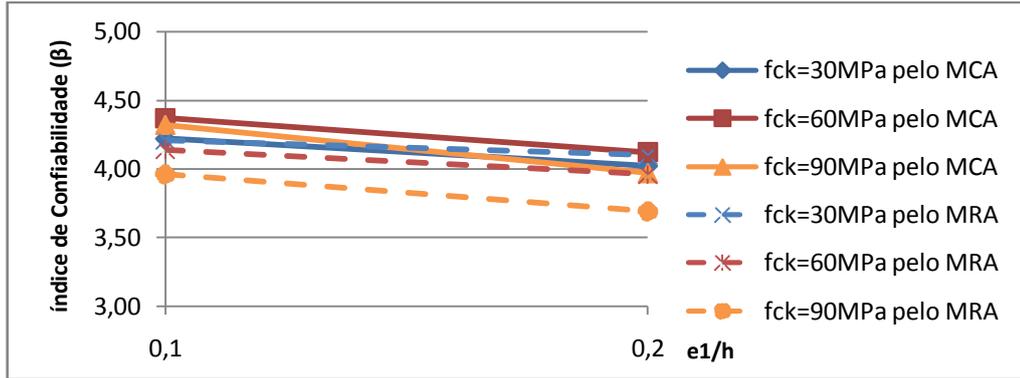


Figura 6.218 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x $e1/h$ para $\lambda=60$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

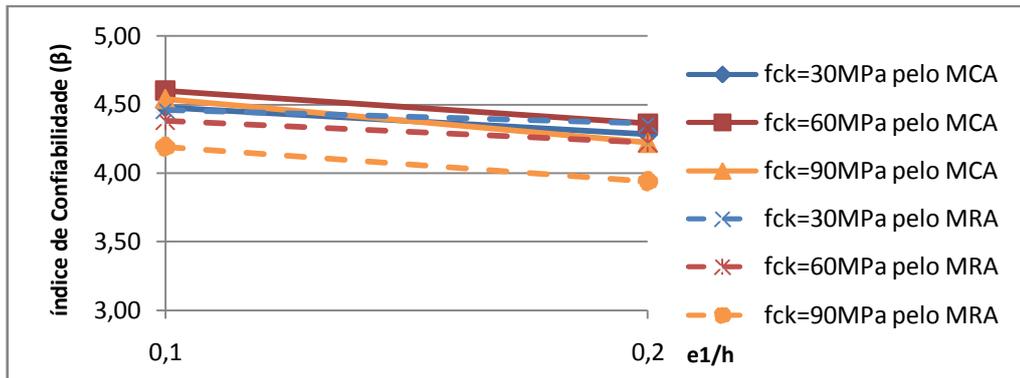


Figura 6.219 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x $e1/h$ para $\lambda=60$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

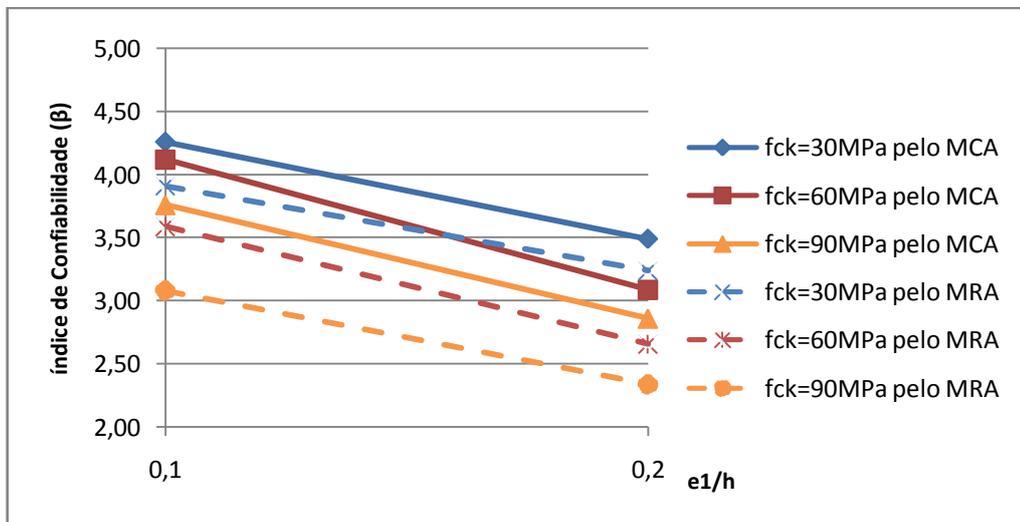


Figura 6.220 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x $e1/h$ para $\lambda=90$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

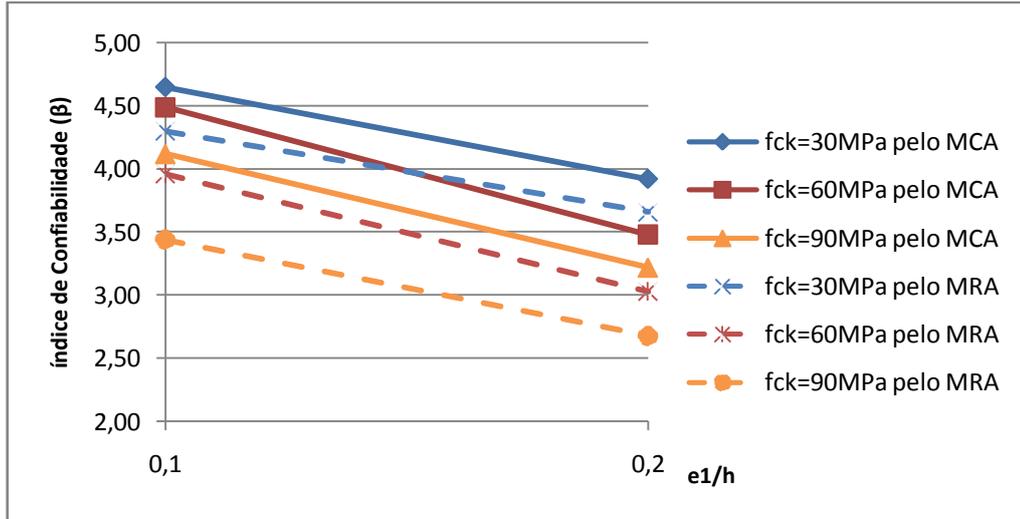


Figura 6.221 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x e1/h para $\lambda=90$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

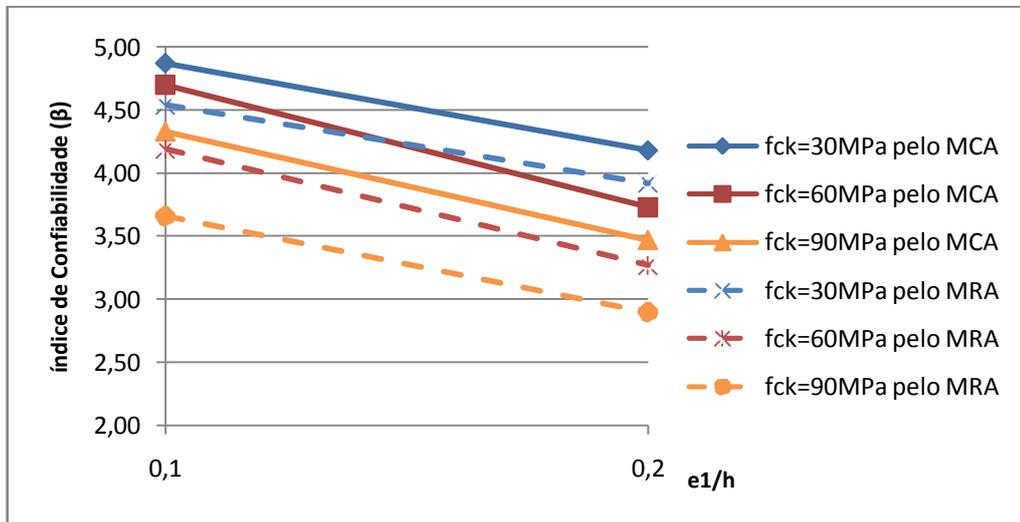


Figura 6.222 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x e1/h para $\lambda=90$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

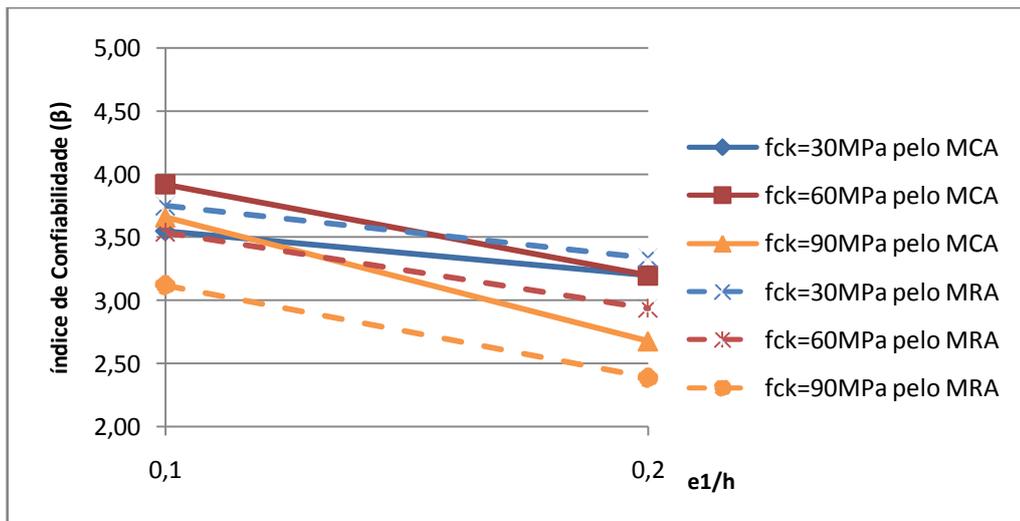


Figura 6.223 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x e1/h para $\lambda=90$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

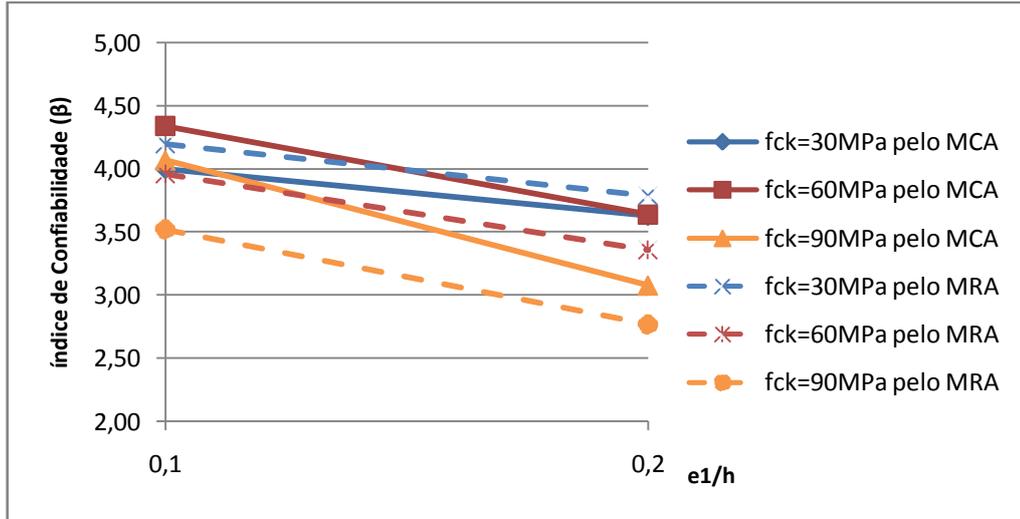


Figura 6.224 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (f_{ck}) pelo gráfico β x $e1/h$ para $\lambda=90$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

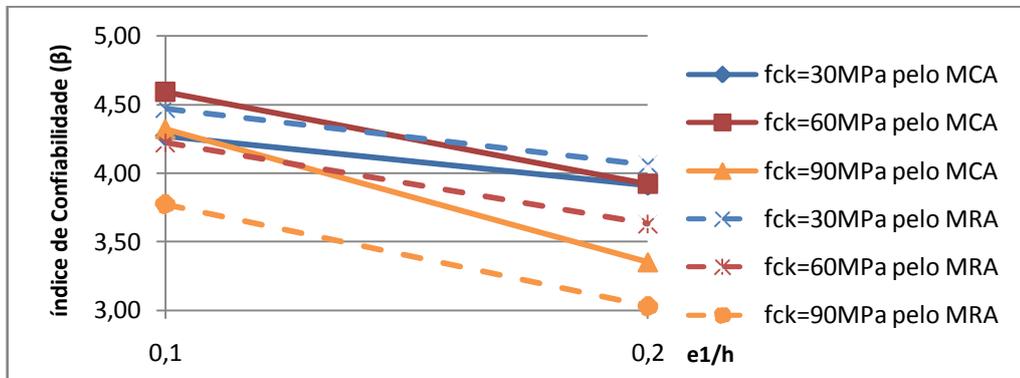


Figura 6.225 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (f_{ck}) pelo gráfico β x $e1/h$ para $\lambda=90$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

Para todos os casos, a excentricidade relativa de primeira ordem igual a 0,20 indicou uma confiabilidade menor que quando igual a 0,10. Sendo que a diferença entre eles é pequena quando se trata de um pilar mais curto, e aumenta quando o pilar é esbelto, isso é verificado pelo aumento do declínio da curva quando o índice de esbeltez aumenta.

De forma geral, também foi observado que β é maior quanto menor for a resistência à compressão do concreto.

Os resultados obtidos na confiabilidade através dos efeitos de segunda ordem pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) e pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA) seguiram tendências semelhantes, sendo que o primeiro método geralmente resulta em uma maior confiabilidade.

6.4.2. Análises em relação à razão entre a carga permanente e a total.

Nas Fig. 6.226 a Fig. 6.243 são apresentados gráficos $\beta \times e_1/h$ onde a razão entre a carga permanente e a total é analisada.

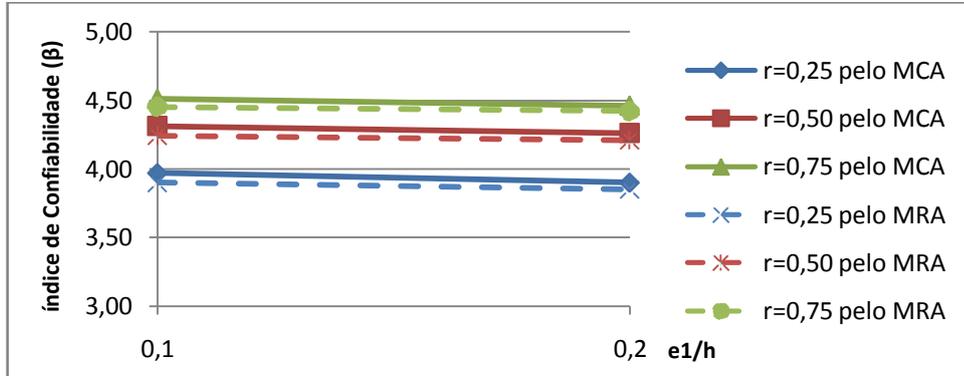


Figura 6.226 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$ para $f_{ck}=30MPa$, $\lambda=30$ e $\rho=2\%$.

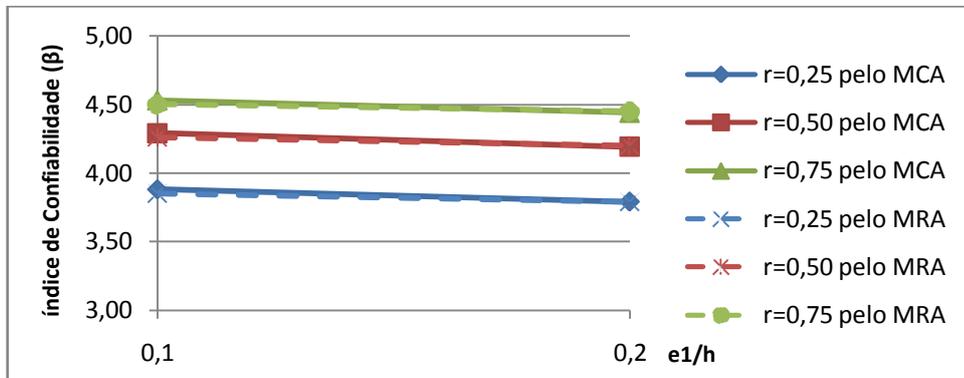


Figura 6.227 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$ para $f_{ck}=30MPa$, $\lambda=30$ e $\rho=4\%$.

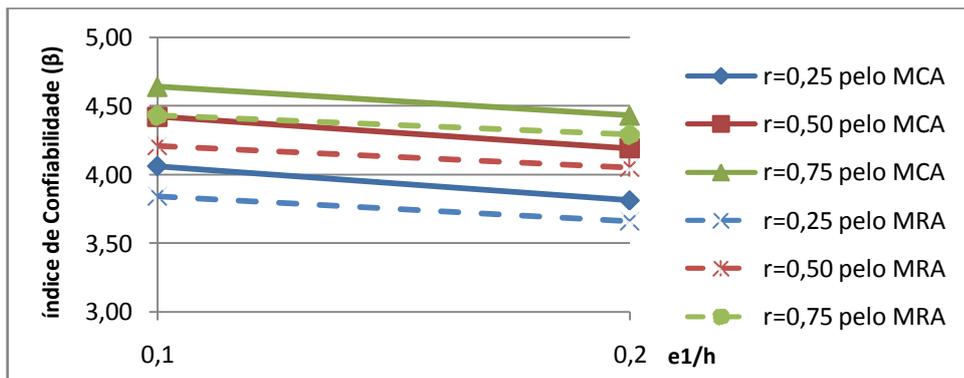


Figura 6.228 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$ para $f_{ck}=30MPa$, $\lambda=60$ e $\rho=2\%$.

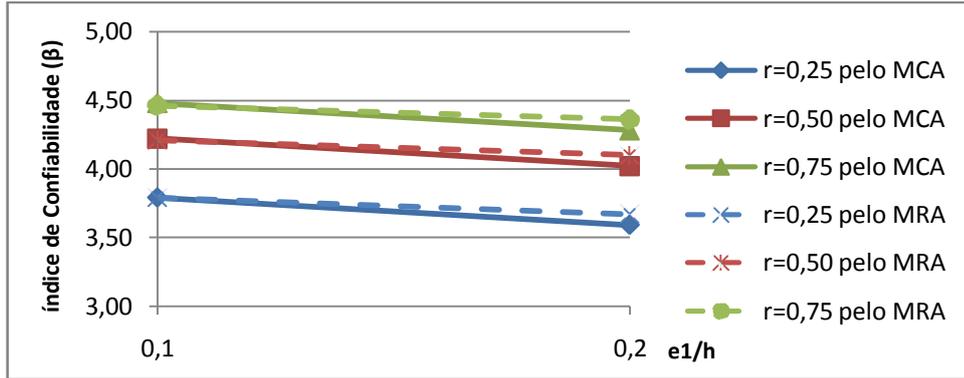


Figura 6.229 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=30MPa$, $\lambda=60$ e $\rho=4\%$.

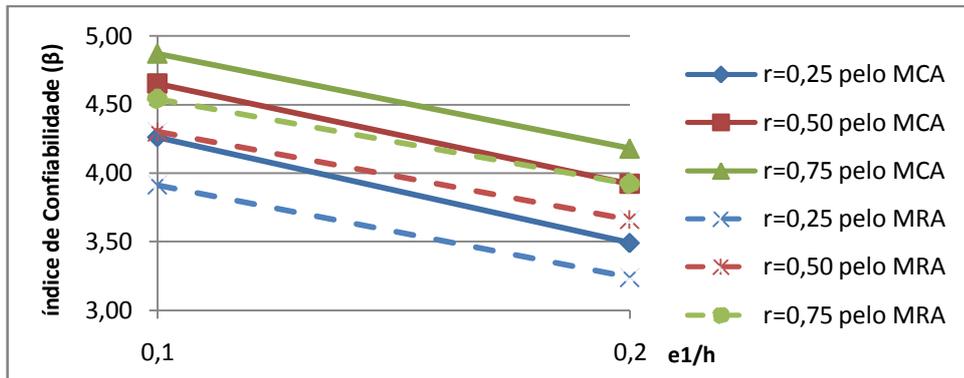


Figura 6.230 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=30MPa$, $\lambda=90$ e $\rho=2\%$.

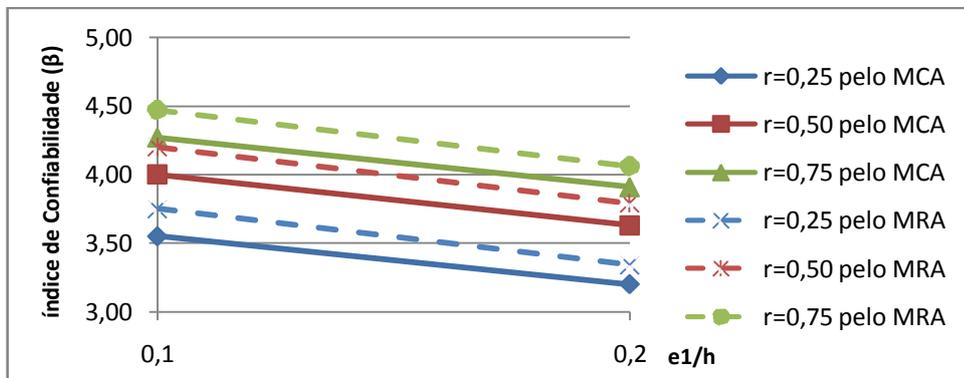


Figura 6.231 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=30MPa$, $\lambda=90$ e $\rho=4\%$.

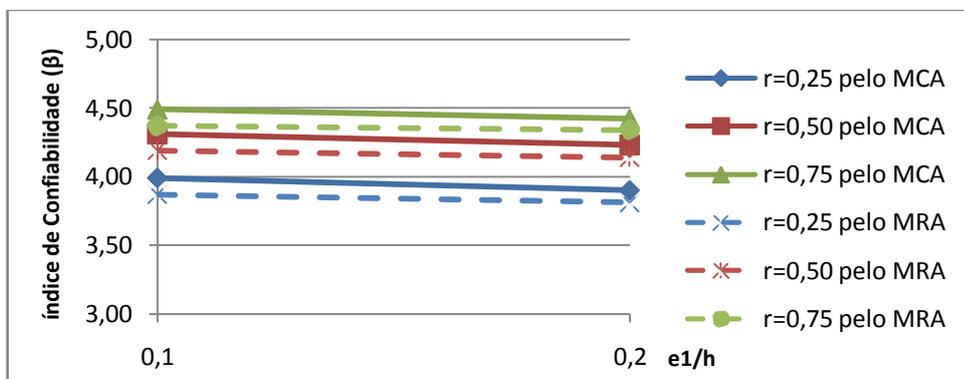


Figura 6.232 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=60MPa$, $\lambda=30$ e $\rho=2\%$.

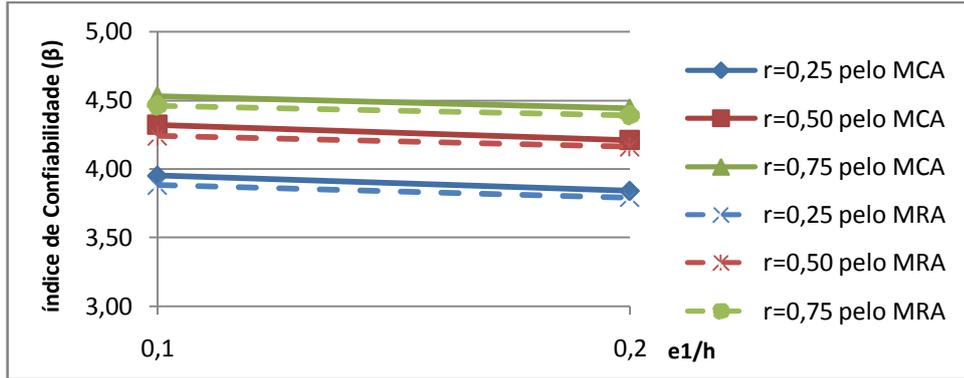


Figura 6.233 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $fck=60MPa$, $\lambda=30$ e $\rho=4\%$.

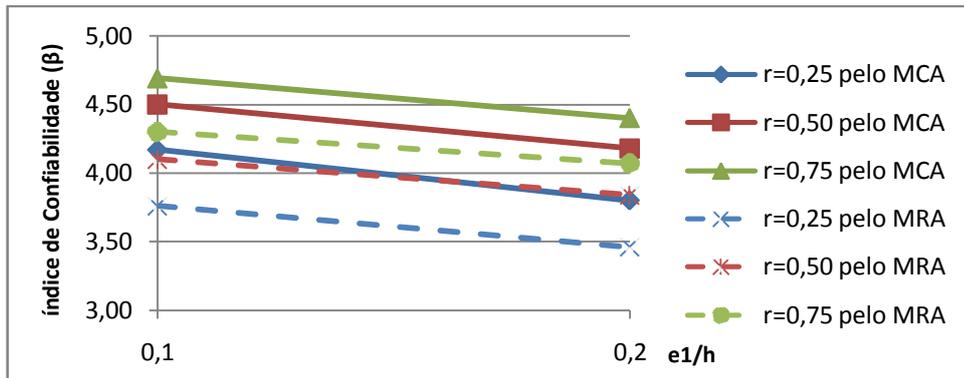


Figura 6.234 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $fck=60MPa$, $\lambda=60$ e $\rho=2\%$.

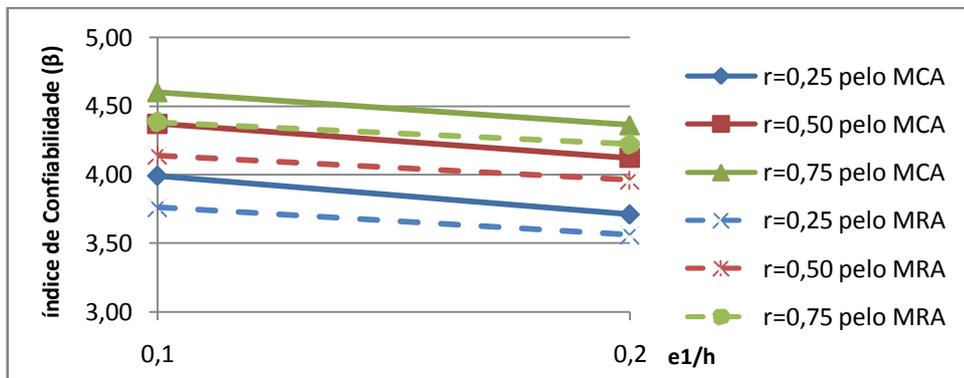


Figura 6.235 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $fck=60MPa$, $\lambda=60$ e $\rho=4\%$.

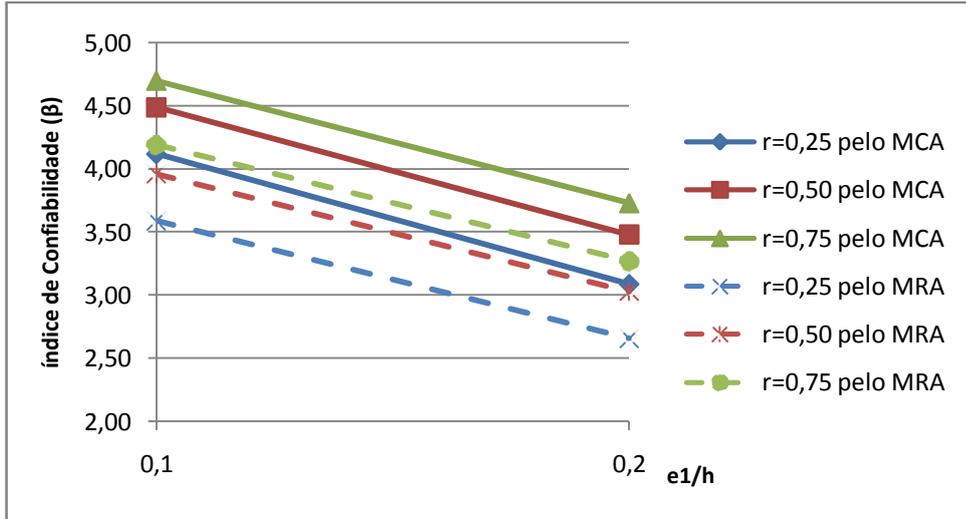


Figura 6.236 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $\rho=2\%$.

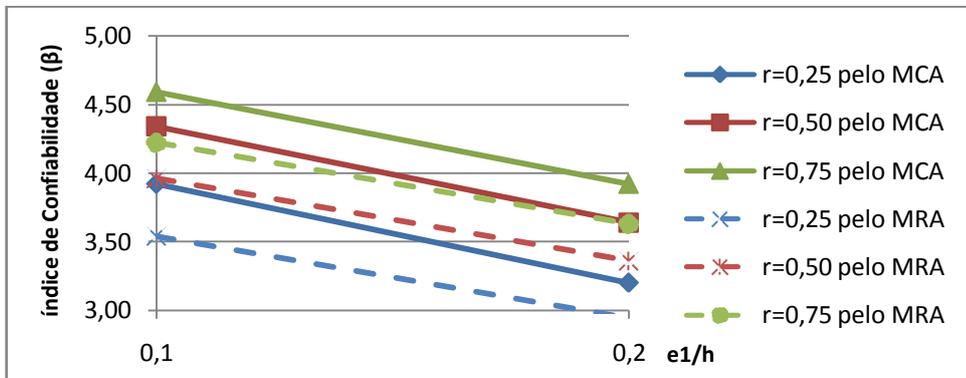


Figura 6.237 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $\rho=4\%$.

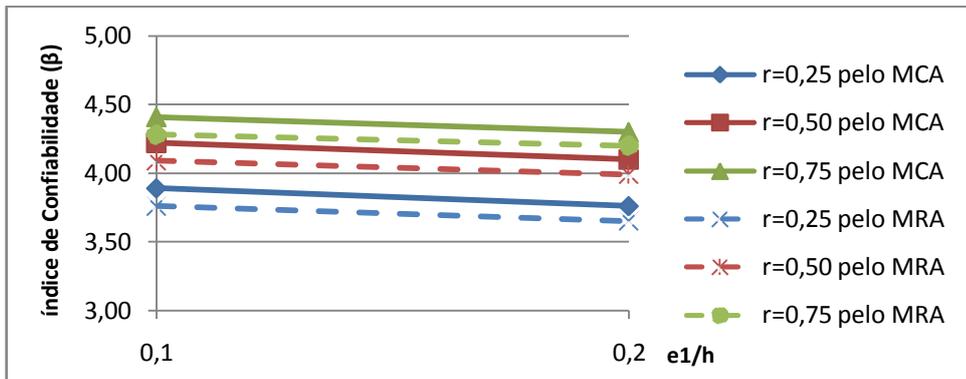


Figura 6.238 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $\rho=2\%$.

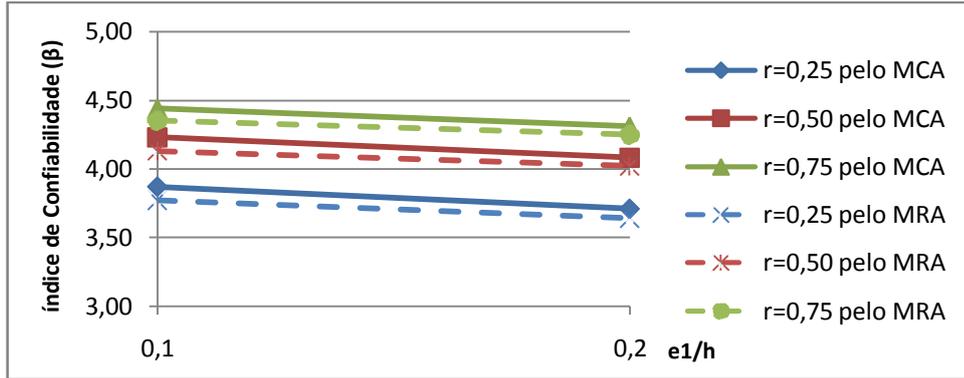


Figura 6.239 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=90MPa$, $\lambda=30$ e $\rho=4\%$.

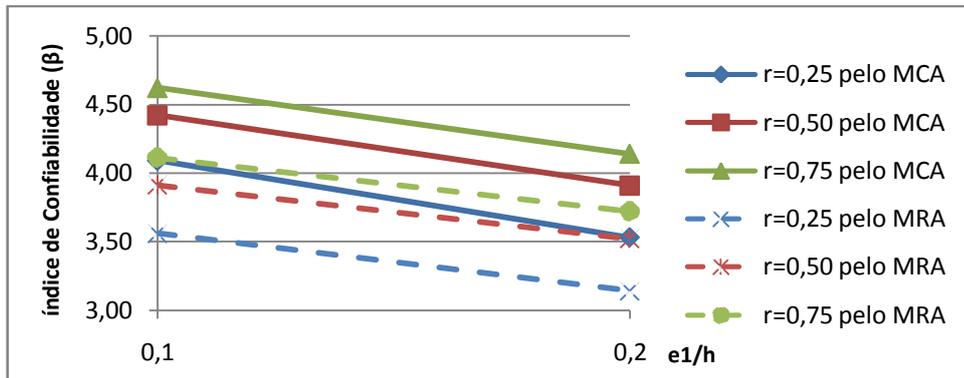


Figura 6.240 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=90MPa$, $\lambda=60$ e $\rho=2\%$.

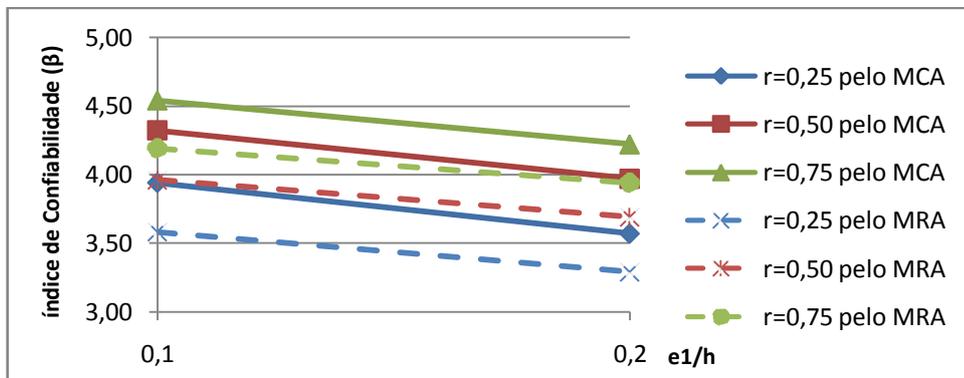


Figura 6.241 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=90MPa$, $\lambda=60$ e $\rho=4\%$.

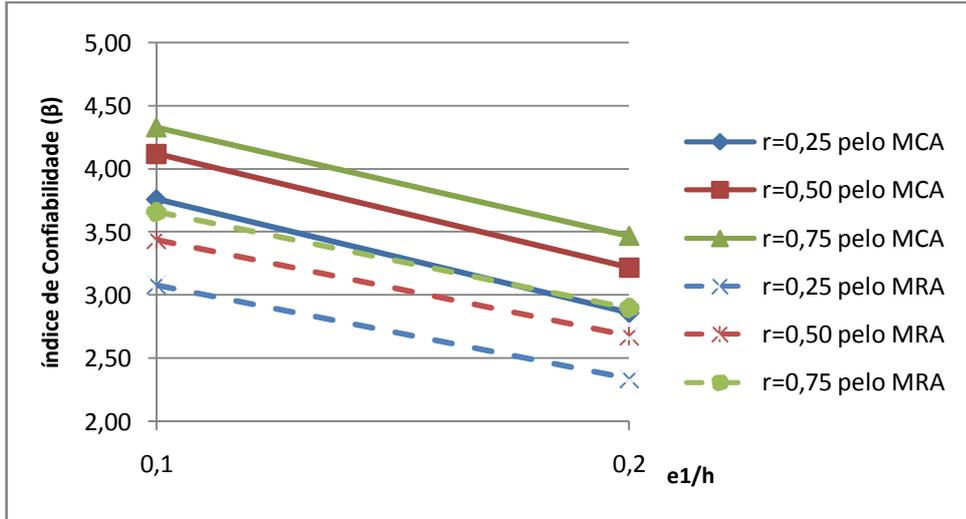


Figura 6.242 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $\rho=2\%$.

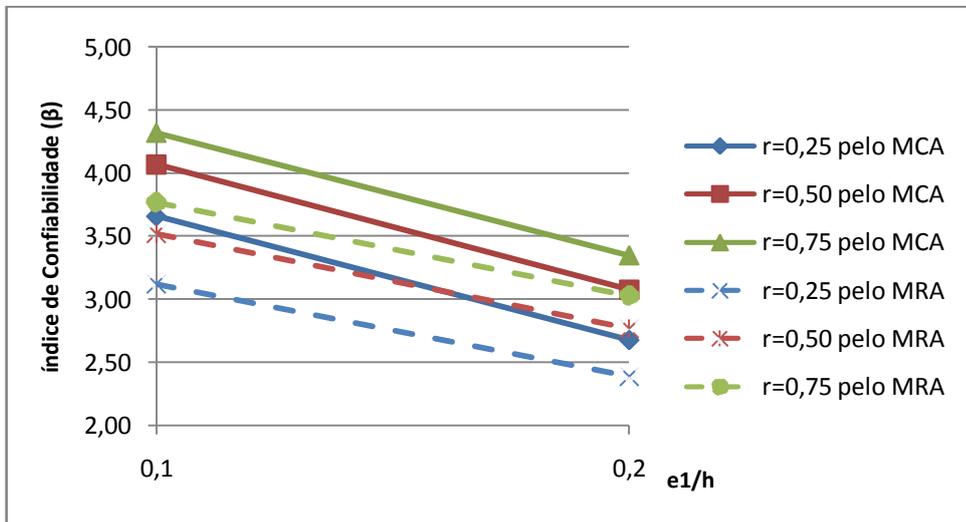


Figura 6.243 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $\rho=4\%$.

Novamente fica claro que quanto maior a influência da carga permanente em relação à carga total, mais confiáveis são os resultados obtidos, já que para todos os gráficos o β foi maior quando $r = 0,75$.

A inclinação das curvas reafirmou as conclusões do item anterior, já que para todos os casos a confiabilidade foi maior quando $e1/h = 0,10$.

6.4.3. Análises em relação à taxa de armadura.

Nas Fig. 6.244 a Fig. 6.270 são apresentados gráficos $\beta \times e1/h$ onde a taxa de armadura é analisada.

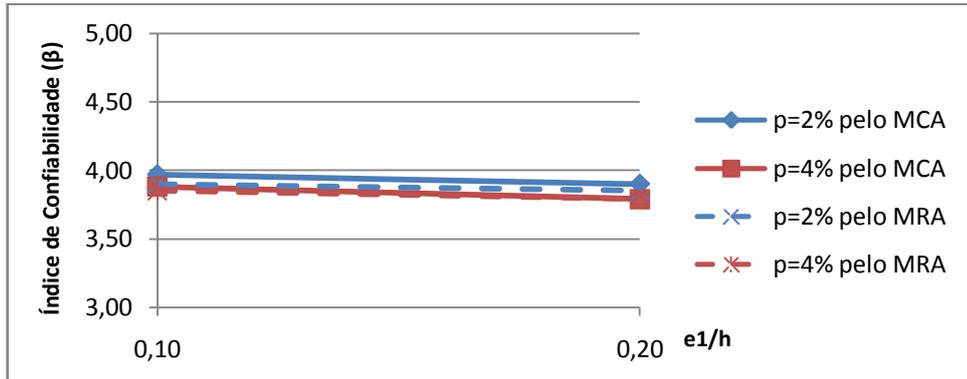


Figura 6.244 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x e1/h para fck=30MPa, λ=30 e r=0,25.

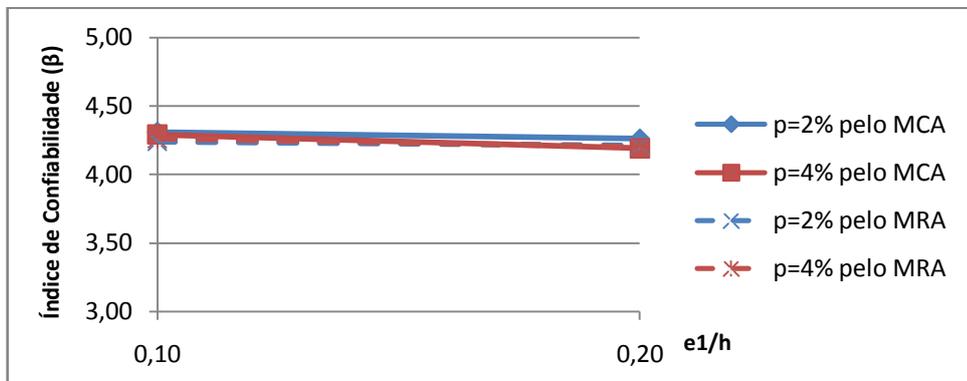


Figura 6.245 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x e1/h para fck=30MPa, λ=30 e r=0,50.

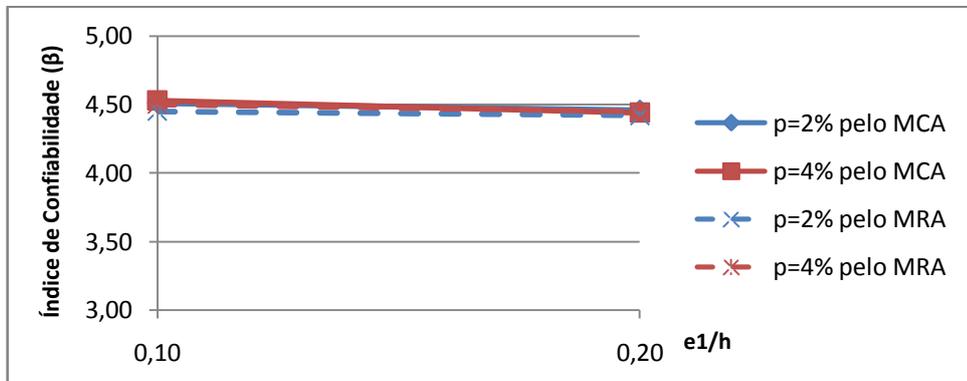


Figura 6.246 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x e1/h para fck=30MPa, λ=30 e r=0,75.

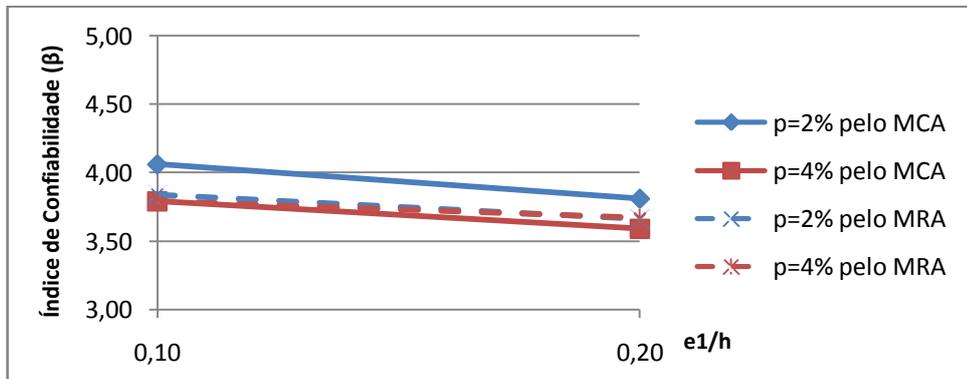


Figura 6.247 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x e1/h para fck=30MPa, λ=60 e r=0,25.

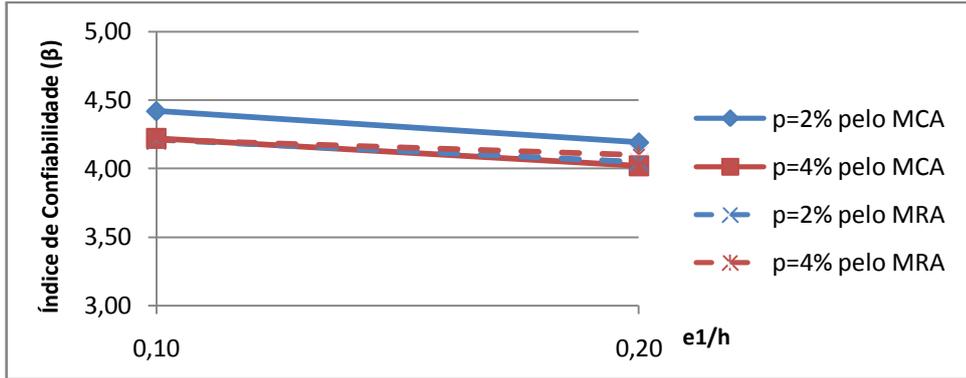


Figura 6.248 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $r=0,50$.

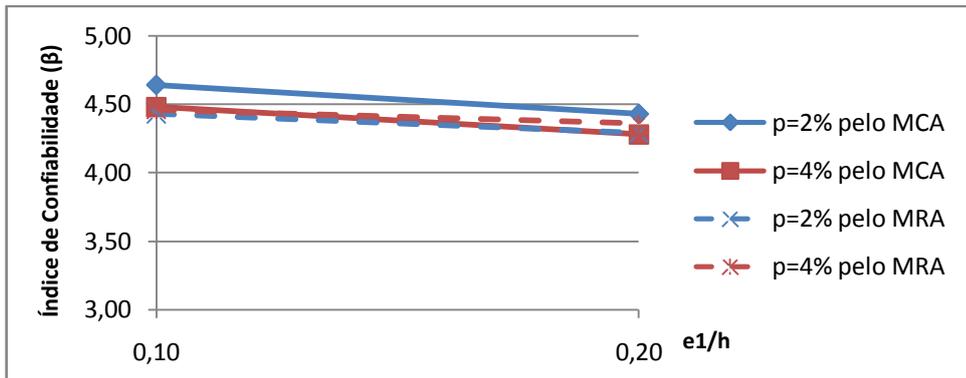


Figura 6.249 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $r=0,75$.

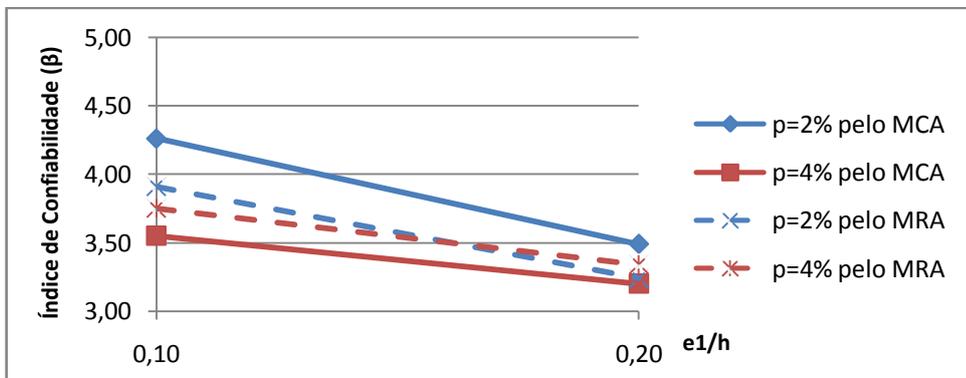


Figura 6.250 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $r=0,25$.

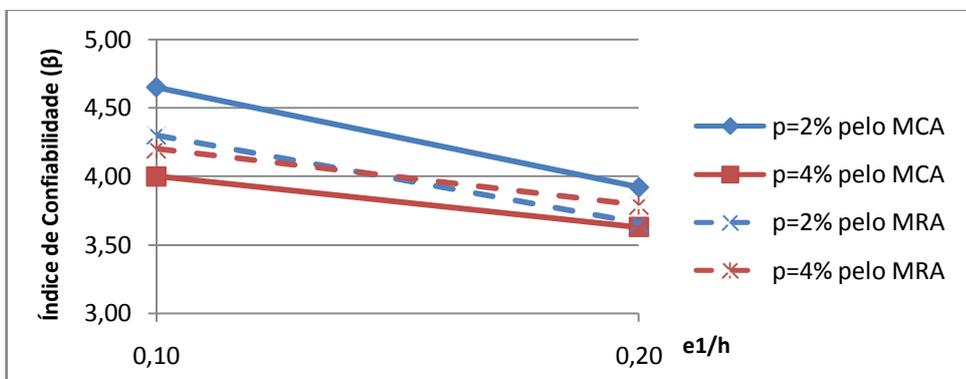


Figura 6.251 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $r=0,50$.

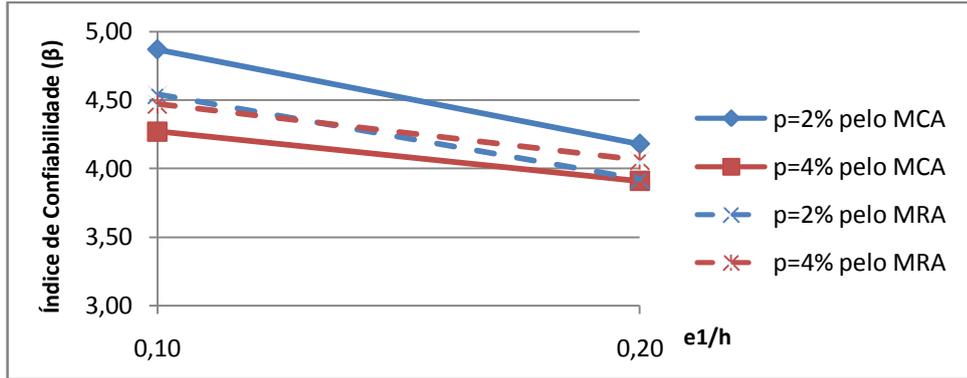


Figura 6.252 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x e1/h para fck=30MPa, λ=90 e r=0,75.

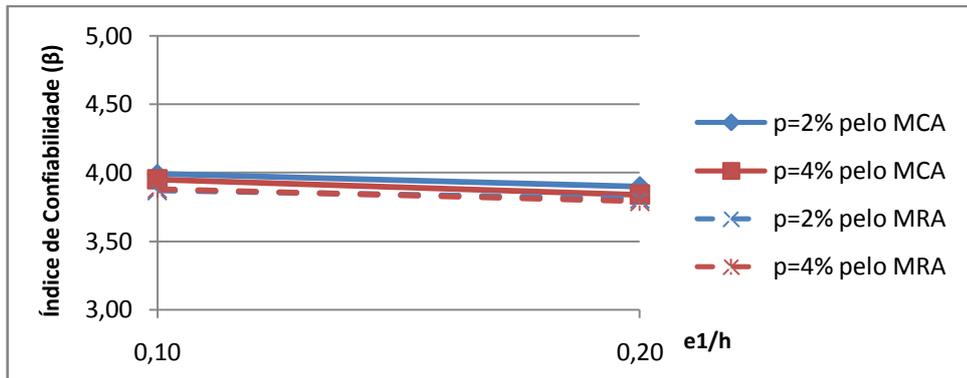


Figura 6.253 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x e1/h para fck=60MPa, λ=30 e r=0,25.

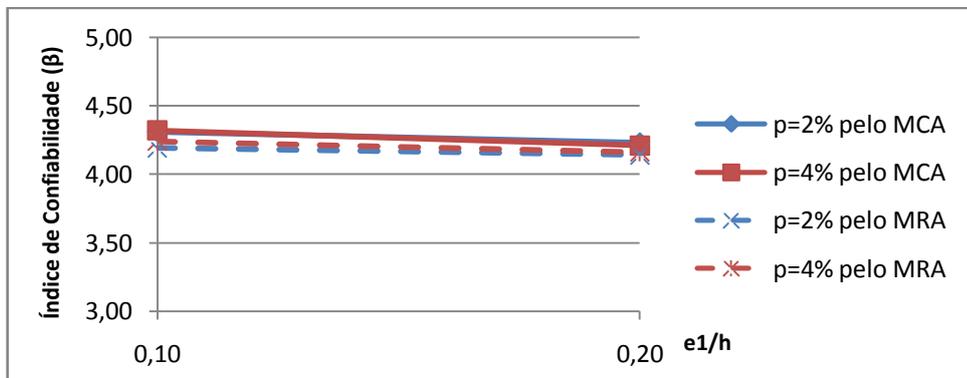


Figura 6.254 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x e1/h para fck=60MPa, λ=30 e r=0,50.

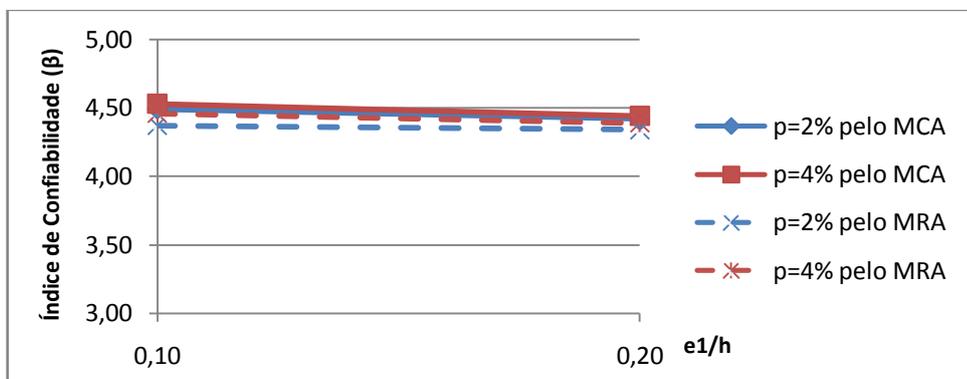


Figura 6.255 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x e1/h para fck=60MPa, λ=30 e r=0,75.

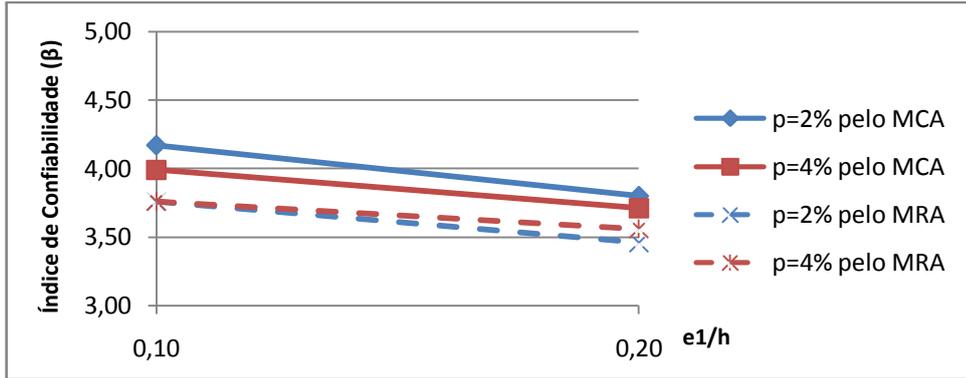


Figura 6.256 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x e1/h para fck=60MPa, λ=60 e r=0,25.

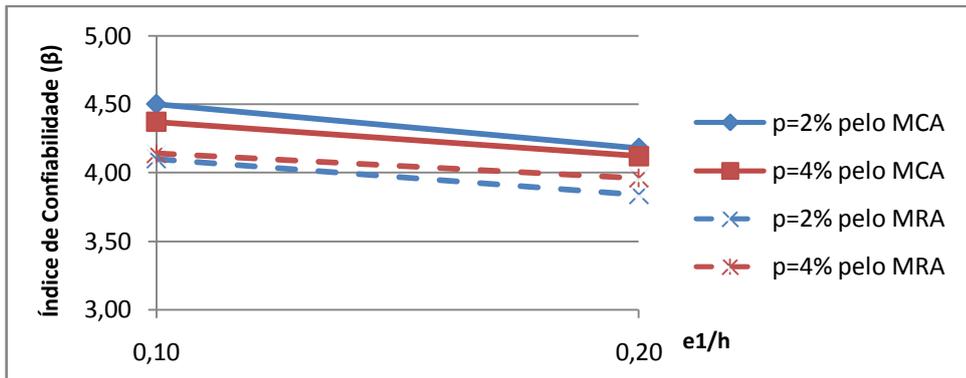


Figura 6.257 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x e1/h para fck=60MPa, λ=60 e r=0,50.

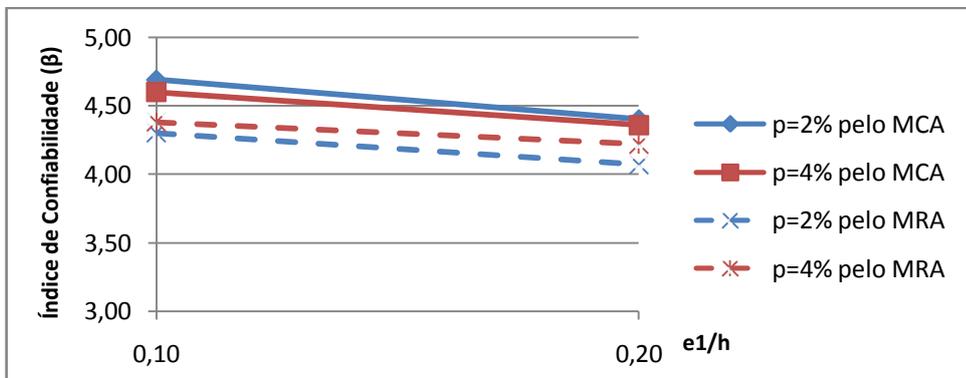


Figura 6.258 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x e1/h para fck=60MPa, λ=60 e r=0,75.

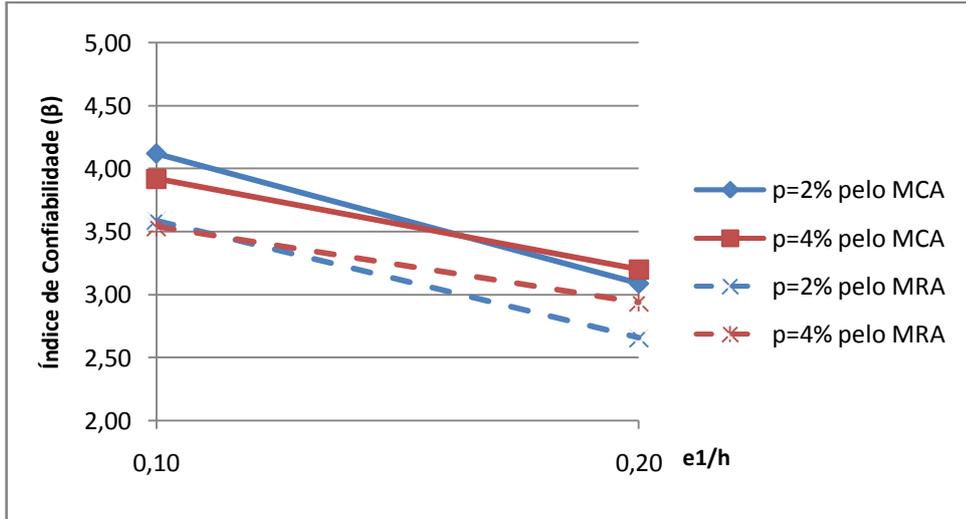


Figura 6.259 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $r=0,25$.

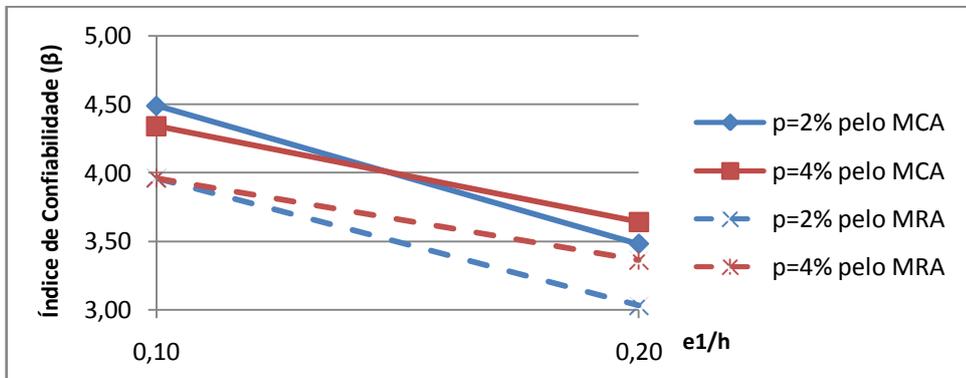


Figura 6.260 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $r=0,50$.

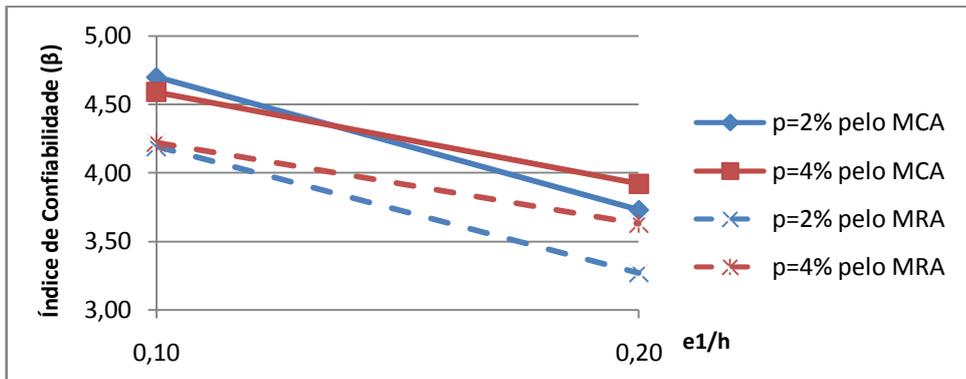


Figura 6.261 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $r=0,75$.

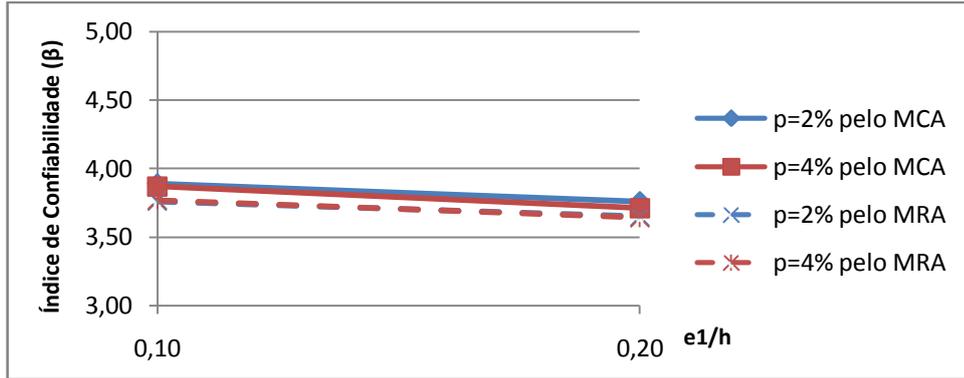


Figura 6.262 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $r=0,25$.

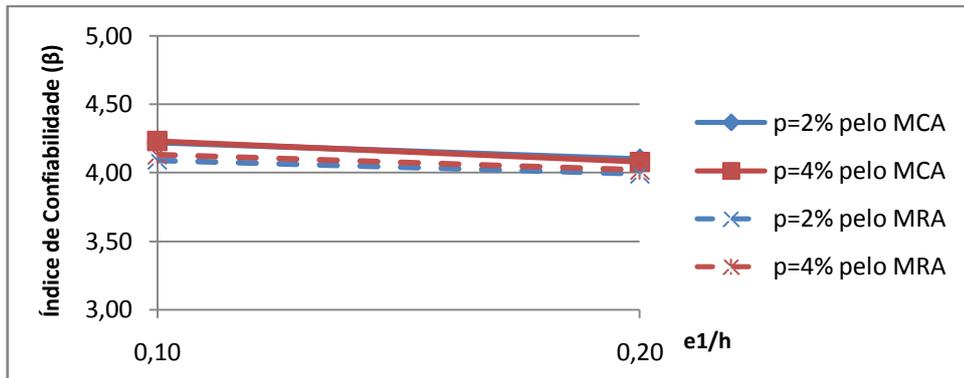


Figura 6.263 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $r=0,50$.

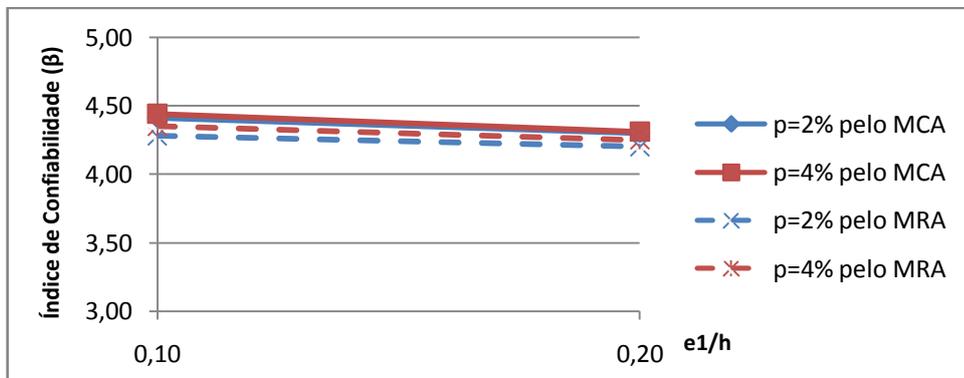


Figura 6.264 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=30$ e $r=0,75$.

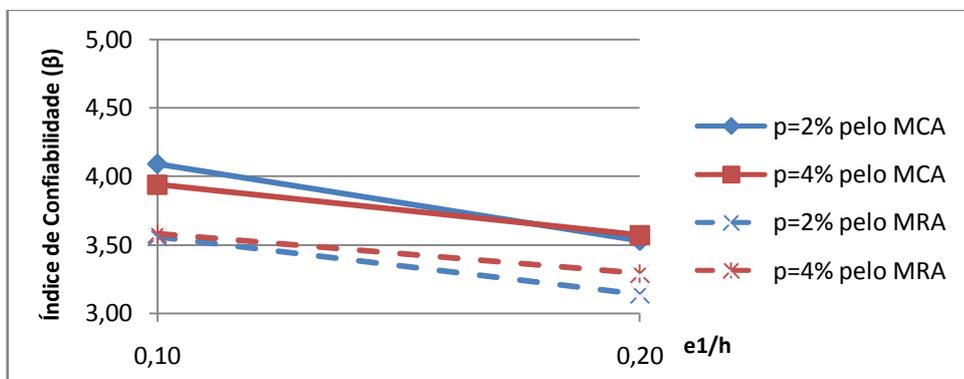


Figura 6.265 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $r=0,25$.

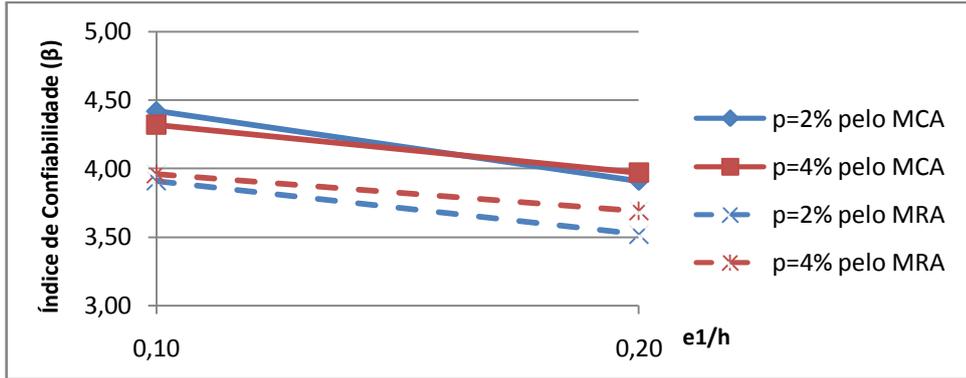


Figura 6.266 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $r=0,50$.

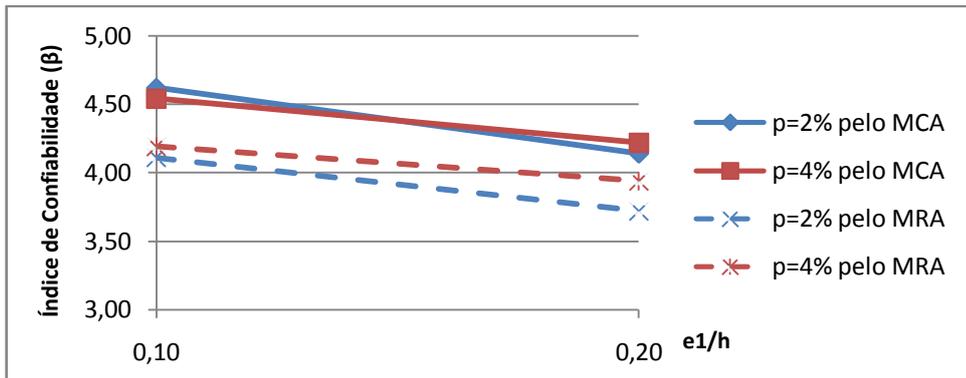


Figura 6.267 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=60$ e $r=0,75$.

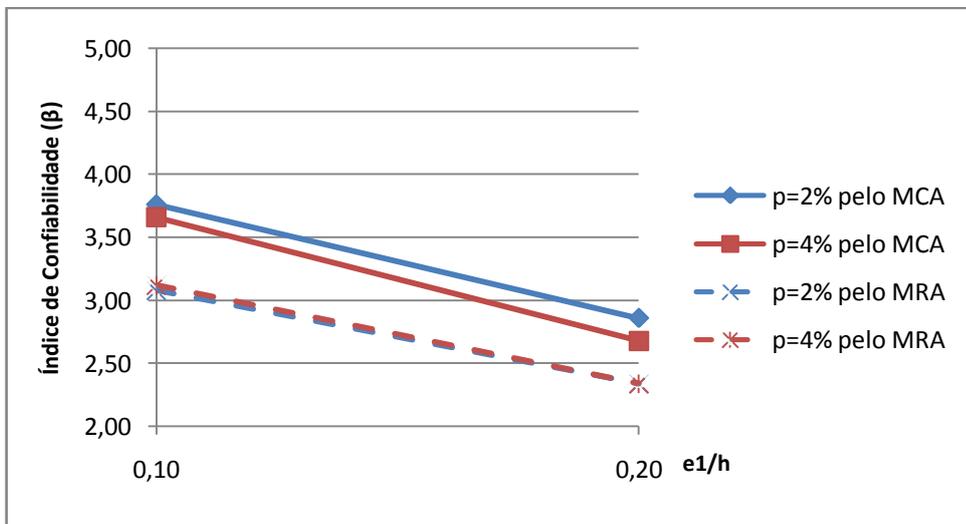


Figura 6.268 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $r=0,25$.

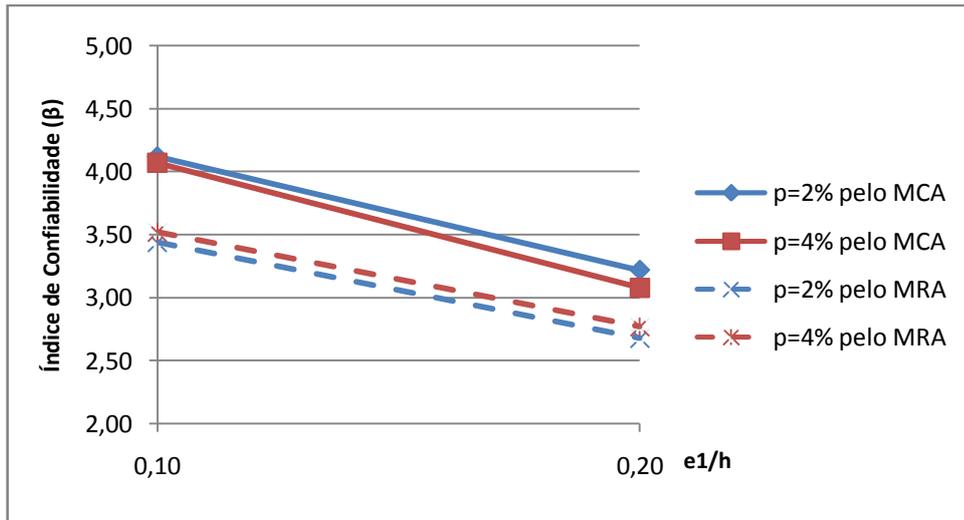


Figura 6.269 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $r=0,50$.

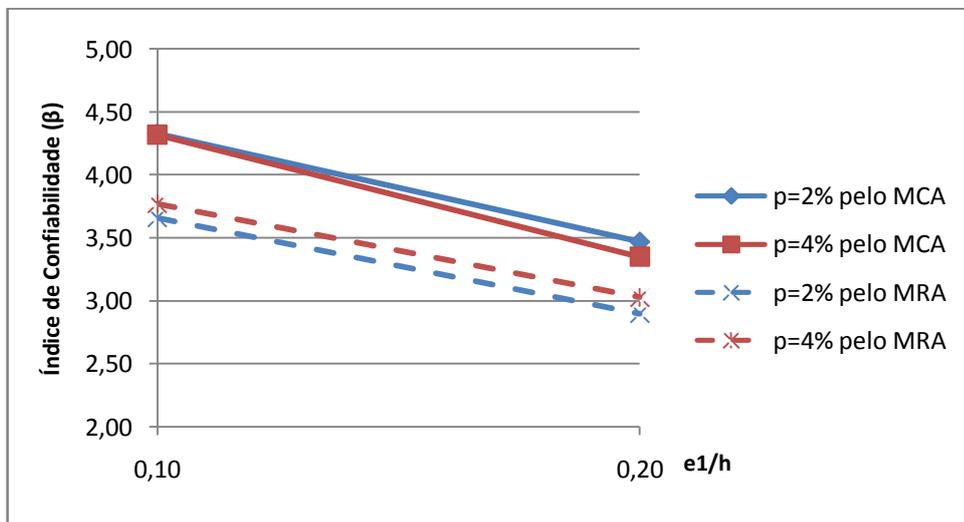


Figura 6.270 – Análise da variação na taxa de armadura ($\rho\%$) pelo gráfico $\beta \times e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\lambda=90$ e $r=0,75$.

Os valores de índice de confiabilidade para as duas taxas de armadura foram muito próximos, sendo ligeiramente maiores para $\rho = 2\%$, quando analisado pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA); e um pouco superiores para $\rho = 4\%$, quando utilizado o Método da Rigidez Aproximada (MRA).

De forma geral, a declividade das curvas foi pequena para $\lambda = 30$, e grande quando $\lambda = 90$, que já era um resultado esperado, dadas as observações deste trabalho.

6.4.4. Análises em relação à esbeltez.

Nas Fig. 6.271 a Fig. 6.288 são apresentados gráficos $\beta \times e_1/h$ onde a esbeltez é analisada.

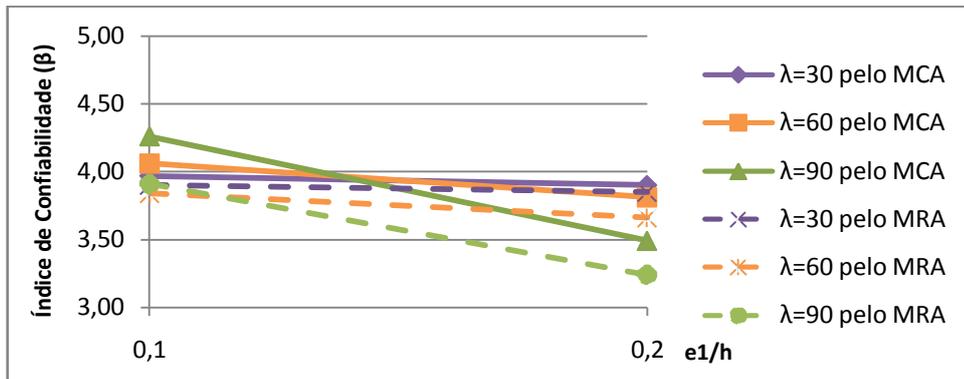


Figura 6.271 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

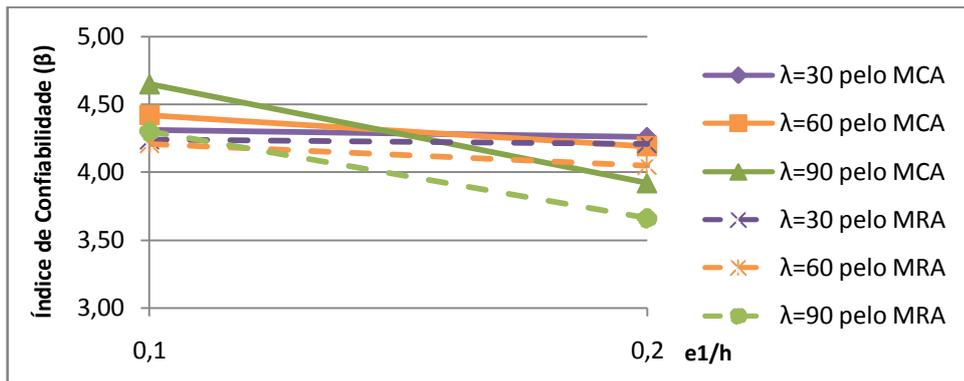


Figura 6.272 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

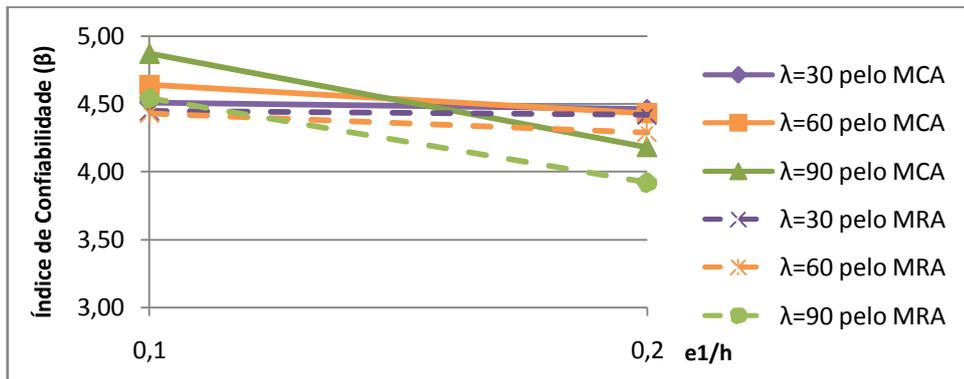


Figura 6.273 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico $\beta \times e_1/h$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

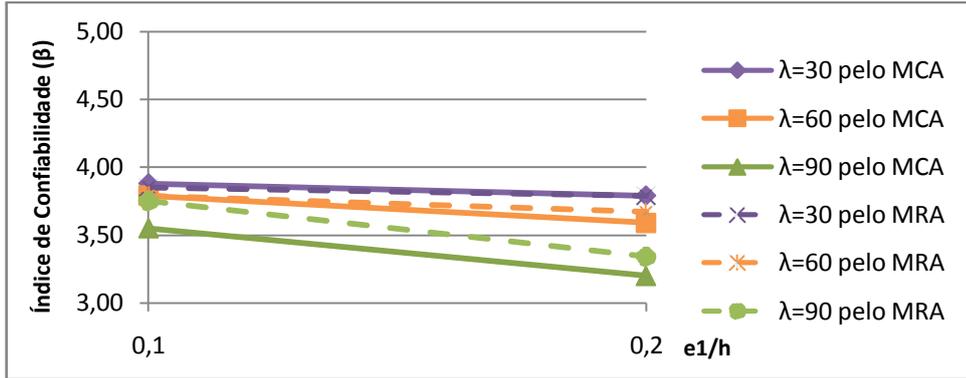


Figura 6.274 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

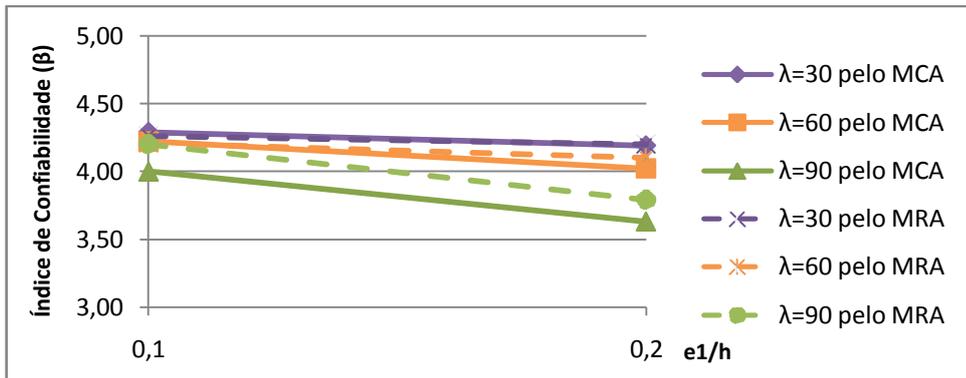


Figura 6.275 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

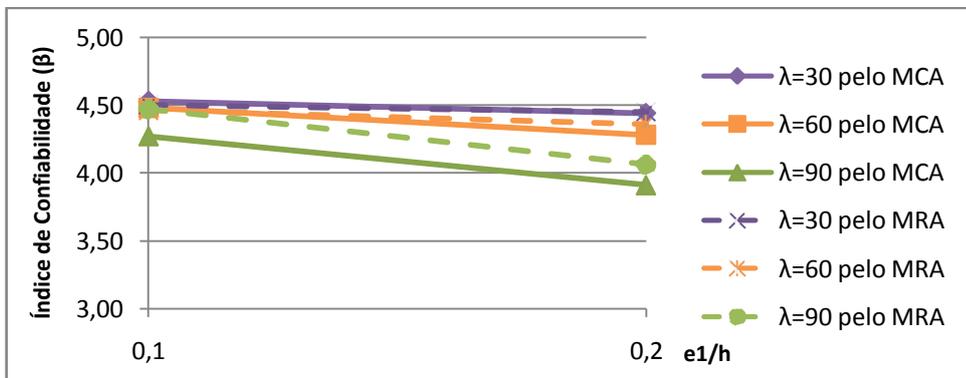


Figura 6.276 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

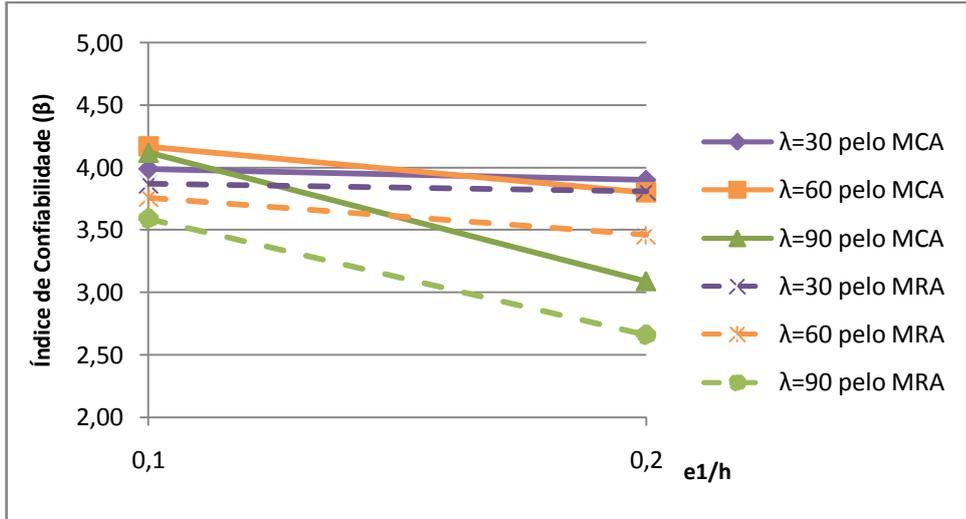


Figura 6.277 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

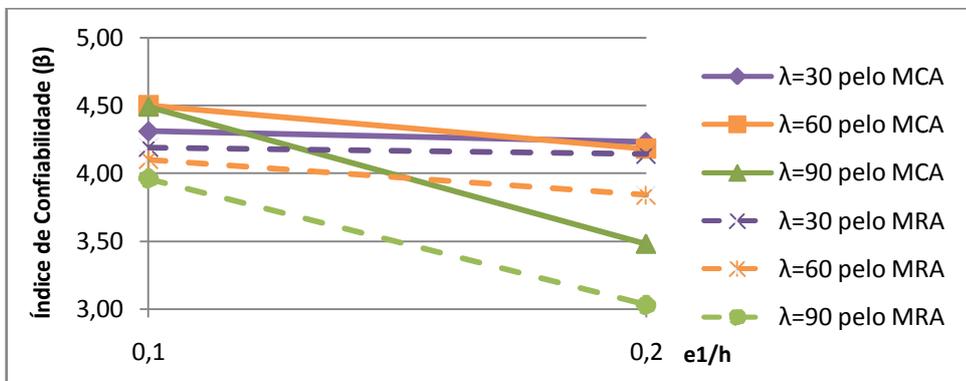


Figura 6.278 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

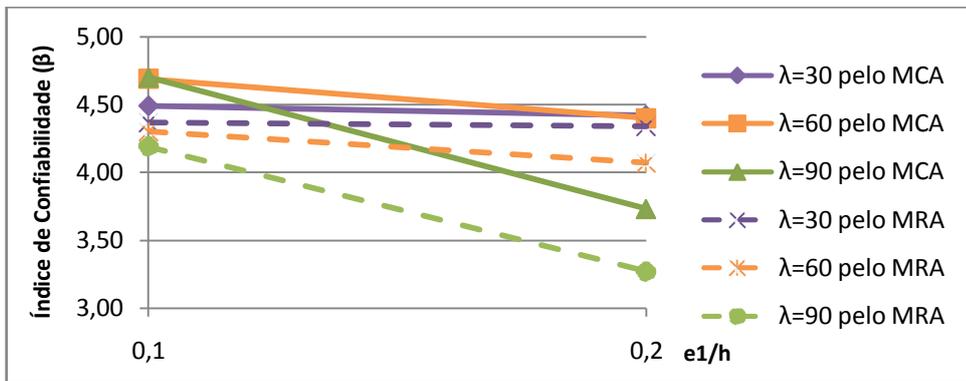


Figura 6.279 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

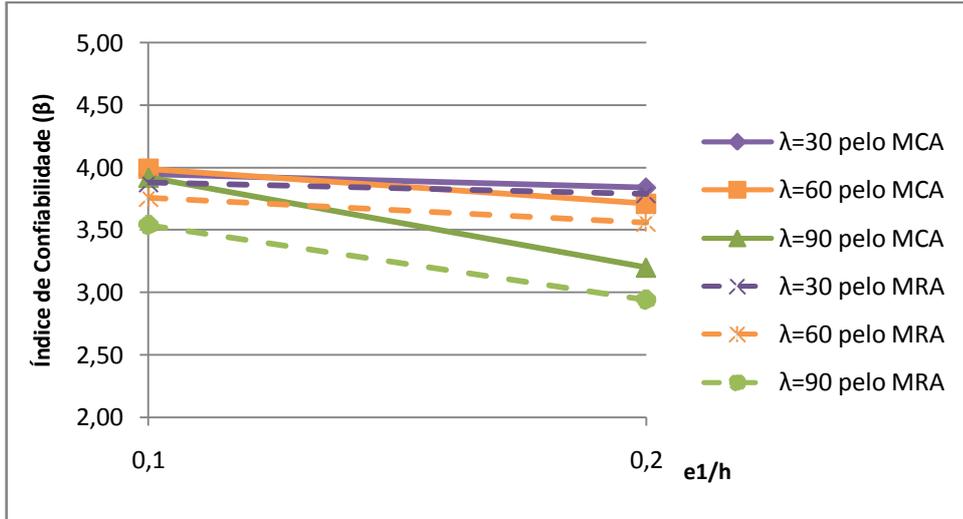


Figura 6.280 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

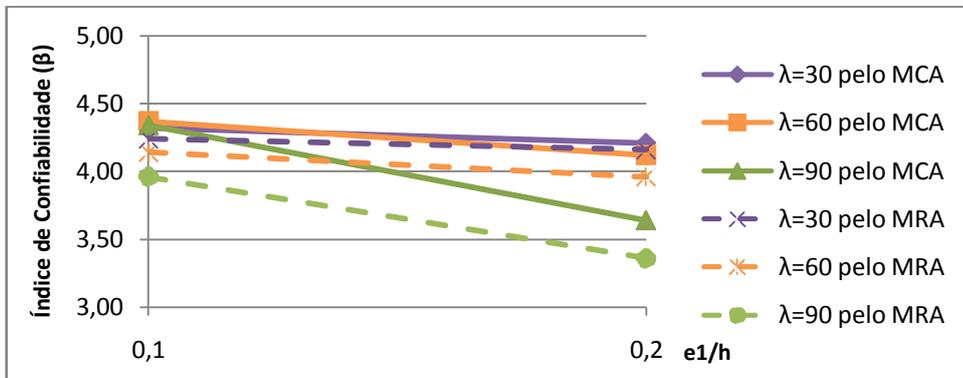


Figura 6.281 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

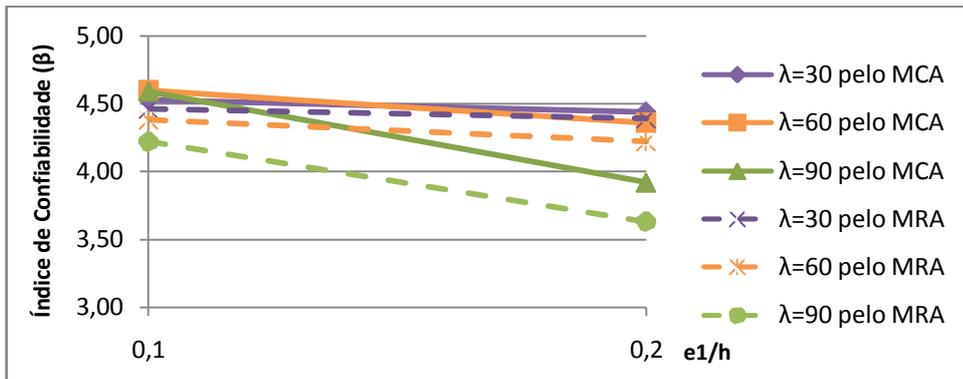


Figura 6.282 – Análise da variação na esbelteza (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

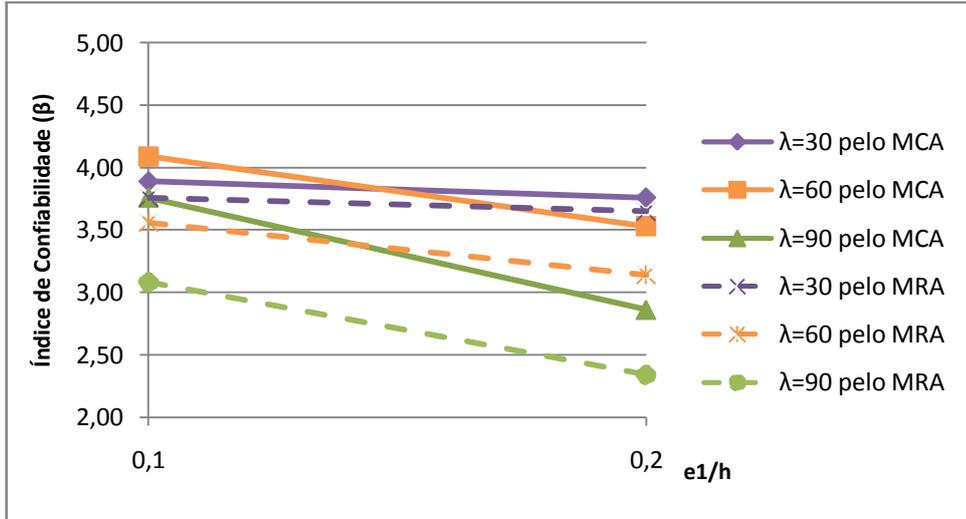


Figura 6.283 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

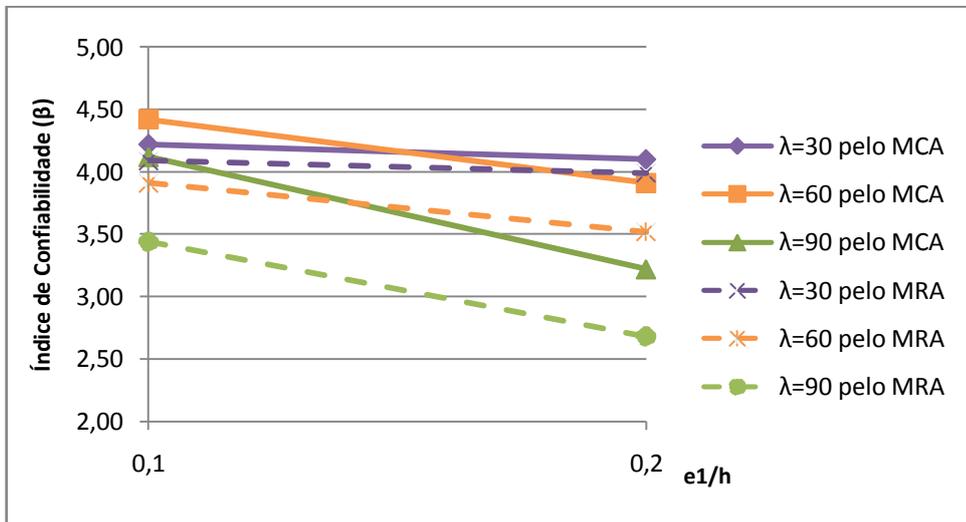


Figura 6.284 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

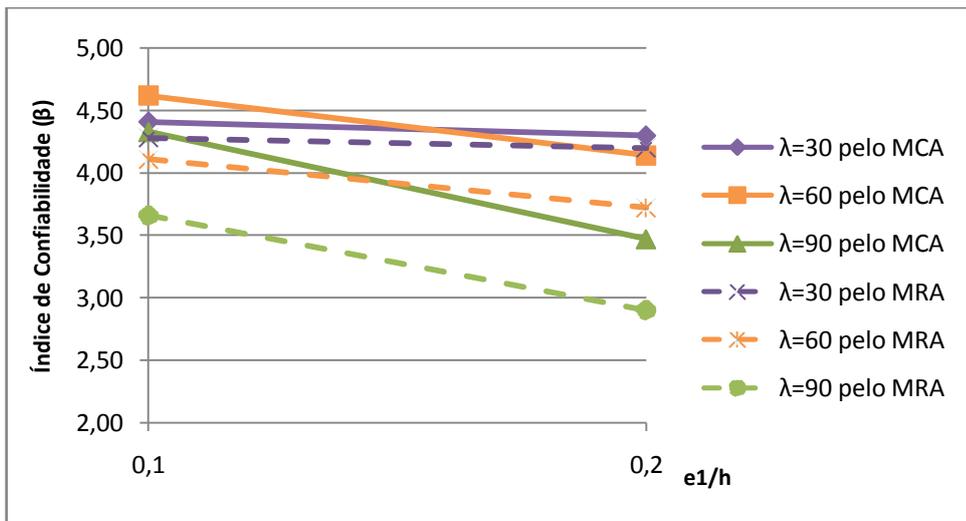


Figura 6.285 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

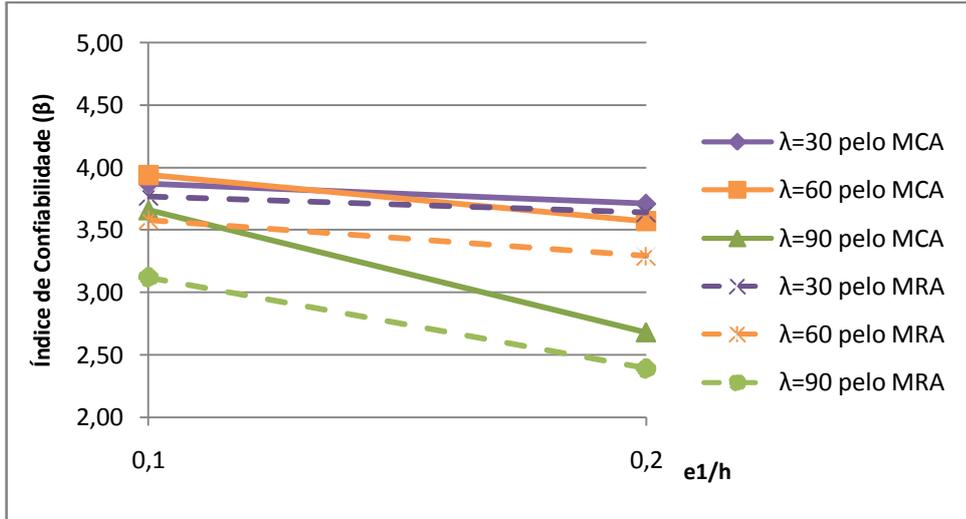


Figura 6.286 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

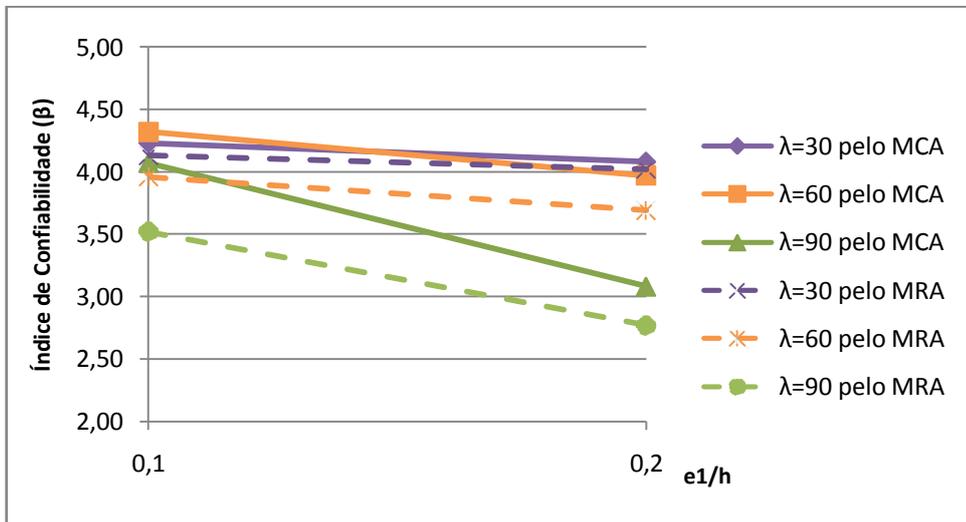


Figura 6.287 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

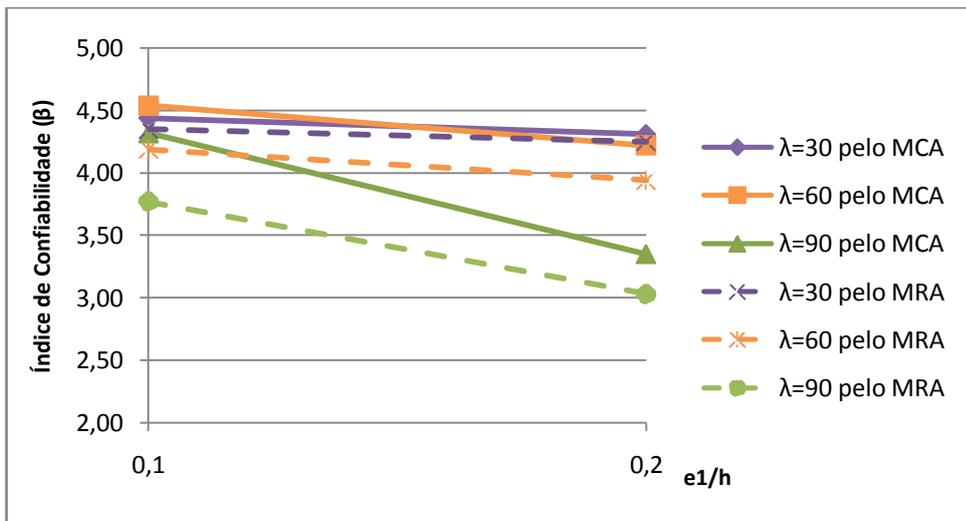


Figura 6.288 – Análise da variação na esbeltez (λ) pelo gráfico β x $e1/h$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

De forma geral, a declividade das curvas $\lambda = 90$ foi sempre significativa, indicando que quando o pilar é mais esbelto, a confiabilidade é também mais sensível a mudanças na taxa de armadura. Observa-se que pilares mais compridos têm um comportamento bem diferente dos pilares mais robustos, já que, para $\lambda = 30$ e $\lambda = 60$, β não sofreu mudanças tão grandes.

6.5. VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE EM FUNÇÃO DA ESBELTEZ

6.5.1. Análises em relação à resistência à compressão do concreto.

Nas Fig. 6.289 a Fig. 6.300 são apresentados gráficos $\beta \times \lambda$ onde a resistência à compressão do concreto é analisada.

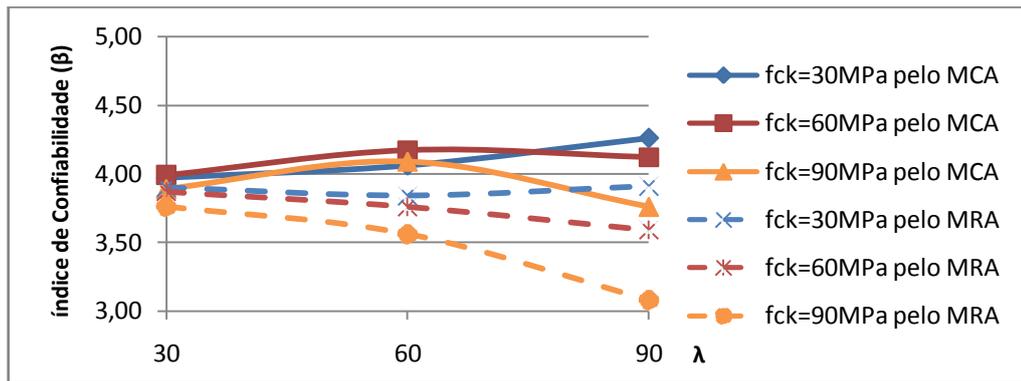


Figura 6.289 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $e1/h=0,1$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

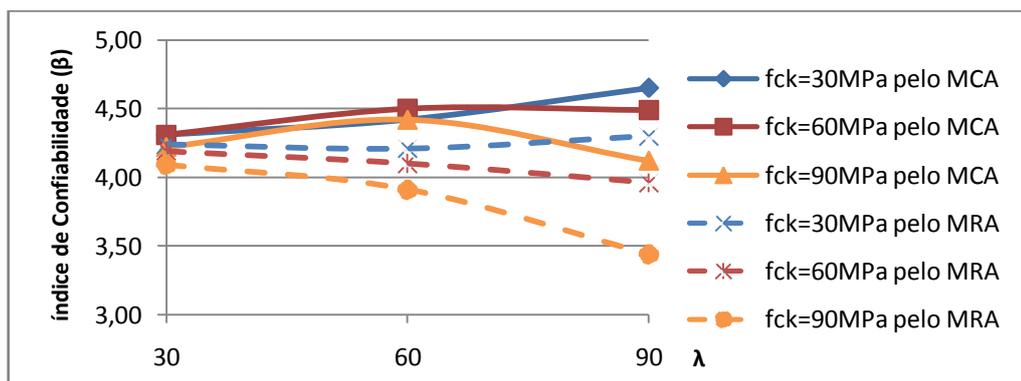


Figura 6.290 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $e1/h=0,1$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

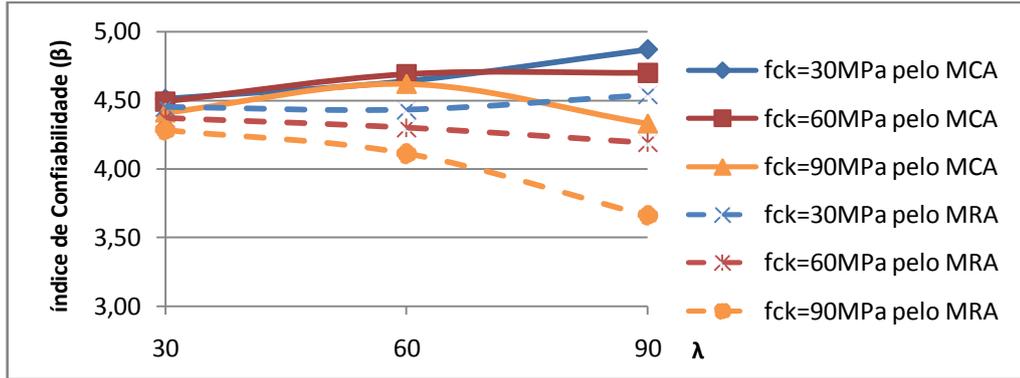


Figura 6.291 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x λ para e1/h=0,1, ρ=2% e r=0,75.

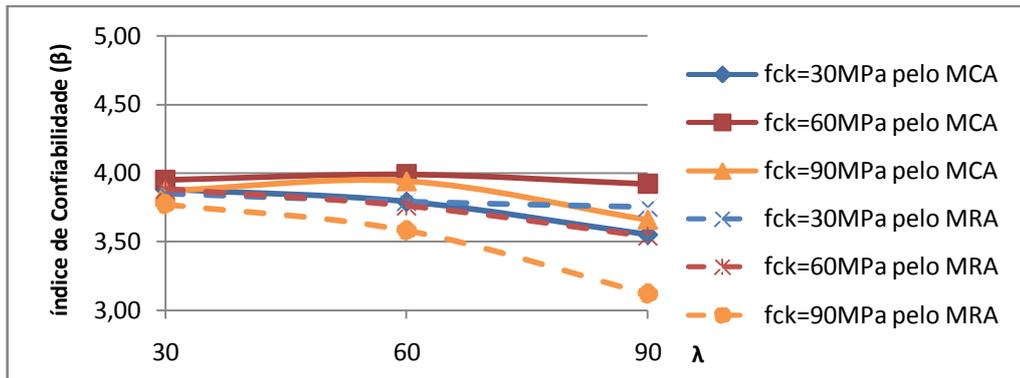


Figura 6.292 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x λ para e1/h=0,1, ρ=4% e r=0,25.

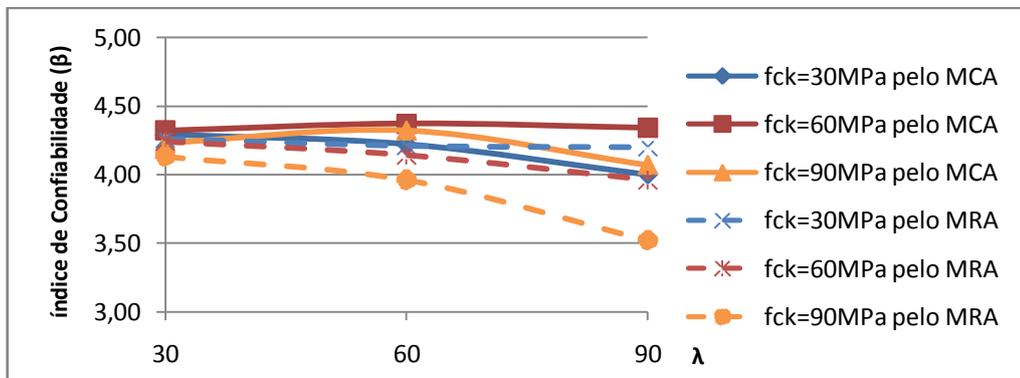


Figura 6.293 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x λ para e1/h=0,1, ρ=4% e r=0,50.

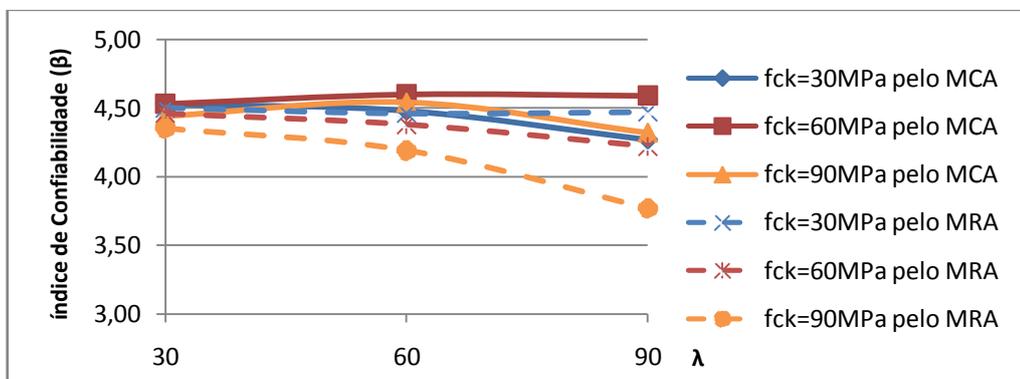


Figura 6.294 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico β x λ para e1/h=0,1, ρ=4% e r=0,75.

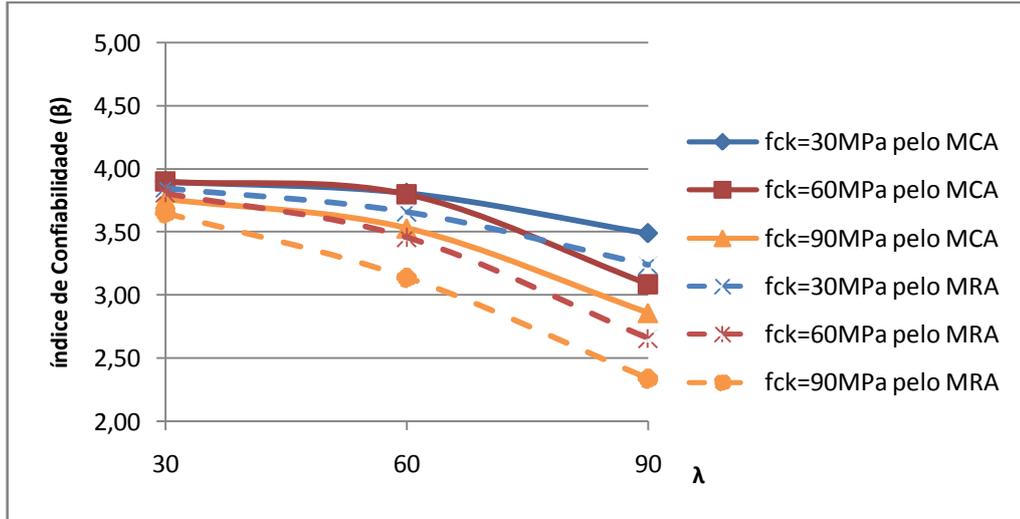


Figura 6.295 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $e1/h=0,2$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

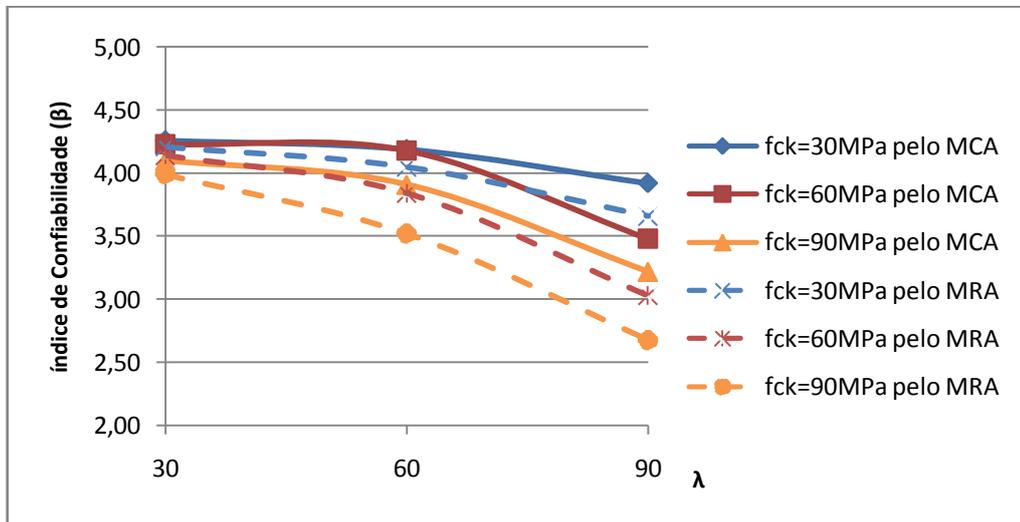


Figura 6.296 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $e1/h=0,2$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

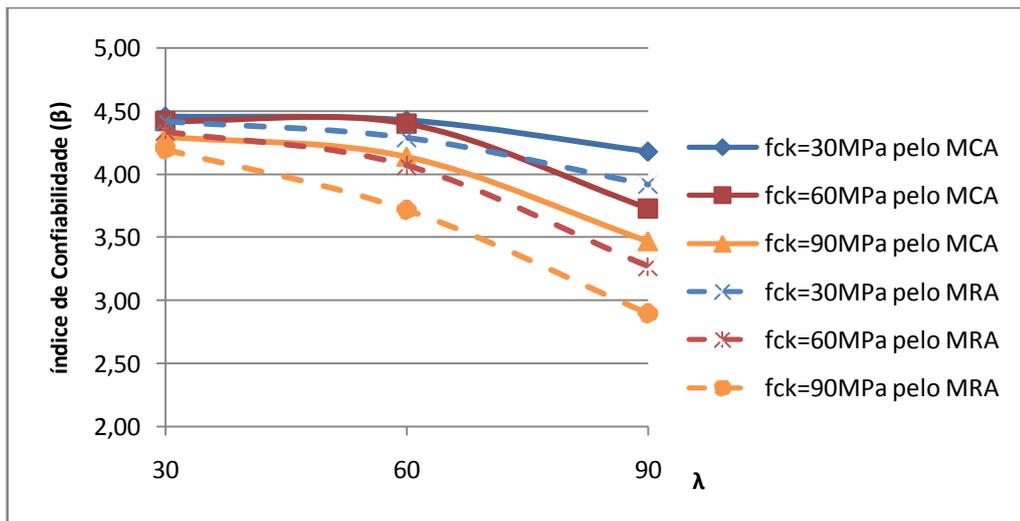


Figura 6.297 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (fck) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $e1/h=0,2$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

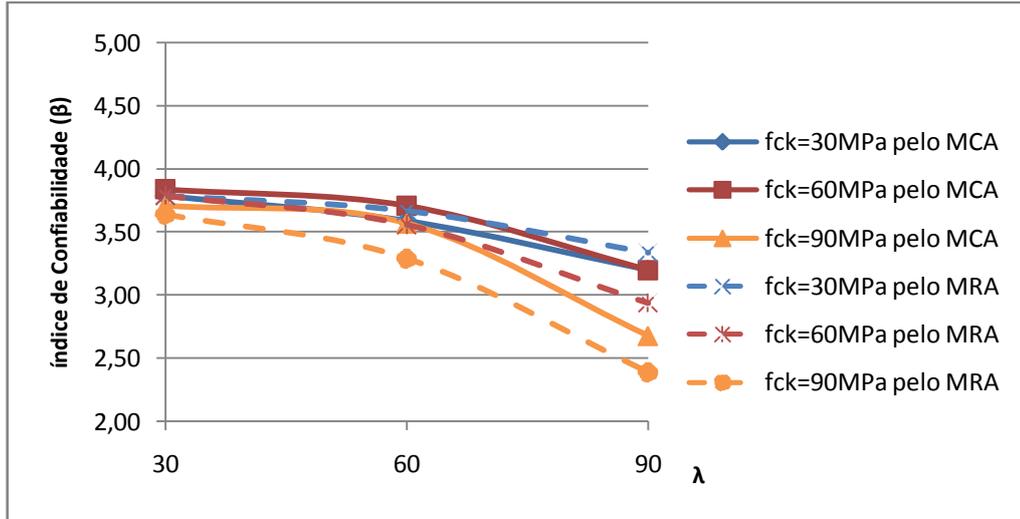


Figura 6.298 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (f_{ck}) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $e_1/h=0,2$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

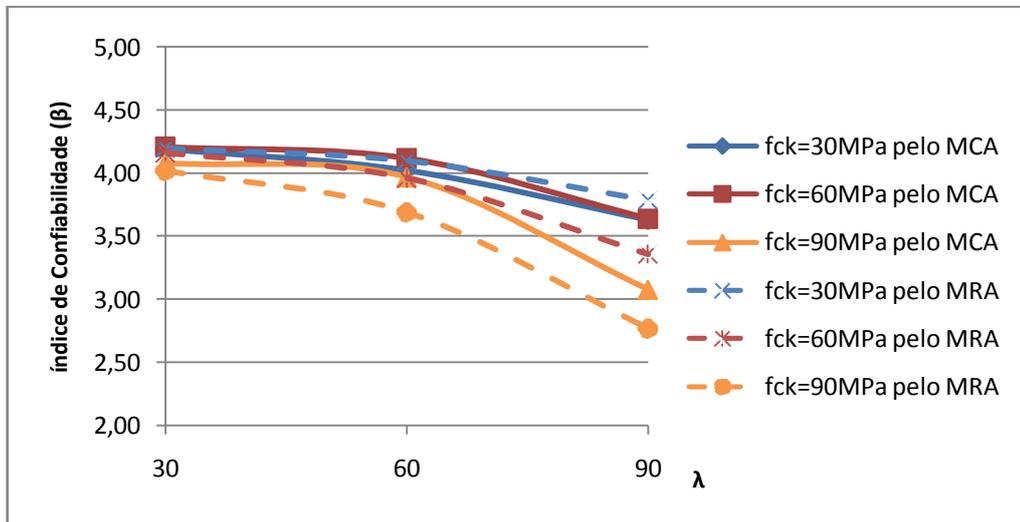


Figura 6.299 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (f_{ck}) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $e_1/h=0,2$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

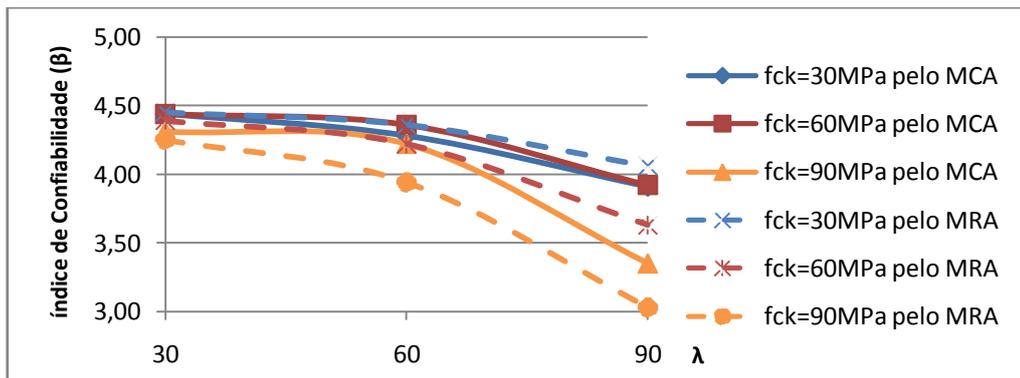


Figura 6.300 – Análise da variação na resistência à compressão do concreto (f_{ck}) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $e_1/h=0,2$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

Observando pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA), fica claro que a confiabilidade é maior quanto menor for o f_{ck} , já pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) há algumas controvérsias em relação a isso.

De forma geral, verifica-se que há poucas mudanças no β quando a índice de esbeltez varia entre $\lambda = 30$ e $\lambda = 60$, mas para $\lambda = 90$ essas mudanças são mais significativas, especialmente quando a excentricidade relativa de primeira ordem é igual a 0,20.

6.5.2. Análises em relação à razão entre a carga permanente e a total.

Nas Fig. 6.301 a Fig. 6.312 são apresentados gráficos $\beta \times \lambda$ onde a razão entre a carga permanente e a total é analisada.

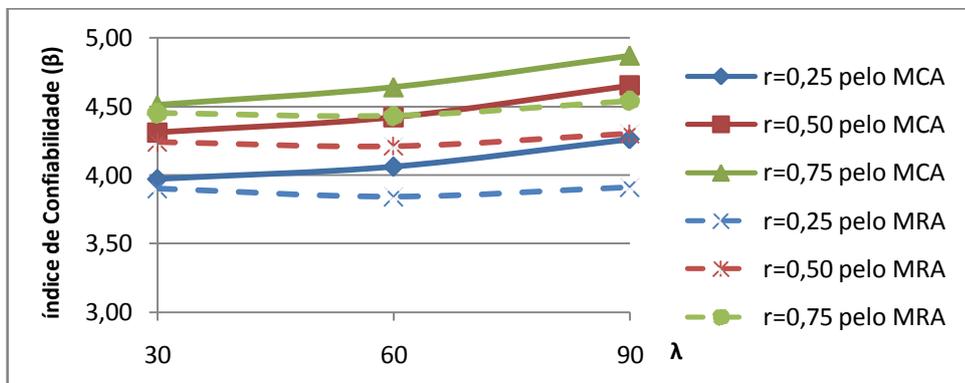


Figura 6.301 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $\rho=2\%$.

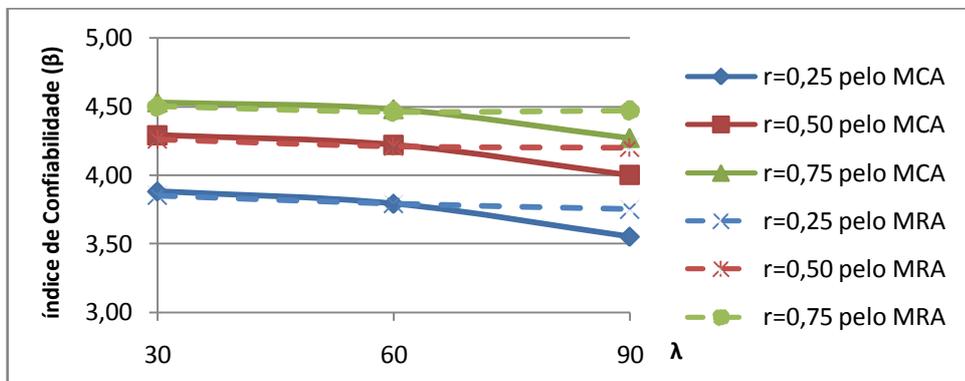


Figura 6.302 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $\rho=4\%$.

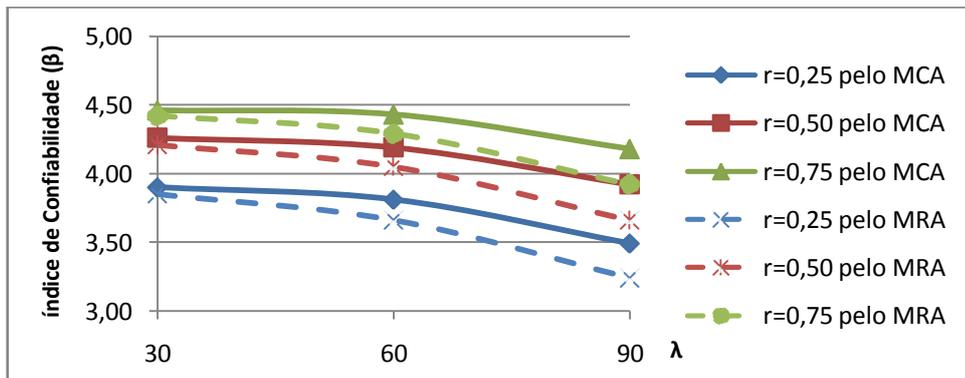


Figura 6.303 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=2\%$.

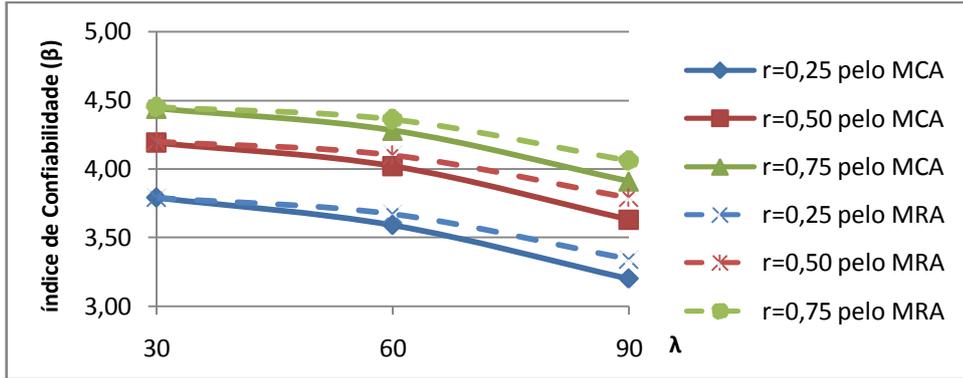


Figura 6.304 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=4\%$.

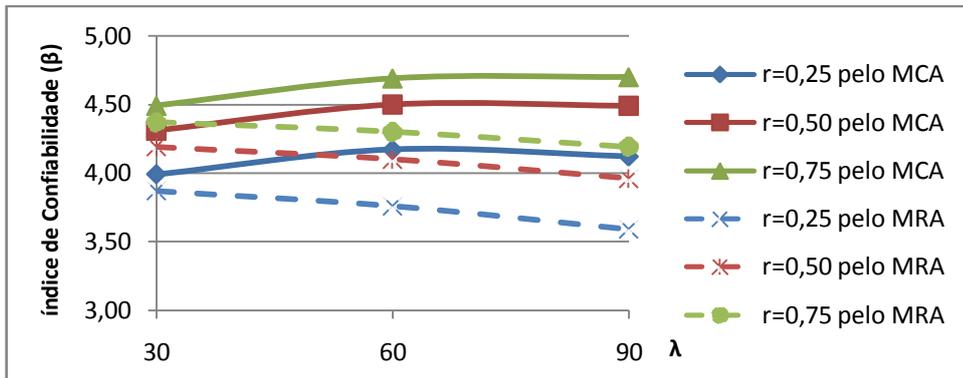


Figura 6.305 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $\rho=2\%$.

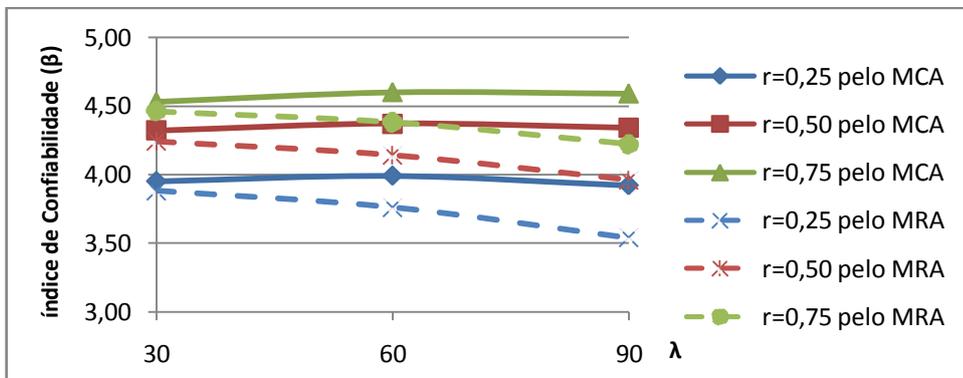


Figura 6.306 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $\rho=4\%$.

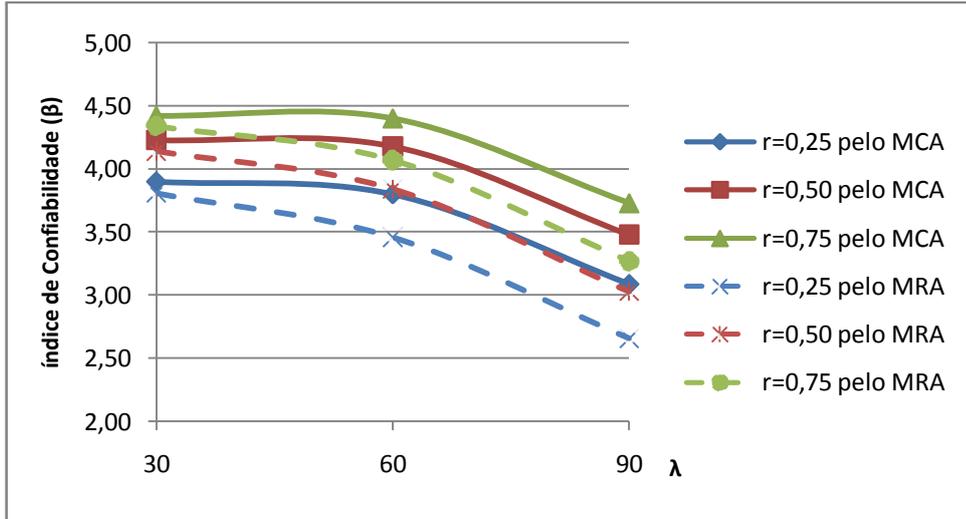


Figura 6.307 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=2\%$.

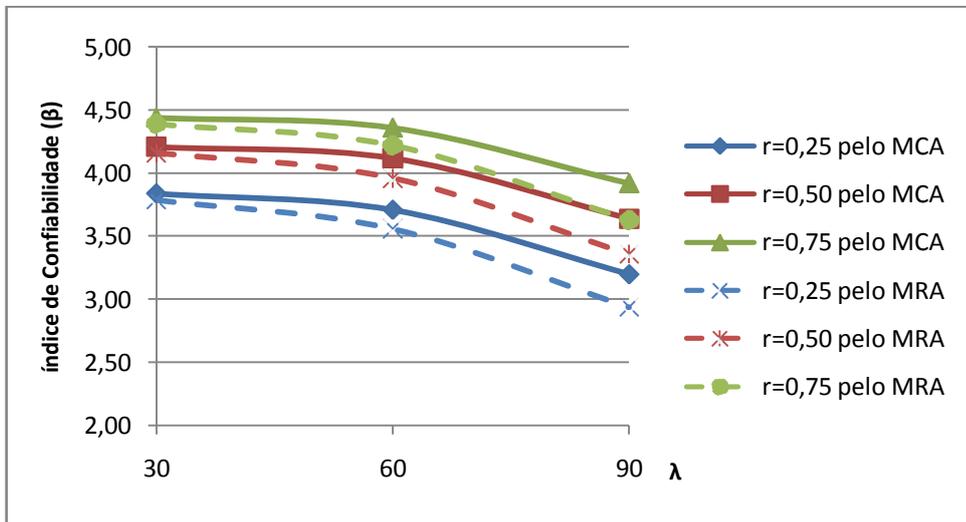


Figura 6.308 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=4\%$.

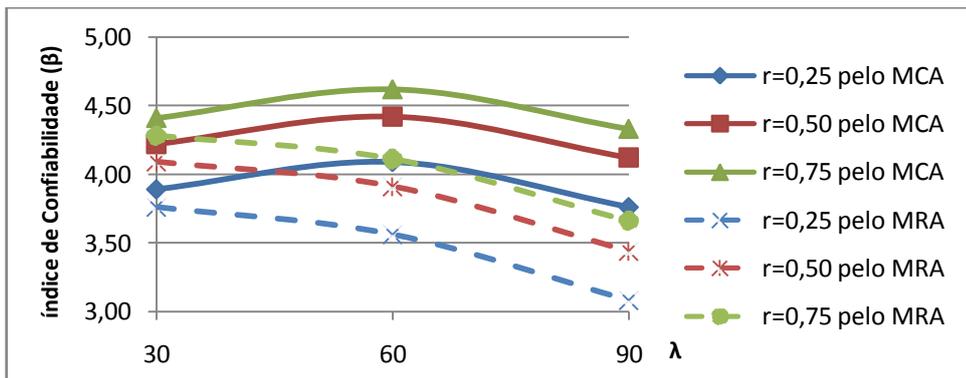


Figura 6.309 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $\rho=2\%$.

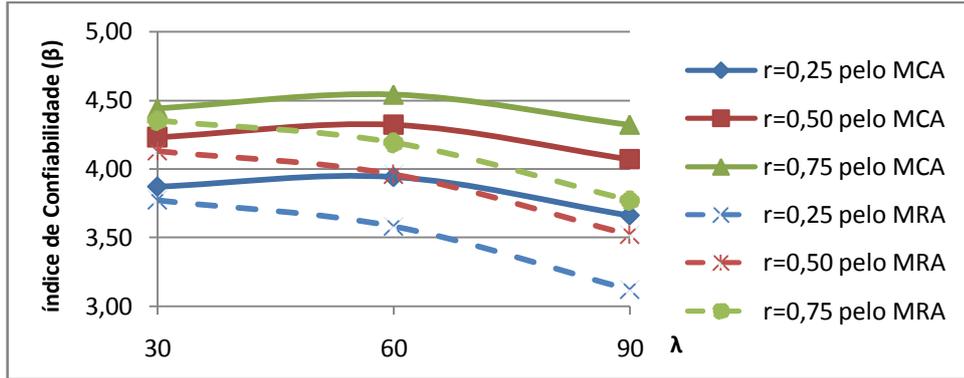


Figura 6.310 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $\rho=4\%$.

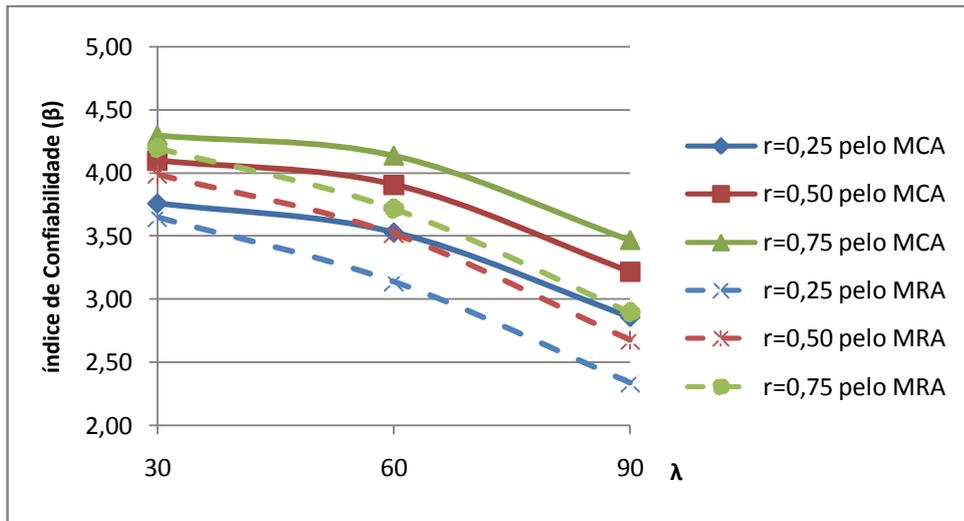


Figura 6.311 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=2\%$.

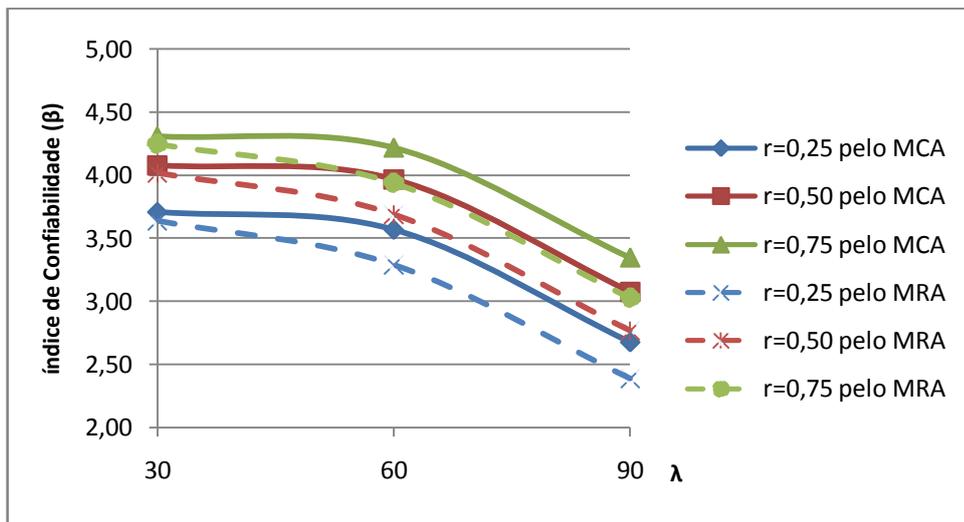


Figura 6.312 – Análise da variação na razão entre a carga permanente e a total (r) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $\rho=4\%$.

Logicamente o índice de confiabilidade foi maior no caso em que $r = 0,75$, e menor quando $r = 0,25$, pois quanto maior a influência da carga permanente em relação à carga total, mais confiáveis são os cálculos realizados.

Nas Fig. 6.307, Fig 6.308, Fig 6.311 e Fig 6.312 foi observado um grande declínio na curva no trecho compreendido entre $\lambda = 60$ e $\lambda = 90$, sendo que nesses exemplos $e_1/h = 0,20$.

Os resultados obtidos na confiabilidade através do cálculo dos efeitos de segunda ordem pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) e pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA) foram parecidos, seguindo tendências semelhantes, sendo que o primeiro método geralmente resulta em um maior β .

6.5.3. Análises em relação à taxa de armadura.

Nas Fig. 6.313 a Fig. 6.330 são apresentados gráficos $\beta \times \lambda$ onde a taxa de armadura é analisada.

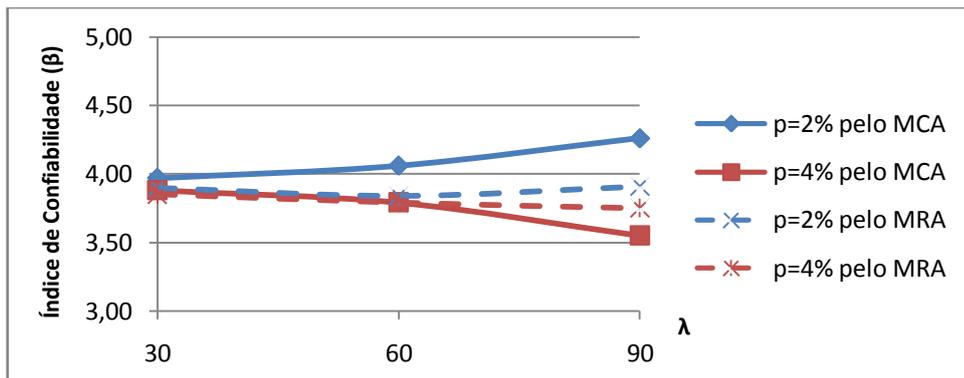


Figura 6.313– Análise da variação na taxa de armadura (p%) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,25$.

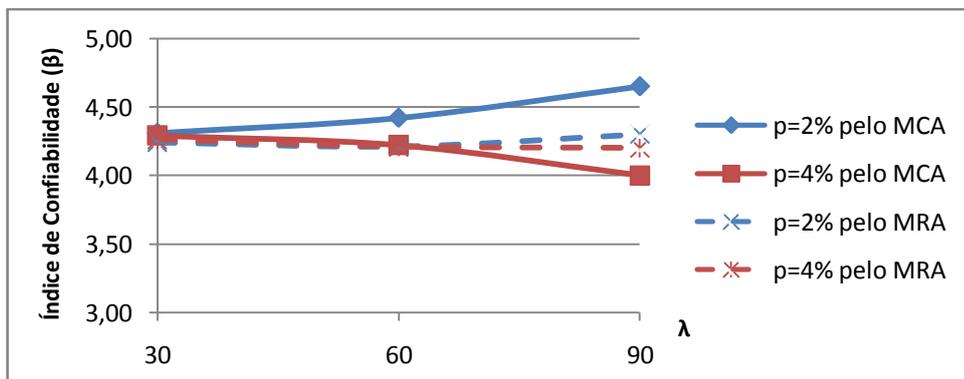


Figura 6.314 – Análise da variação na taxa de armadura (p%) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,50$.

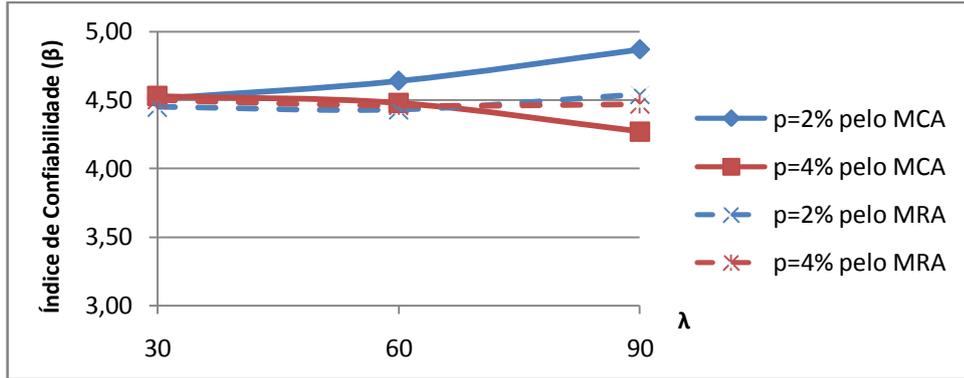


Figura 6.315 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x λ para fck=30MPa, e1/h=0,1 e r=0,75.

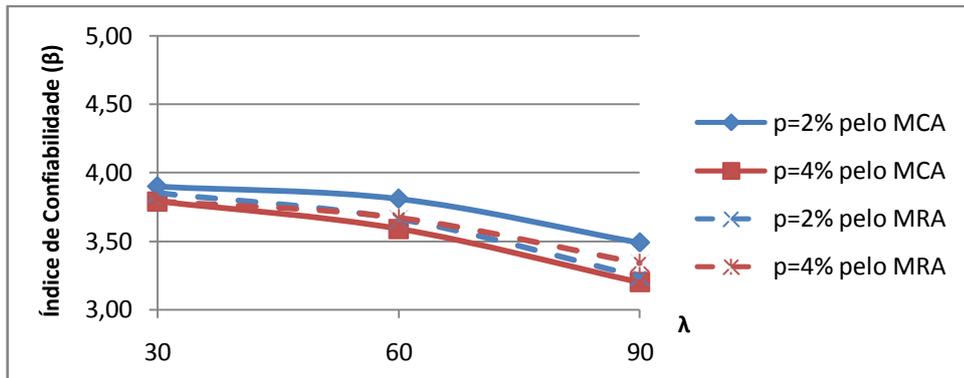


Figura 6.316 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x λ para fck=30MPa, e1/h=0,2 e r=0,25.

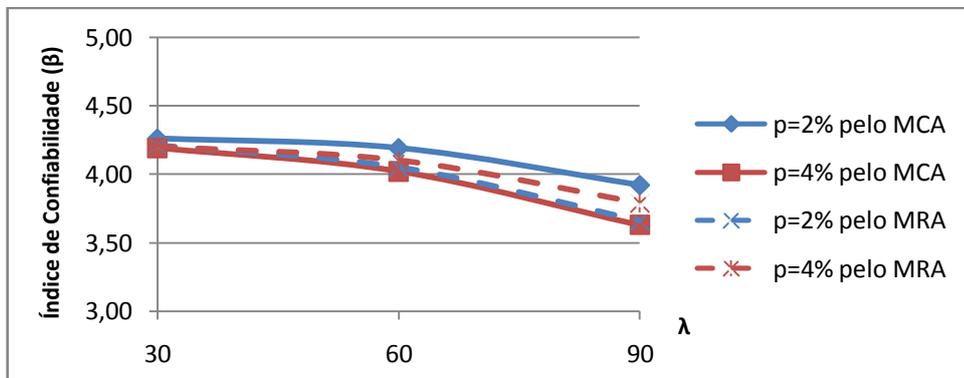


Figura 6.317 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x λ para fck=30MPa, e1/h=0,2 e r=0,50.

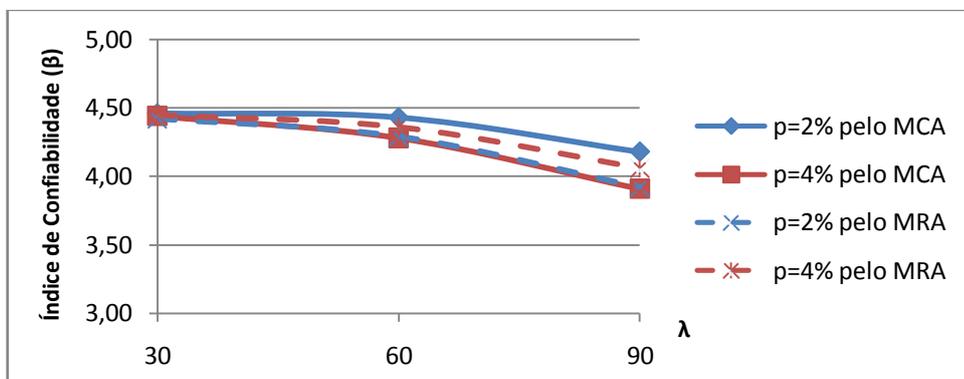


Figura 6.318 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x λ para fck=30MPa, e1/h=0,2 e r=0,75.

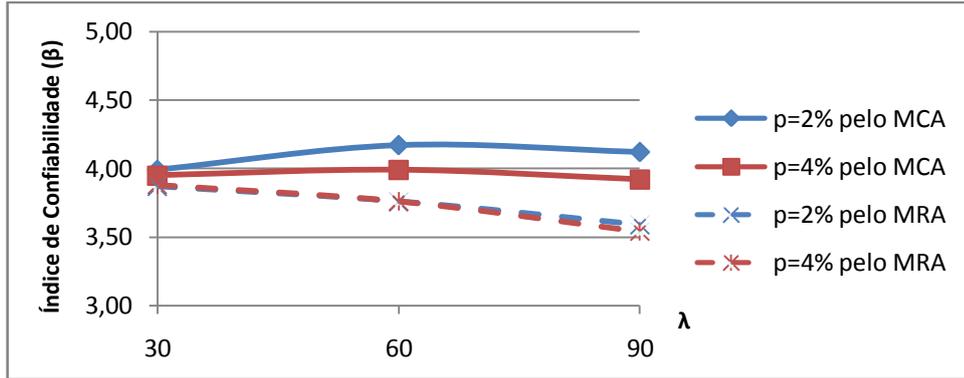


Figura 6.319 – Análise da variação na taxa de armadura (p%) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,25$.

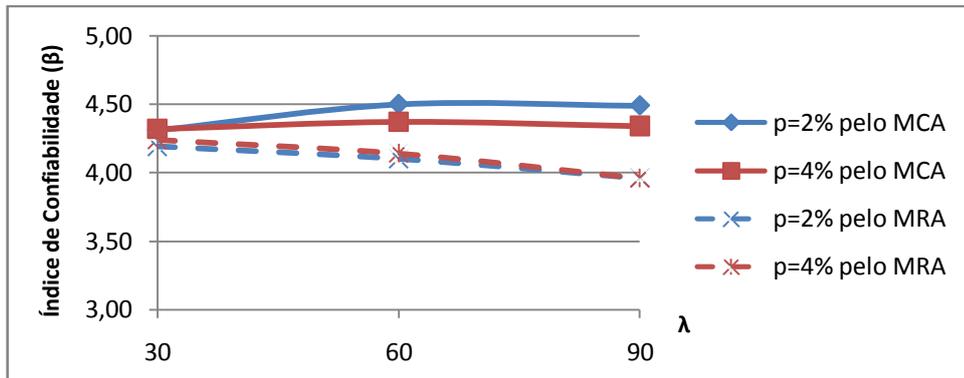


Figura 6.320 – Análise da variação na taxa de armadura (p%) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,50$.

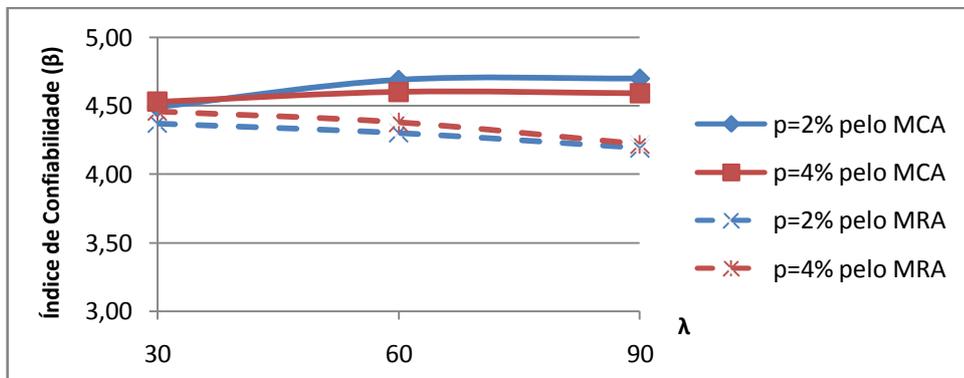


Figura 6.321 – Análise da variação na taxa de armadura (p%) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,1$ e $r=0,75$.

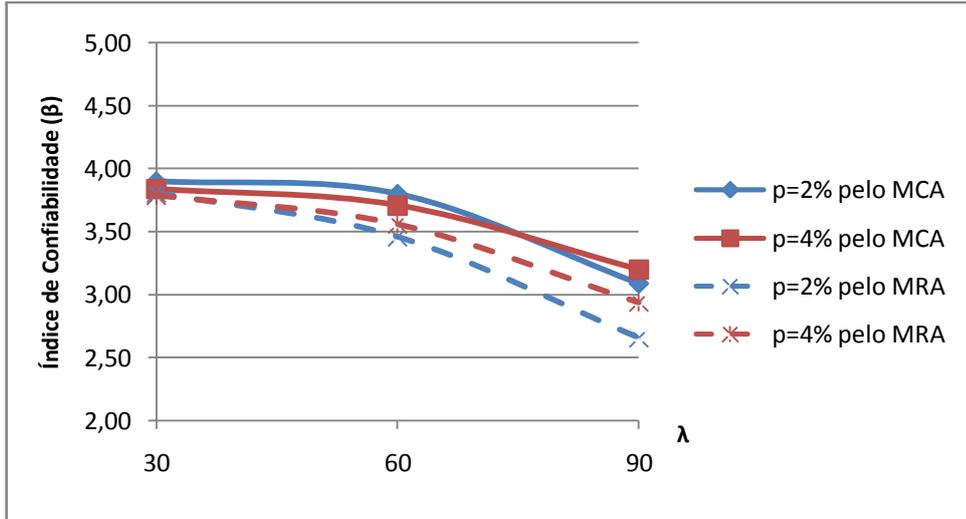


Figura 6.322 – Análise da variação na taxa de armadura (p%) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,25$.

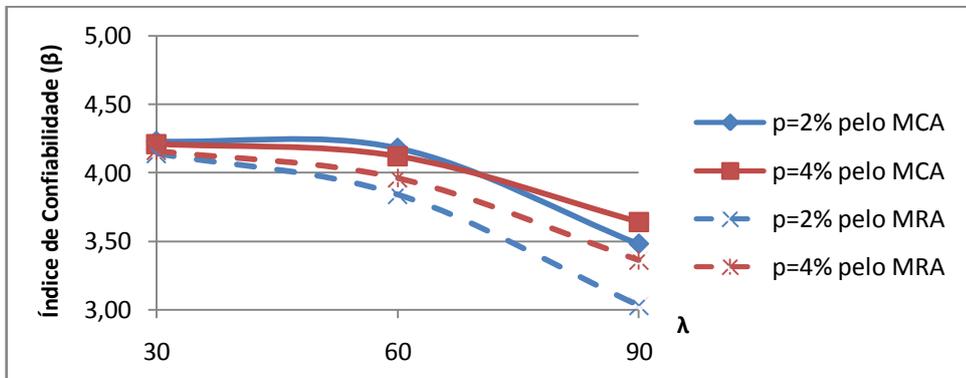


Figura 6.323 – Análise da variação na taxa de armadura (p%) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,50$.

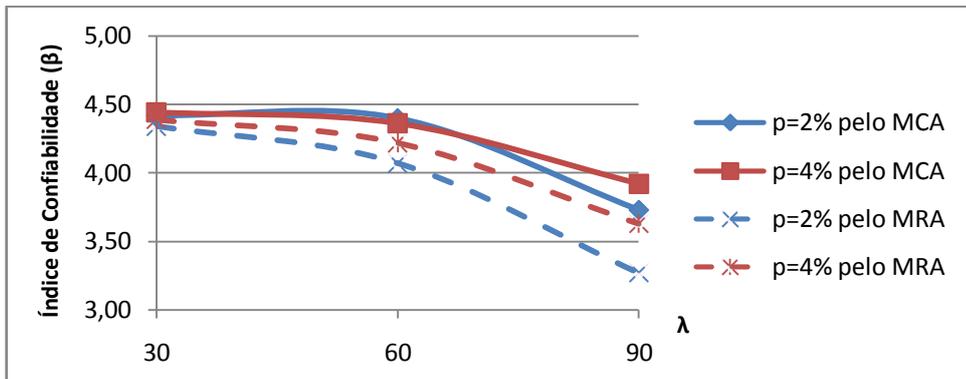


Figura 6.324 – Análise da variação na taxa de armadura (p%) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,75$.

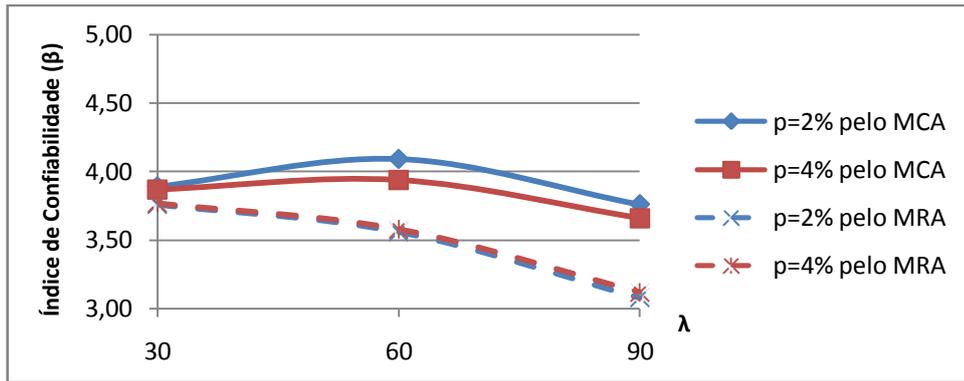


Figura 6.325 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x λ para fck=90MPa, e1/h=0,1 e r=0,25.

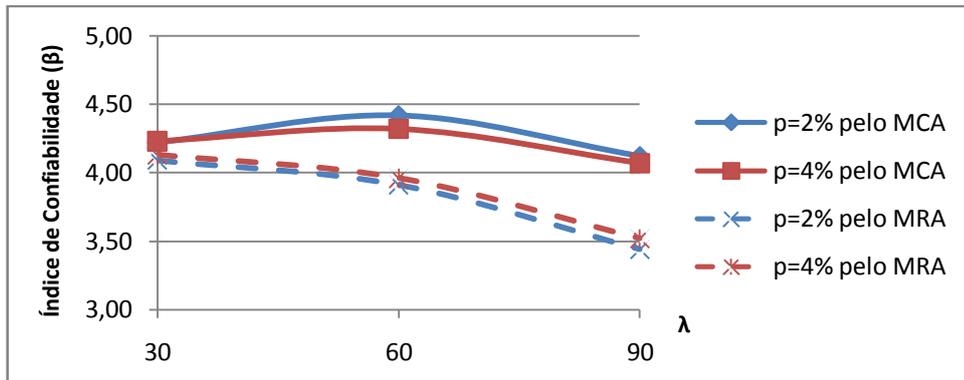


Figura 6.326 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x λ para fck=90MPa, e1/h=0,1 e r=0,50.

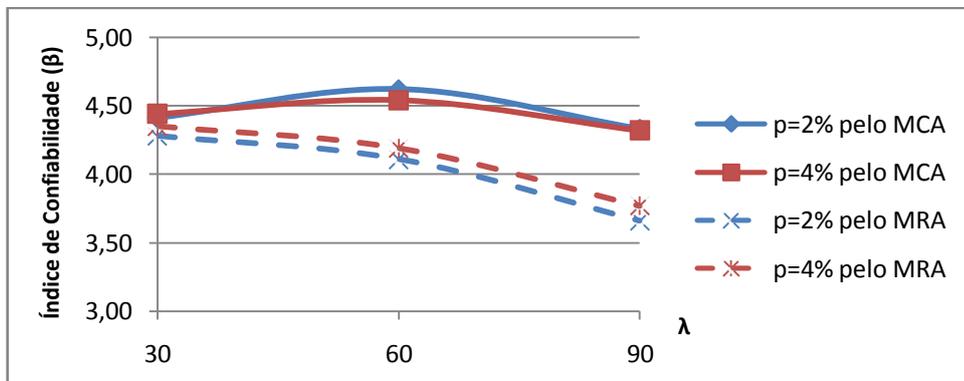


Figura 6.327 – Análise da variação na taxa de armadura (ρ%) pelo gráfico β x λ para fck=90MPa, e1/h=0,1 e r=0,75.

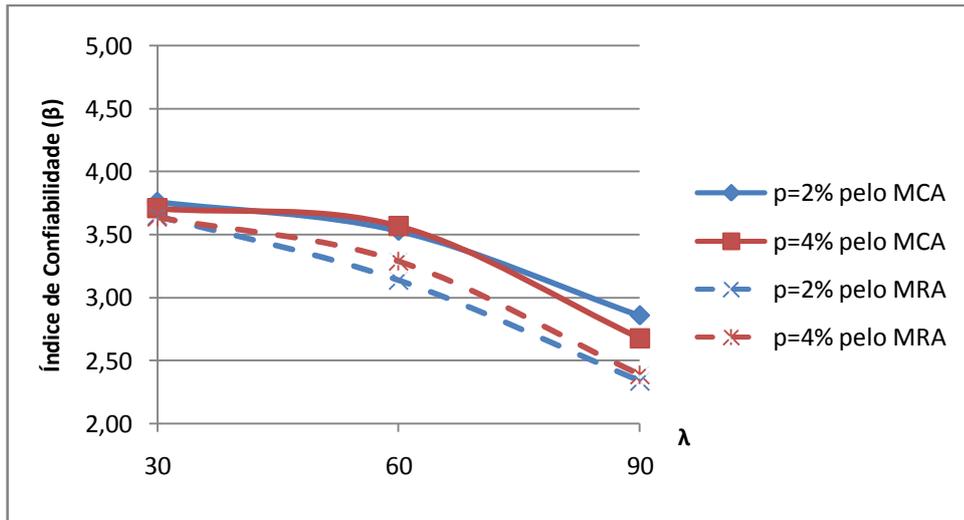


Figura 6.328 – Análise da variação na taxa de armadura (p%) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,25$.

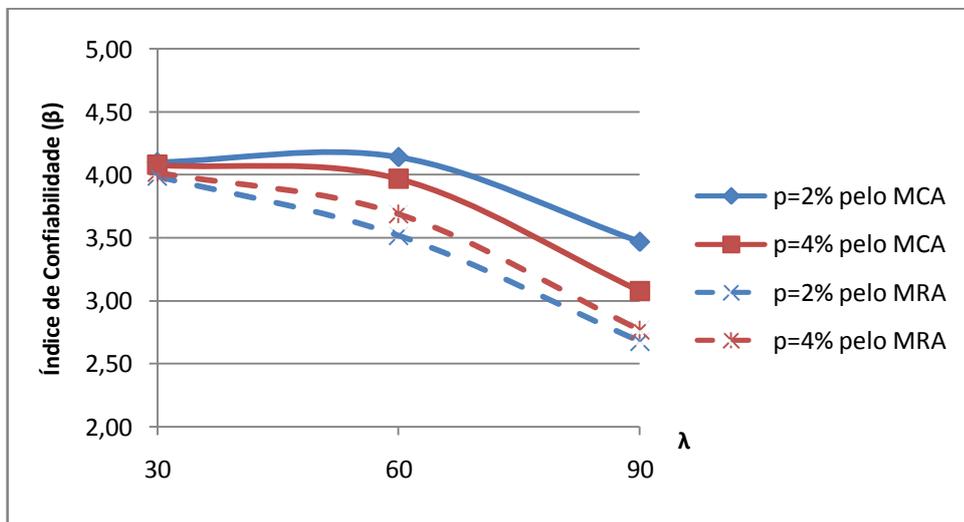


Figura 6.329 – Análise da variação na taxa de armadura (p%) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,50$.

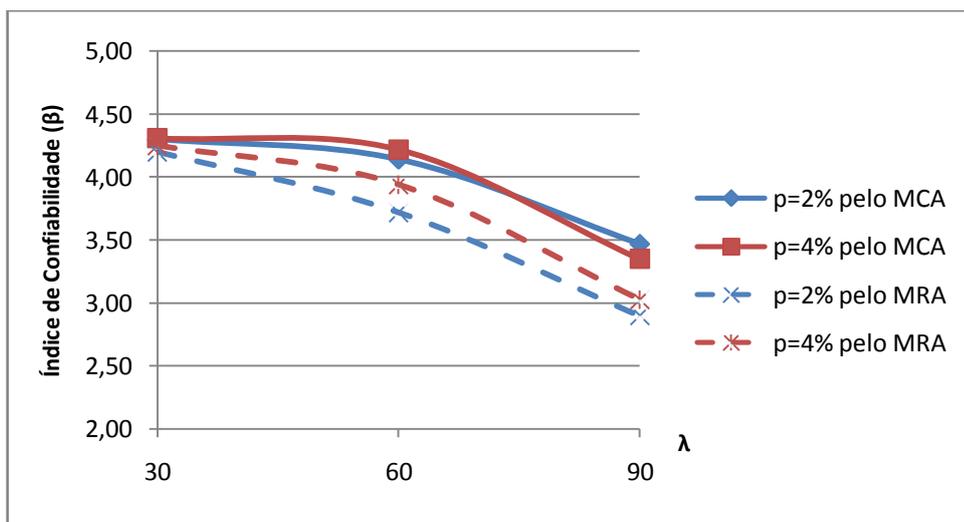


Figura 6.330 – Análise da variação na taxa de armadura (p%) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $e_1/h=0,2$ e $r=0,75$.

As situações mostraram uma pequena diferença na confiabilidade entre as duas taxas de armadura. Pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA), geralmente $\rho = 2\%$ implica em resultados ligeiramente maiores, já pelo Método da Rigidez Aproximada (MRA), o contrário acontece.

O mais interessante a se observar foi novamente a mudança na declividade que ocorreu em alguns gráficos quando a esbelteza do pilar foi igual a 90.

6.5.4. Análises em relação à excentricidade relativa de primeira ordem.

Nas Fig. 6.331 a Fig. 6.348 são apresentados gráficos $\beta \times \lambda$ onde a excentricidade relativa de primeira ordem é analisada.

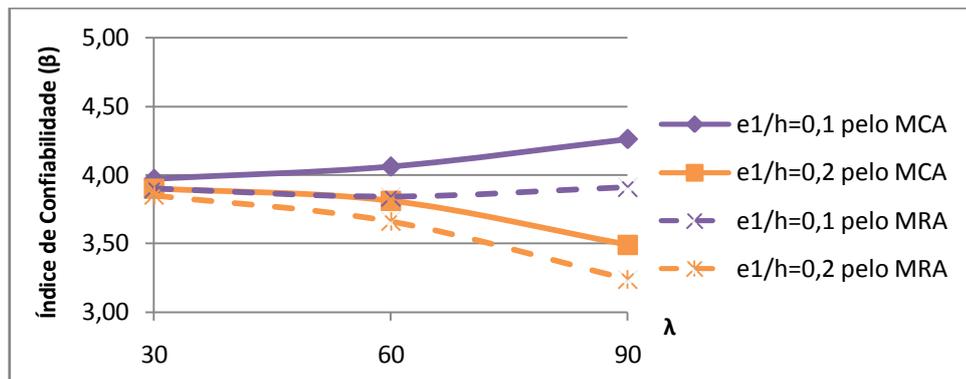


Figura 6.331 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,25$.

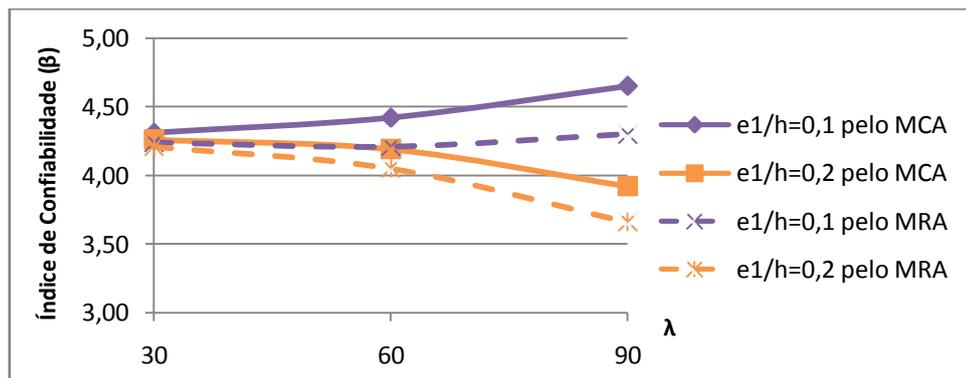


Figura 6.332 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,50$.

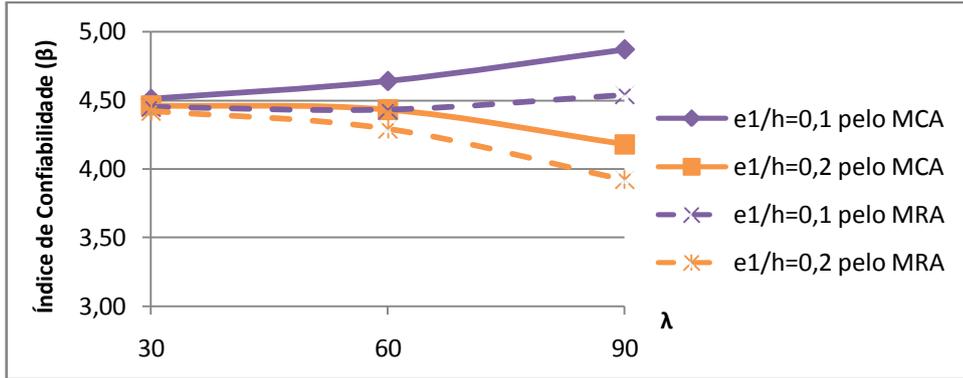


Figura 6.333 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=2\%$ e $r=0,75$.

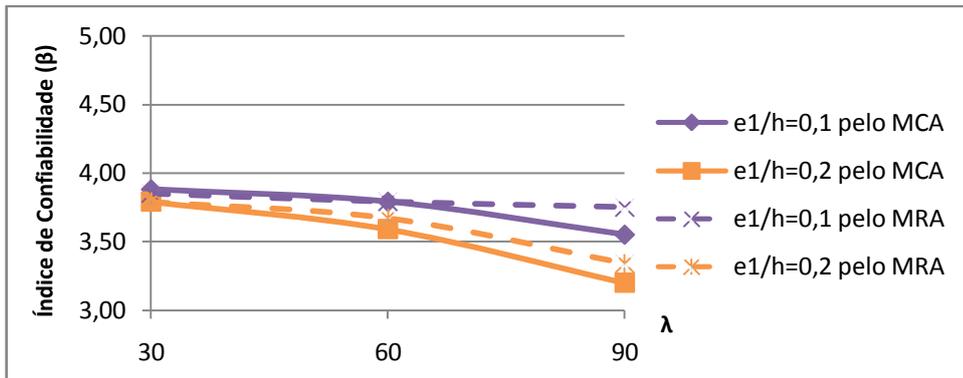


Figura 6.334 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

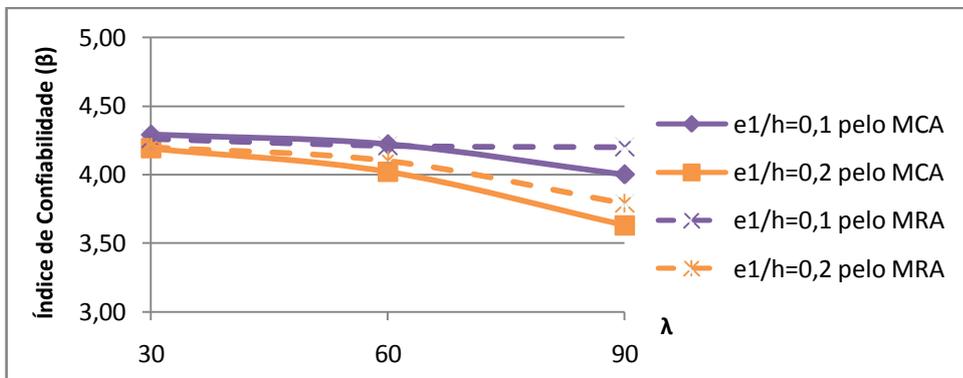


Figura 6.335 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

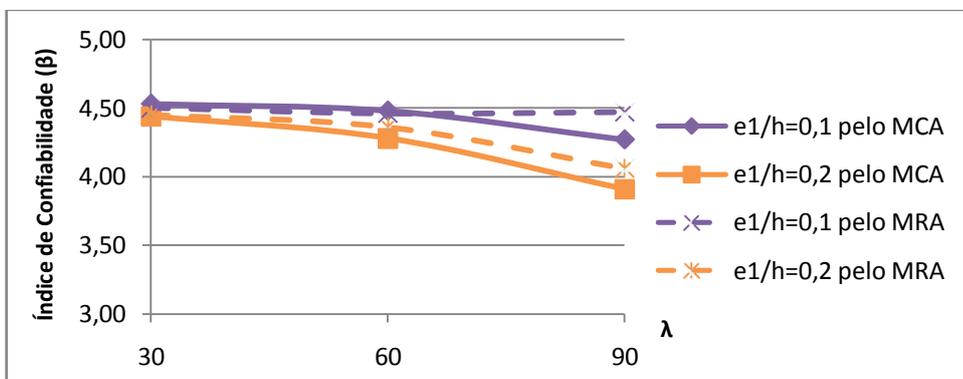


Figura 6.336 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=30\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

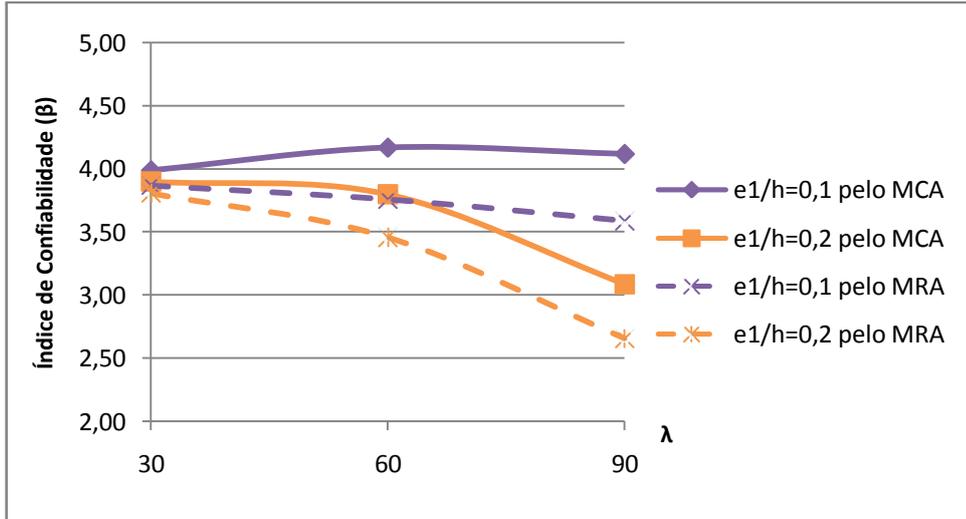


Figura 6.337 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico β x λ para fck=60MPa, ρ=2% e r=0,25.

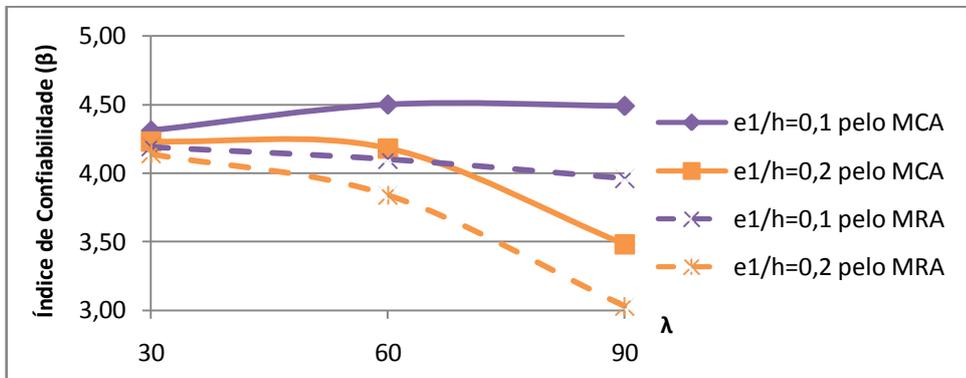


Figura 6.338 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico β x λ para fck=60MPa, ρ=2% e r=0,50.

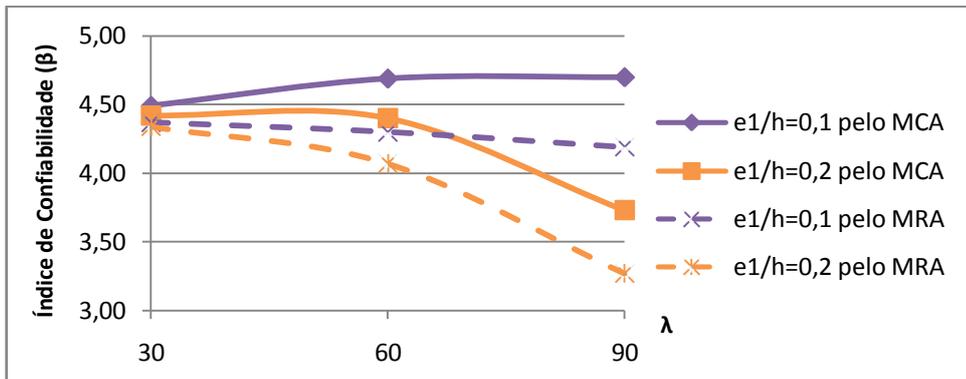


Figura 6.339 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico β x λ para fck=60MPa, ρ=2% e r=0,75.

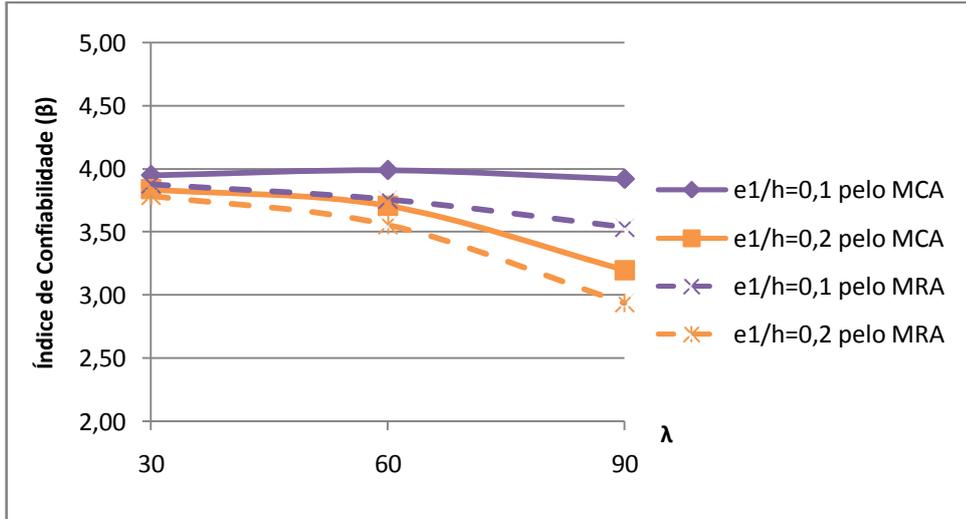


Figura 6.340 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

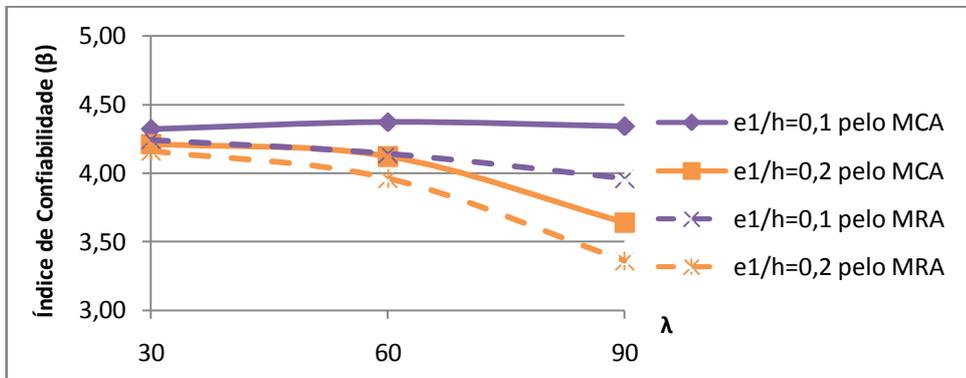


Figura 6.341 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

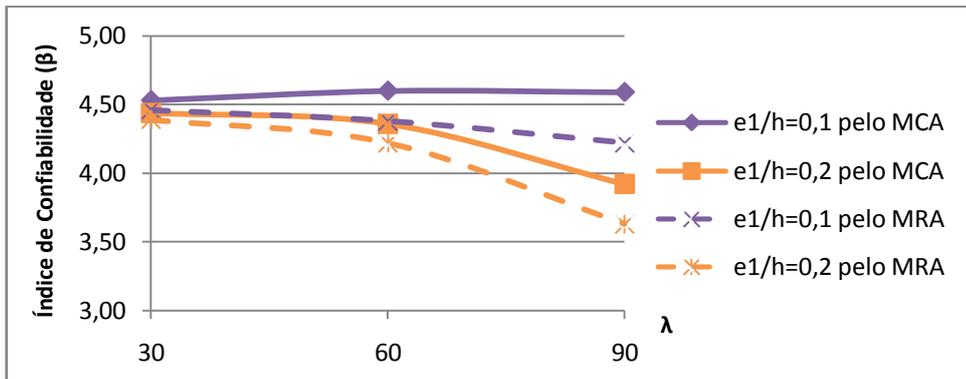


Figura 6.342 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem ($e1/h$) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=60\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

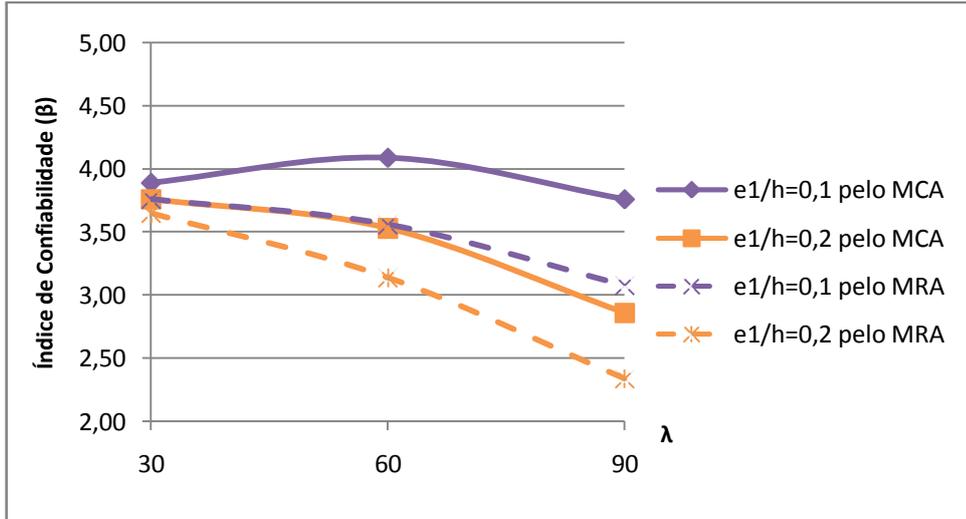


Figura 6.343 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico β x λ para fck=90MPa, ρ=2% e r=0,25.

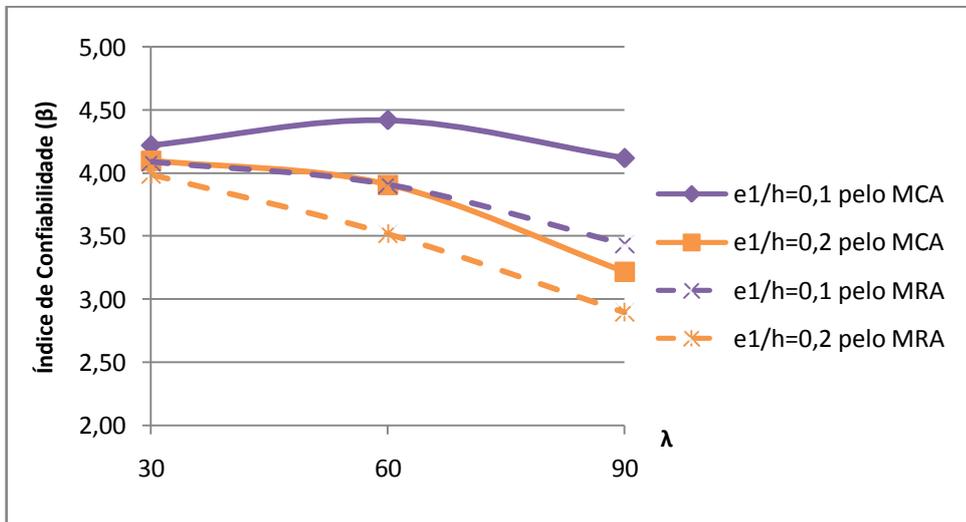


Figura 6.344 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico β x λ para fck=90MPa, ρ=2% e r=0,50.

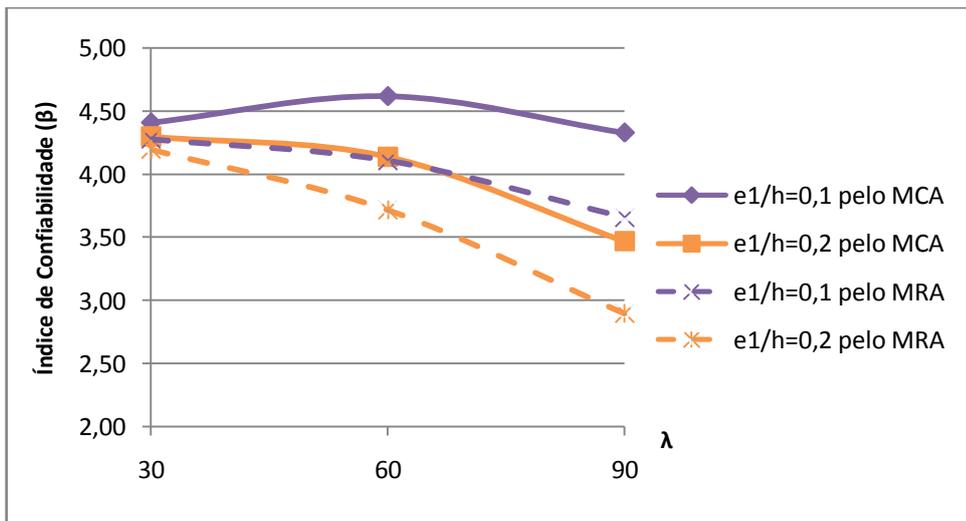


Figura 6.345 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e1/h) pelo gráfico β x λ para fck=90MPa, ρ=2% e r=0,75.

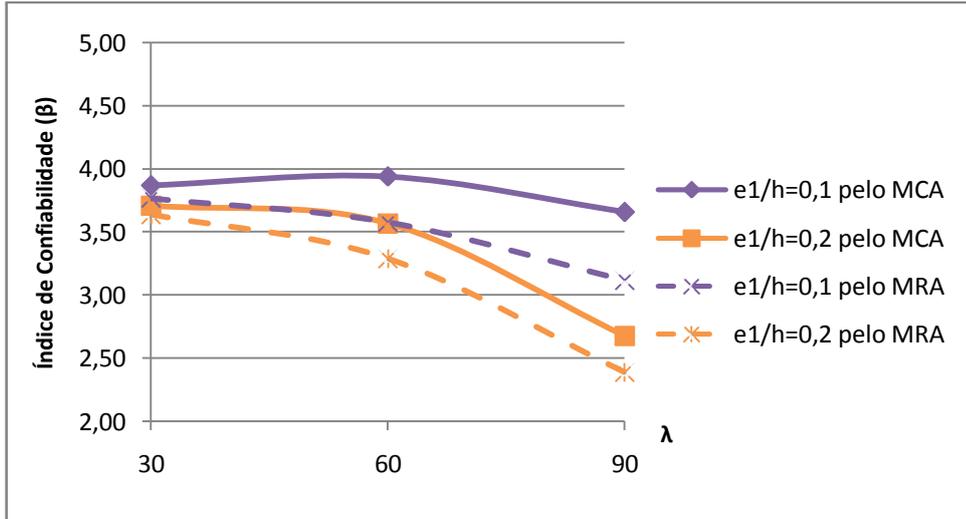


Figura 6.346 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,25$.

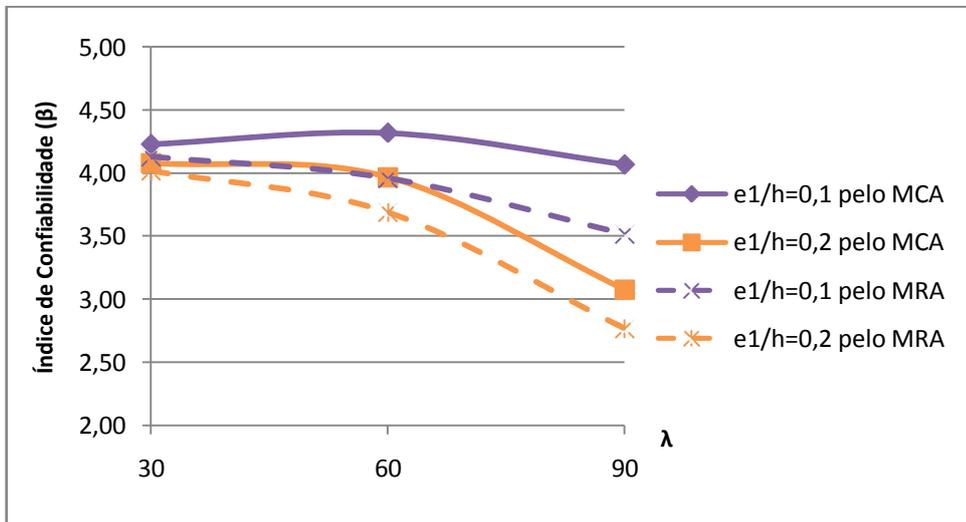


Figura 6.347 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,50$.

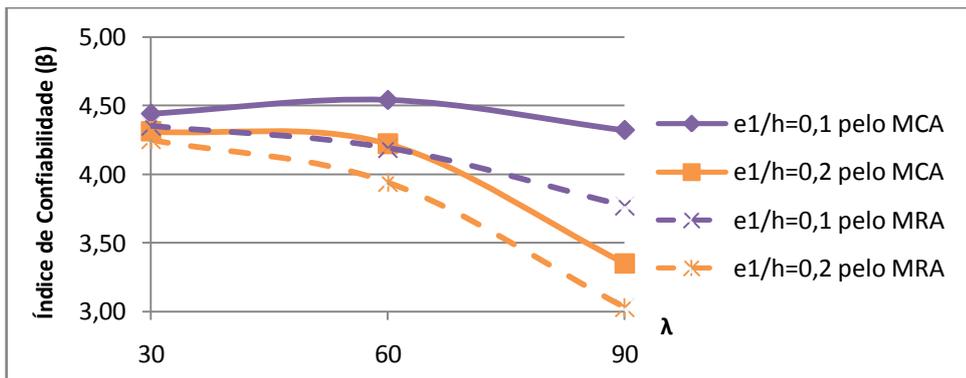


Figura 6.348 – Análise da variação na excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) pelo gráfico $\beta \times \lambda$ para $f_{ck}=90\text{MPa}$, $\rho=4\%$ e $r=0,75$.

Em todas as situações $e_1/h = 0,10$ correspondeu a maiores valores de confiabilidade que $e_1/h = 0,20$, seja pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA) ou pelo Método da

Rigidez Aproximada (MRA), que geraram curvas de tendências semelhantes. Essa diferença entre as duas curvas é pequena quando $\lambda = 30$, e aumenta quando $\lambda = 90$.

Em nenhum dos gráficos a curva para $e_1/h = 0,20$ teve uma inclinação positiva, já para $e_1/h = 0,10$ isso chegou a acontecer em alguns momentos.

6.6. DENSIDADE DE PROBABILIDADE

Foram feitas algumas análises mais aprofundadas para descobrir o motivo de um pilar ter o índice de confiabilidade maior que outro.

Como foram observados que, na maioria das vezes, o β era maior quando a excentricidade de segunda ordem era calculada pelo Método da Curvatura Aproximada (MCA), decidiu-se avaliar as curvas de densidades de probabilidade para um destes casos.

Na Fig. 6.349 estão as curvas de densidade de probabilidade dos valores resistentes e solicitantes para o caso de um pilar com $f_{ck} = 60$ MPa, $\lambda = 90$, $e_1/h = 0,2$, $\rho = 2\%$ e $r = 0,75$, cuja confiabilidade é modificada para os diferentes métodos de cálculo de efeitos de segunda ordem. Vale lembrar que essas curvas foram aproximadas para uma distribuição Normal, a fim de facilitar a observação.

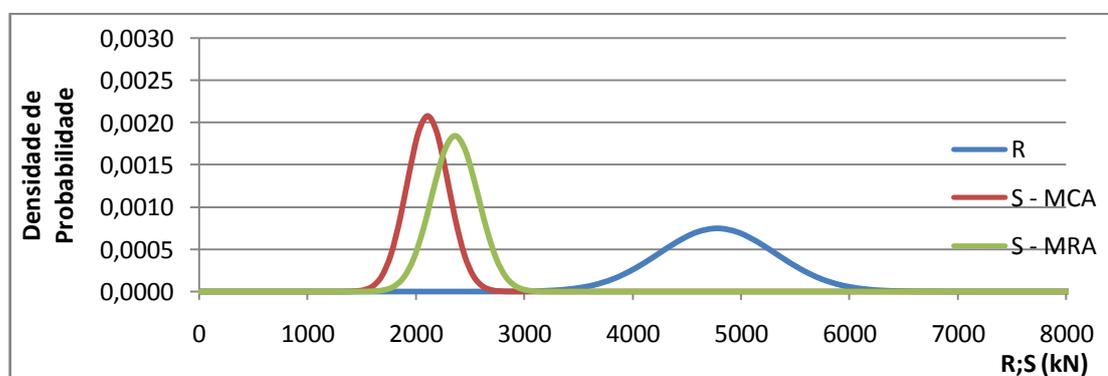


Figura 6.349 – Análise da densidade de probabilidade para a influência de MCA e MRA.

Verifica-se que os valores resistentes são os iguais, afinal é o mesmo pilar. Já os valores solicitantes são diferentes, pois utilizam distintos métodos de cálculo. Pelo Método da Curvatura Aproximada, o valor médio e o desvio-padrão dos esforços solicitantes foram menores, aumentando a média da margem de segurança ($\mu_M = \mu_R - \mu_S$) e diminuindo o desvio-padrão da margem ($\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$). Com isso, β aumenta ($\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M}$).

Foram feitas análises semelhantes para os variados pilares apresentados no trabalho, e estes são bons indicativos do que influencia efetivamente no cálculo da confiabilidade da estrutura.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi realizado um estudo amplo, conceitual e numérico sobre a confiabilidade de pilares de concreto de alta resistência. Foi adotada uma metodologia gradual do problema, seguindo uma sequência de estudo e análise que possibilitasse a observação dos diversos parâmetros que influenciam no comportamento de tais estruturas.

No desenvolvimento do trabalho, primeiramente foram estudadas as propriedades do concreto de alta resistência e o projeto de pilares segundo a NBR 6118:2014, o ACI-318 e o Código Modelo 2010 da fib. A seguir foram realizadas revisões bibliográficas sobre a análise não linear de pilares de concreto armado através do método dos elementos finitos e sobre a confiabilidade de estruturas.

Foi desenvolvido, então, um modelo numérico para a análise não linear de pilares de concreto de alta resistência submetidos à flexo-compressão normal e, através de coleta de dados de ensaios de pilares, realizou-se a validação deste modelo com dados experimentais. A estimativa de erro do modelo foi calculada e utilizada para dar sequência a este trabalho.

Os estudos paramétricos realizados sobre os pilares dimensionados segundo a NBR 6118:2014 levaram em consideração a variação: na resistência à compressão do concreto (30, 60 e 90 MPa); na razão entre a carga permanente e a total (0,25, 0,50 e 0,75); na taxa de armadura (2% e 4%); na excentricidade relativa de primeira ordem (0,10 e 0,20); e na esbeltez da estrutura (30, 60 e 90). Além disso, foram analisados o Método da Curvatura Aproximada (MCA) e o Método da Rigidez Aproximada (MRA) para o cálculo dos efeitos de segunda ordem.

Foi observado que quanto maior a influência da carga acidental, menor é o índice de confiabilidade, sendo que em alguns casos o valor de β estava abaixo do ideal. Ou seja, quando a razão entre a carga permanente e a total foi igual a 0,25, o cálculo pela NBR 6118:2014 não foi tão seguro quanto se esperava. É importante ressaltar que as situações onde os pilares recebem maior carga acidental são pouco comuns na construção civil.

Quanto maior a esbeltez de um pilar, menor sua confiabilidade. Para as situações de índice de esbeltez igual a 30 e 60, a diferença no índice de confiabilidade não foi tão significativa, mas para os pilares mais esbeltos, de $\lambda = 90$, o índice β diminuiu consideravelmente.

Os pilares de concreto com resistência à compressão de 90 MPa dimensionados de acordo com a NBR 6118:2014 tiveram em um índice de confiabilidade mais baixo que os demais. Ainda assim, foram poucos os casos em que a probabilidade de falha foi maior que a adequada.

O aumento da excentricidade relativa de primeira ordem também implicou em uma menor confiabilidade, o que já se previa. Aliás, observou-se que quanto maior a esbeltez, maior é a influência da excentricidade de primeira ordem no cálculo do índice de confiabilidade.

Na grande maioria das situações, o Método da Curvatura Aproximada (MCA) gerou resultados mais seguros que o Método da Rigidez Aproximada (MRA). As exceções foram os casos de pilares esbeltos com maior armadura e resistência à compressão do concreto de 30 MPa. Mesmo assim, os métodos geraram gráficos parecidos, demonstrando curvas de comportamentos semelhantes, ainda que os valores fossem diferentes.

Na análise das taxas de armadura, observou-se pouca diferença de valores na confiabilidade para as taxas de 2% e 4% nas situações de pilares mais robustos. Para pilares mais esbeltos, dependendo do método utilizado para o cálculo dos efeitos de segunda ordem, o índice β foi maior para uma taxa que para a outra. Quando empregado o Método da Curvatura Aproximada, geralmente a confiança era maior para uma armadura de 2%. Já para o Método da Rigidez Aproximada, β foi maior para uma taxa de armadura igual a 4%.

De todos os pilares dimensionados pela NBR 6118:2014, o que apresentou menor probabilidade de falha foi o pilar de $f_{ck} = 30$ MPa, $\lambda = 30$, $e_1/h = 0,1$, $\rho = 4\%$ e $r = 0,75$, sendo $\beta = 4,53$ e P_f muito próxima de zero. Já a maior probabilidade de falha foi para o pilar de $f_{ck} = 90$ MPa, $\lambda = 90$, $e_1/h = 0,2$, $\rho = 2\%$ e $r = 0,25$, calculado pelo Método da Rigidez Aproximada, sendo $\beta = 2,34$ e $P_f = 9,6 \times 10^{-3}$. Nota-se que, no pior caso, mesmo não atingindo o nível de confiabilidade requerido, a probabilidade de falha é razoavelmente pequena.

De modo geral, o estudo e a pesquisa desenvolvidos neste trabalho contribuíram para a compreensão da importância da confiabilidade no projeto de pilares esbeltos de concreto de alta resistência. Procurou-se identificar as variáveis mais significativas para o cálculo de pilares a fim de desenvolver uma análise profunda e ampla do problema.

Os estudos indicam que a NBR 6118:2014 está adequada para a grande maioria das situações aplicadas na engenharia civil, sendo necessário um maior cuidado nos casos críticos de maior influência da carga acidental, principalmente quando combinada a pilares mais esbeltos.

Para trabalhos futuros, sugere-se: o estudo de pilares esbeltos de concreto de alta resistência submetidos à flexo-compressão oblíqua; a avaliação da confiabilidade de vigas de concreto de alta resistência; e o desenvolvimento de banco de dados nacional para uma melhor caracterização das estatísticas de materiais e geometria das estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AITCIN, P. C. **Concreto de Alto Desempenho**. Tradução: Geraldo G. Serra, Pini, São Paulo, 2000.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-318: Building Code Requirements for Structural Concrete**. Michigan, 2011.

ANG, A. H.; TANG, W. H. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design**, Vol. I, John Wiley, Nova Iorque, 1975.

ANG, A. H.; TANG, W. H. **Probability Concepts in Engineering Planning and Design**, Vol. II, John Wiley, Nova Iorque, 1984.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**, Vol. 1 – 2 – 3 - 4, Dunas, Rio Grande, 2010.

ARAÚJO, J. M. Probabilistic analysis of reinforced concrete columns. In: ADVANCES IN ENGINEERING SOFTWARE, Vol. 32, No. 12, p. 871-879, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655: Concreto de cimento Portland– Preparo, controle e recebimento - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2006.

AYYUB, B.M.; MCCUEN, R.H. Simulation-based reliability methods. In: SUNDARARAJAN, C. **Probabilistic structural mechanics handbook**. Cap. 4, p. 53-69. Chapman & Hall, New York, 1995.

CAMPOS, F. G. V. Ações decisórias em engenharia estrutural com enfoque na viabilidade do concreto e projetos de alto desempenho. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO – REIBRAC/IBRACON, 41. Salvador, 1999.

CLAESON, C.; GYLLTOF, K. Slender high-strength concrete columns subjected to eccentric loading. In: JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, 124, p. 233 – 240, 1998.

DINIZ, S. M. Reliability bases for high-strength concrete columns. In: JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, 123, p. 1375 – 1381, 1997.

DINIZ, S. M. C. A Confiabilidade Estrutural e a Evolução das Normas Técnicas. In: VI Simpósio EPUSP – Estruturas de Concreto. São Paulo-SP, 2006.

DINIZ, S. M. C.; FRANGOPOL, D. Reliability Bases for High-Strength Concrete Columns. **Journal of Structural Engineering**.v.123, p.1375-1381, October, 1997.

EL-REEDY, M. A. **Reinforced Concrete Structural Reliability**, CRC Press, EUA, 2013.

Fédération Internationale du Béton. *fib Model Code 2010*. Final Draft. 2 vol. (Bulletins 65-66), 2012

GALAMBOS, T. V.; ELLINGWOOD, B.; MACGREGOR, J. G.; CORNELL, C. A. Probability-based load criteria: assessment of current design practice. In: JOURNAL OF STRUCTURAL ASCE, 108, p. 959-977, 1982.

GOYAL, B. B.; JACKSON N. Slender concrete columns under sustained load. **Journal of the Structural Division**.v.97, p.2729-2750, Nov, 1971.

HASSOFER, A. M.; LIND, N. An exact and invariant first order reliability format. In: JOURNAL OF ENGINEERING MECHANICS, ASCE, Vol. 100, n. EM1, p. 111-121, Fevereiro, 1974.

KIM, J. K.; YOUNG, J. K. Buckling behaviour of slender high-strength concrete columns. **Engineering Structures**, v. 17, n.1, pp. 39-51, 1995.

MacGREGOR, J. G. **Reinforced Concrete – Mechanics and Design**. Edição Internacional. 3ª Ed, Prentice-Hall Internacional, 1997.

MACHADO, E.R. **Avaliação da Confiabilidade de Estruturas em Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia), EE-UFMG, Belo Horizonte, 2001.

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.

MELCHERS, R. E. **Structural Reliability and Prediction**, John Wiley, Nova Iorque, 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.

MENDONÇA, A. F. Concepção estrutural de concreto de alta resistência - fatores relevantes no projeto estrutural de edifícios. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO – REIBRAC/IBRACON, 40. Rio de Janeiro, 1998.

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.; 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. **Avaliação da Confiabilidade de Pilares Curtos em Concreto Armado Projetados Segundo a NBR 6118:2003 (Dissertação de Mestrado)**, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

NOWAK, A. S.; SZERSZEN, M. M. Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 1 – Statistical models for resistance. In: ACI STRUCTURAL JOURNAL, Vol. 100, No. 3, p. 377 – 382, 2003.

REAL, M. V. **Análise Probabilística de Estruturas de Concreto Armado, Sob Estado Plano de Tensão, Através do Método dos Elementos Finitos (Tese de Doutorado)**, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

SAGRILO, L. V. **Análise de Confiabilidade Estrutural Utilizando os Métodos Analíticos FORM e SORM (Tese de Doutorado)**, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 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)**, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

SHAH, S. P.; AHMAD, S. H. **High Performance Concrete: Properties and Applications**, McGraw-Hill, Grã-Bretanha, 1984.

SKRABEK, B. W. **Strength reliability of short and slender composite steel-concrete columns**. Thesis for Master of Science. University of Manitoba, Winnipeg - CAN, 1989.

SHINOZUKA, M. Basic analysis of structural safety. In: JOURNAL OF STRUCTURAL ASCE, 109, p. 721-740, 1983.

TICHÝ, M. Applied Methods of Structural Reliability – Topics in Safety, Reliability and Quality, vol.2, Kluwer Academic Publishers, Holanda, 1993.

VELASCO, M. de S. L. **Estudo Experimental das Propriedades do Concreto de Alto Desempenho (Dissertação de Mestrado)**, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2002.

ANEXO – MÉTODO DE MONTE CARLO

Simulação é o processo de tentar reproduzir o mundo real com base em um conjunto de hipóteses e modelos idealizados da realidade. Para fins de engenharia, a simulação pode ser aplicada para prever ou estudar a resposta de um sistema. Através de repetidas simulações, a sensibilidade da resposta do sistema à variação dos parâmetros de entrada pode ser avaliada. Para problemas envolvendo variáveis aleatórias com distribuições de probabilidade conhecidas (ou supostas), emprega-se a técnica de simulação de Monte Carlo (ANG e TANG, 1975), que foi aplicado no trabalho tomando como base uma rotina em linguagem FORTRAN desenvolvida por Araújo (2011), sendo aqui implementadas as novas diretrizes da NBR 6118:2014.

Neste método são gerados aleatoriamente os dados de entrada do problema, realizando uma análise determinística para cada conjunto de dados gerado e, depois, é feito o processamento estatístico dos resultados para determinação de valores esperados e variâncias de deslocamentos, reações, deformações e tensões.

O princípio do método de Monte Carlo é de desenvolver um modelo analítico, baseado em um programa de computador, capaz de reproduzir o comportamento do sistema. Sendo um ou mais parâmetros do sistema variáveis aleatórias, a análise do sistema é realizada várias vezes. Cada análise (chamada de ciclo de simulação) é baseada em um conjunto de parâmetros de entrada do sistema, obtidos de forma aleatória, de acordo com as distribuições de probabilidade que lhes foram atribuídas. Como resultado, diversas previsões de comportamento do sistema são obtidas. Então, métodos estatísticos são empregados para determinar os momentos e os tipos de distribuição de probabilidade das variáveis da resposta, que representam o comportamento do sistema.

As etapas analíticas e computacionais que são necessárias para a realização de simulações de Monte Carlo são (AYYUB e MCCUEN, 1995):

- definição do sistema;
- geração das variáveis aleatórias de entrada do sistema;
- realização da análise do sistema através do modelo matemático elaborado;
- análise estatística da resposta obtida;
- estudo da eficiência e da convergência do método.

A definição do sistema deve incluir a definição de suas condições de contorno, parâmetros de entrada, parâmetros da resposta e o modelo que relaciona os dados de entrada com os resultados. A definição dos dados de entrada do sistema deve incluir suas características probabilísticas, isto é, o conhecimento de seus momentos estatísticos e o tipo de suas distribuições de probabilidade. Os parâmetros de entrada são, então, gerados e fornecidos ao modelo para a obtenção dos parâmetros da resposta. Através da repetição do processo n vezes (para n ciclos de simulação), n conjuntos de parâmetros de resposta são obtidos. Métodos estatísticos podem ser agora empregados para determinar, por exemplo, o valor esperado (média), a variância, ou o tipo de distribuição de probabilidade dos parâmetros da resposta do sistema.

Neste trabalho os sistemas em análise são pilares de concreto armado, sendo os parâmetros de entrada do sistema: a geometria da estrutura; as propriedades mecânicas dos materiais concreto e aço; e as características do carregamento, tais como a excentricidade e o tipo da carga (permanente ou variável). O modelo utilizado para representar o comportamento de estruturas de concreto armado consiste na aplicação do método dos elementos finitos, na análise não-linear de estruturas de concreto armado, sob estado plano de tensão.

Os parâmetros da resposta da estrutura são os deslocamentos nos pontos nodais, as deformações e as tensões no concreto nos pontos de integração de Gauss, as reações de apoio, e as deformações e tensões ao longo da armadura.

Após a realização das simulações, é possível determinar-se para um parâmetro da resposta previamente escolhido, cujos valores obtidos durante as n simulações são armazenados, o valor esperado (média), o desvio padrão, o coeficiente de variação, a convergência do valor esperado e do desvio padrão com o aumento do tamanho da amostra, o intervalo de confiança com uma certa probabilidade de ocorrência, além de outras características estatísticas da resposta.

Após a realização de n simulações de Monte Carlo, tem-se à disposição um conjunto de dados representando a variabilidade dos parâmetros da resposta da estrutura. Assim sendo, cada parâmetro da resposta pode ser agora tratado como uma variável aleatória, da qual se conhece uma amostra de n componentes. Mediante uma análise estatística desta amostra, torna-se possível caracterizar os principais momentos e o tipo de distribuição de probabilidade desta variável aleatória.

Uma estimativa justa do valor esperado (média) \bar{x} da variável aleatória X , obtida a partir da amostra com n elementos, é calculada pela Eq. A.1.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

(A.1)

A estimativa justa do desvio padrão da variável aleatória X , calculada a partir da amostra, é, então, dada pela Eq. A.2.

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

(A.2)

Uma vez obtidas estimativas do valor esperado e do desvio padrão de X , seu coeficiente de variação V_X pode ser estimado pela Eq. A.3.

$$V_X = \frac{s}{\bar{x}}$$

(A.3)

Calculadas as estatísticas acima, é possível, através do Teste de χ -quadrado ou do Teste de Kolmogorov-Smirnov, determinar se a distribuição de probabilidade da variável aleatória ajusta-se à distribuição normal de probabilidade. A utilização de gráficos de probabilidade normal, também permite avaliar se a distribuição de uma variável aleatória adapta-se a uma distribuição normal ou não.

Concluindo, vale lembrar que as estimativas das propriedades de uma variável aleatória X , calculadas a partir de uma amostra com n elementos, serão mais precisas quanto maior for o número n de componentes da amostra. Portanto, é conveniente verificar a convergência dos momentos da variável aleatória na medida em que o tamanho da amostra (n) cresce, para que se tenha a certeza de que o número de simulações realizadas é o suficiente.