

SÉRGIO WEBER LOPES

**AVALIAÇÃO DA HOMOGENEIDADE E DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO  
DO CONCRETO POR MEIO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS**

Dissertação apresentada à  
Universidade Federal de Viçosa,  
como parte das exigências do  
Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil, para obtenção do  
título de *Magister Scientiae*

VIÇOSA  
MINAS GERAIS – BRASIL  
2014

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade  
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

L864a  
2014  
Lopes, Sérgio Weber, 1965-  
Avaliação da homogeneidade e da resistência à compressão  
do concreto por meio de ensaios não destrutivos / Sérgio Weber  
Lopes. – Viçosa, MG, 2014.  
xx, 152f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui apêndices.

Orientador: José Luiz Rangel Paes.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Inclui bibliografia.

1. Concreto. 2. Concreto - Resistência. 3. Ensaio não  
destrutivo. I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de  
Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia  
Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 620.136

Sérgio Weber Lopes

**AVALIAÇÃO DA HOMOGENEIDADE E DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO  
DO CONCRETO POR MEIO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS**

Dissertação apresentada à  
Universidade Federal de Viçosa,  
como parte das exigências do  
Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil, para obtenção do  
título de *Magister Scientiae*

Aprovada: 27 de fevereiro de 2014.

---

Prof. Leonardo Gonçalves Pedroti

---

Prof. Reginaldo Carneiro da Silva

---

Prof. Gustavo de Souza Veríssimo  
(Coorientador)

---

Prof. José Luiz Rangel Paes  
(Orientador)

Aos meus pais, Magela e Mary.  
À minha esposa, Cilene e  
aos meus filhos Vanessa e Murilo,  
companheiros de todos os momentos.

## **AGRADECIMENTOS**

À Deus, pela vida, sabedoria, paciência e perseverança para realizar este trabalho.

Aos meus pais, pelo amor e apoio em todos os momentos.

À minha esposa Cilene, companheira e parceira neste projeto.

Aos meus filhos Vanessa e Murilo, pelo incentivo em todos os momentos.

Ao Professor José Luiz Rangel Paes, minha gratidão pelo apoio, pela presença nos momentos importantes desta pesquisa e pela oportunidade de realizá-lo sob sua orientação.

Ao Professor Gustavo de Souza Veríssimo, pela orientação e aprendizado.

Aos Professores Reginaldo Carneiro da Silva, Aline Werneck Barbosa de Carvalho, Antonio Cleber Gonçalves Tibiriçá, pelos conhecimentos adquiridos.

Aos Professores Eduardo Antonio Gomes Marques e Joel Gripp Junior pela colaboração no desenvolvimento da pesquisa.

À Lafarge Concreto, pela concessão na realização deste estudo, bem como o apoio na execução dos ensaios realizados.

À Universidade Federal de Viçosa, pela oportunidade e aprendizado.

À Construtora Premium, pela colaboração na realização de ensaios experimentais.

A todos os professores, colegas e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, que de alguma forma colaboraram e apoiaram.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	ix
<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	xii
<b>LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS</b> .....	xvi
<b>RESUMO</b> .....	xvii
<b>ABSTRACT</b> .....	xviii
<b>1 Introdução</b> .....	1
1.1 Considerações preliminares .....	1
1.2 Objetivos .....	4
1.3 Justificativa de relevância do tema.....	5
1.4 Metodologia .....	5
1.5 Estrutura da Dissertação .....	7
<b>2 Fundamentação teórica</b> .....	8
2.1 Aspectos relevantes sobre a resistência à compressão do concreto .....	8
2.1.1 Considerações preliminares.....	8
2.1.2 Valores representativos da resistência à compressão .....	9
2.1.3 Fatores que influenciam a resistência à compressão .....	11
2.2 Avaliação direta da resistência à compressão do concreto.....	13
2.2.1 Ensaios destrutivos (ED).....	13
2.2.2 Ensaio de compressão.....	14
2.2.2.1 Ensaio em corpos de prova moldados com concreto ..	14

2.2.2.2	Ensaio em corpos de prova extraídos .....	16
2.3	Avaliação indireta da resistência à compressão do concreto .....	17
2.3.1	Ensaio não destrutivo (END) .....	17
2.3.2	Ensaio de penetração de pino.....	19
2.3.2.1	Procedimento do ensaio de penetração de pino .....	21
2.3.2.2	Fatores que influenciam os resultados do ensaio.....	21
2.3.3	Ensaio de esclerometria.....	22
2.3.3.1	Procedimento do ensaio de esclerometria.....	23
2.3.3.2	Fatores que influenciam os resultados do ensaio de esclerometria .....	26
2.3.4	Ensaio de pulso ultra-sônico .....	28
2.3.4.1	Procedimento do ensaio de pulso ultra-sônico .....	29
2.3.4.2	Posicionamento dos transdutores.....	31
2.3.4.3	Fatores que influenciam os resultados do ensaio.....	32
2.4	Métodos para estimar a resistência à compressão do concreto.....	32
2.4.1	Análise de regressão .....	32
2.4.2	Análise com auxílio de redes neurais artificiais – RNA .....	33
2.4.2.1	Generalidades sobre as redes neurais artificiais .....	33
2.4.2.2	A origem biológica das redes neurais.....	34
2.4.2.3	Neurônio artificial .....	36
2.4.2.4	Breve histórico das redes neurais artificiais.....	39
2.4.2.5	Funcionamento das redes neurais artificiais .....	44
2.4.2.6	Modelagem, treinamento e utilização de Redes Neurais Artificiais .....	46
2.4.2.7	Perceptrons multi-camada .....	46
2.4.2.8	O algoritmo back-propagation .....	47

2.5 Avaliação da homogeneidade do concreto na estrutura.....	51
<b>3 Programa experimental .....</b>	<b>53</b>
3.1 Características do programa experimental.....	54
3.1.1 Programa de ensaios em laboratório .....	54
3.1.2 Programa de ensaios em obras .....	60
3.2 Materiais utilizados nos concretos.....	63
3.2.1 Cimento.....	63
3.2.2 Agregado graúdo .....	65
3.2.3 Agregado miúdo.....	65
3.2.4 Aditivos .....	66
3.3 Moldagem e cura dos corpos de prova .....	67
3.3.1 Corpos de prova cilíndricos.....	67
3.3.2 Prismas de concreto .....	68
3.4 Ensaios realizados em laboratório.....	71
3.4.1 Ensaios de penetração de pinos.....	71
3.4.1.1 Equipamento utilizado .....	71
3.4.1.2 Distância entre pontos de cravação de pino.....	72
3.4.1.3 Definição da potência da pistola .....	77
3.4.1.4 Avaliação das características dos pinos e cartuchos de pólvora .....	82
3.4.2 Ensaios de esclerometria.....	84
3.4.2.1 Equipamento utilizado .....	84
3.4.2.2 Preparos para realização dos ensaios.....	85
3.4.3 Ensaios de pulso ultra-sônico .....	88
3.4.3.1 Equipamento utilizado .....	88

3.4.3.2	Preparos para realização dos ensaios.....	88
3.5	Ensaio para avaliação da homogeneidade do concreto na estrutura .....	90
<b>4</b>	<b>Resultados e discussão</b> .....	<b>92</b>
4.1	Resultados dos ensaios realizados em laboratório .....	93
4.2	Modelos para estimativa da resistência à compressão do concreto com base em ensaios de laboratório .....	96
4.2.1	Modelos de regressão linear, obtidos a partir de ensaios de laboratório.....	96
4.2.2	Redes Neurais Artificiais construídas a partir de ensaios de laboratório.....	109
4.2.3	Modelos de regressão obtidos a partir dos resultados gerados por meio de Redes Neurais Artificiais .....	112
4.2.4	Discussão dos resultados .....	119
4.3	Resultados dos ensaios realizados em obras.....	120
4.4	Estimativa da resistência à compressão do concreto em obra utilizando modelos de regressão .....	121
4.4.1	Estimativa da resistência à compressão a partir de resultados de ensaios de penetração de pino (PP).....	121
4.4.2	Estimativa da resistência à compressão a partir de resultados de ensaios de esclerometria (IE).....	122
4.4.3	Estimativa da resistência à compressão a partir da associação de resultados de ensaios de penetração de pinos e esclerometria.....	123
4.4.4	Discussão dos resultado .....	124
4.5	Avaliação da homogeneidade do concreto na estrutura .....	126
4.5.1	Resultados com base em ensaios de penetração de pinos e esclerometria em uma viga de concreto armado em obra..	126
4.5.2	Resultados com base em ensaios de penetração de pinos	

e esclerometria em um pilar de concreto armado.....	129
4.5.3 Discussão dos resultados .....	133
<b>5 Conclusões.....</b>	<b>135</b>
5.1 Conclusões gerais.....	135
5.2 Sugestões para trabalhos futuro.....	138
<b>Referências Bibliográficas .....</b>	<b>139</b>
<b>Apêndices</b>	
Apêndice A - Avaliação da resistência de compressão em corpos de prova que foram submetidos à ação da cura úmida e de pares de corpos de prova que não foram curados .....	143
Apêndice B - Medidas dos pinos de aço e peso dos finca pinos.....	148
Apêndice C - Ganho de resistência à compressão com idade de 63 dias.....	152

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Classificação orientativa da qualidade do concreto em função do ensaio de Velocidade de Pulso Ultra-sônico.....	31
Tabela 2	Planejamento dos ensaios em condições de laboratório.....	55
Tabela 3	Quadro resumo das séries de concretos analisados .....	55
Tabela 4	Síntese dos ensaios realizados .....	60
Tabela 5	Resultados da análise Física química do cimento .....	64
Tabela 6	Resultados da análise físico-mecânica do cimento .....	64
Tabela 7	Caracterização dos agregados graúdos .....	63
Tabela 8	Caracterização dos agregados miúdos .....	66
Tabela 9	Propriedades físicas e químicas do aditivo Mastermix BF 10 L - CRT.....	67
Tabela 10	Recomendações das normas para ensaio de penetração de pino.....	73
Tabela 11	Recomendações da Walsywa para definição de potência do disparo da pistola.....	79
Tabela 12	Penetração de pino e resistência à compressão correspondente para potência de disparo alta em prisma confeccionado com forma de compensado plastificado.....	81
Tabela 13	Penetração de pino e resistência à compressão correspondente para potência de disparo alta em prisma confeccionado com forma de Pinus.....	81
Tabela 14	Penetração de pino e resistência à compressão correspondente para potência de disparo média em prisma confeccionado com compensado plastificado.....	82
Tabela 15	Penetração de pino e resistência à compressão correspondente para potência de disparo média em prisma confeccionado com forma de Pinus.....	82
Tabela 16	Resultados dos ensaios realizados em condições de laboratório ...	93

Tabela 17	Planejamento dos modelos de regressão simples a serem obtidos a partir de ensaios não destrutivos realizados em condições de laboratório.....	97
Tabela 18	Modelos de regressão para definição do Modelo 1.1 .....	97
Tabela 19	Modelos de regressão para definição do Modelo 1.2 .....	98
Tabela 20	Modelos de regressão para definição do Modelo 1.3 .....	99
Tabela 21	Modelos de regressão para definição do Modelo 2.1 .....	100
Tabela 22	Modelos de regressão para definição do Modelo 2.2 .....	101
Tabela 23	Modelos de regressão para definição do Modelo 2.3 .....	102
Tabela 24	Síntese dos modelos de regressão obtidos a partir da correlação entre os resultados dos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão ( $f_c$ ), para diferentes tipos de formas.....	103
Tabela 25	Planejamento dos modelos de regressão múltipla a serem obtidos a partir de ensaios não destrutivos realizados em condições de laboratório.....	104
Tabela 26	Síntese dos modelos de regressão linear múltipla obtidos a partir da correlação entre os resultados dos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão ( $f_c$ ), para diferentes tipos de formas .....	108
Tabela 27	Indicadores de qualidade das Redes Neurais Artificiais selecionadas.....	109
Tabela 28	Resultados dos ensaios realizados em condições de laboratório e estimativa de resistência à compressão ( $f_{c\ est}$ ) por meio da RNA 3 .....	113
Tabela 29	Planejamento dos modelos de regressão simples e múltipla obtida a partir dos resultados gerados com auxílio da RNA 3 ...	115
Tabela 30	Síntese dos modelos de regressão criados a partir dos resultados gerados com auxílio da RNA 3.....	119
Tabela 31	Resultados dos ensaios realizados em obras.....	121
Tabela 32	Estimativa de resistência à compressão a partir de resultados de penetração de pinos .....	122

Tabela 33	Estimativa de resistência à compressão a partir de resultados de esclerometria .....	123
Tabela 34	Estimativa de resistência à compressão a partir de resultados de penetração de pinos e esclerometria .....	124
Tabela 35	Resultados de ensaio de penetração de pinos na superfície de uma viga de concreto armado em obra .....	128
Tabela 36	Resultados de ensaio de esclerometria na superfície de uma viga de concreto armado em obra .....	128

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Curva de Gauss para resistência de compressão do concreto....	10
Figura 2	Fatores que influenciam a resistência à compressão do concreto .....	12
Figura 3	Diferenciação entre os conceitos de resistências da compressão do concreto.....	13
Figura 4	Prensa hidráulica para ensaio de corpos de prova cilíndricos à compressão .....	14
Figura 5	Modos típicos de ruptura de um corpo de prova de concreto à compressão .....	15
Figura 6	Modo de ruptura típica do concreto submetido à compressão uniaxial.....	16
Figura 7	Equipamento de extração de corpos de prova .....	17
Figura 8	Pistola finca pino Windsor Probe e acessórios .....	20
Figura 9	Problemas detectados na realização do ensaio de penetração de pinos. ....	22
Figura 10	Estrutura interna de um esclerômetro de reflexão .....	25
Figura 11	Aparelho esclerômetro em suas varias fases de operação .....	25
Figura 12	Subdivisões da região para realização do ensaio de esclerometria .....	26
Figura 13	Superfície de concreto demarcada para ensaio de esclerometria .....	27
Figura 14	Ábaco para estimativa da resistência à compressão do concreto .....	28
Figura 15	Inspeção de um elemento com auxílio do ensaio de pulso ultra-sônico .....	30
Figura 16	Representação esquemática das possíveis posições dos transdutores.....	31

Figura 17	Estrutura de um neurônio biológico .....	34
Figura 18	O neurônio artificial de McCulloch e Pitts .....	37
Figura 19	Funções de ativação utilizadas nas RNAs.....	38
Figura 20	Modelo de rede Perceptron, proposto por Frank Rosenblatt em 1958.....	40
Figura 21	Ilustração do algoritmo Perceptron.....	41
Figura 22	Aspecto da estrutura típica de uma RNA com todos os neurônios interconectados.....	44
Figura 23	Aspecto de uma superfície de erro multi-dimensional .....	49
Figura 24	Representação da arquitetura de uma rede MLP 7:5:1 no JavaNNS.....	50
Figura 25	Evolução do erro ao longo do processo de treinamento da rede.....	51
Figura 26	Dimensões do prisma de concreto para realização dos ensaios de penetração de pino e de esclerometria .....	56
Figura 27	Conjunto de elementos de uma forma em compensado plastificado.....	57
Figura 28	Aspecto geral das formas em tábua de Pinus e em compensado plastificado .....	58
Figura 29	Planejamento dos ensaios não destrutivos nos prismas do concreto .....	59
Figura 30	Ensaio em Obra 1 .....	62
Figura 31	Ensaio em Obra 2.....	62
Figura 32	Ensaio em Obra 3.....	63
Figura 33	Gancho para içamento dos prismas de concreto.....	68
Figura 34	Moldagem dos prismas de concreto .....	69
Figura 35	Içamento de um prisma de concreto.....	70
Figura 36	Procedimento para cura úmida de um prisma de concreto.....	71
Figura 37	Equipamento utilizado no ensaio de penetração de pino .....	72

Figura 38	Placas teste .....	74
Figura 39	Placa teste para avaliação de espaçamento entre cravações .....	74
Figura 40	Espaçamento entre pinos no prisma de concreto .....	76
Figura 41	Corpo de prova prismático sendo preparado no ambiente de cura .....	77
Figura 42	Esquema de regulação da potência da pistola de cravação de pino .....	78
Figura 43	Calibração do pino na pistola .....	79
Figura 44	Esquema da vareta de regulação para calibração da potência do disparo .....	80
Figura 45	Leitura do comprimento do pino exposto na superfície do concreto com auxílio de um paquímetro .....	84
Figura 46	Realização de ensaio de esclerometria em prisma .....	85
Figura 47	Prisma com as demarcações do ensaio de esclerometria .....	86
Figura 48	Preparação das superfícies do prisma de concreto para a realização do ensaio de esclerometria .....	87
Figura 49	Realização do ensaio de esclerometria em uma das faces do prisma de concreto .....	87
Figura 50	Calibração do aparelho de ultra som .....	88
Figura 51	Ensaio de pulso ultra sônico .....	89
Figura 52	Avaliação da homogeneidade do concreto em uma viga .....	91
Figura 53	Avaliação da homogeneidade do concreto em um pilar .....	91
Figura 54	Resultados de resistência à compressão em todas as séries de ensaios realizados em condições de laboratório, em ordem crescente .....	96
Figura 55	Modelo 1.1 - $f_c = f(PP)$ - modelo exponencial .....	98
Figura 56	Modelo 1.2 - $f_c = f(PP)$ - modelo exponencial .....	99
Figura 57	Modelo 1.3 - $f_c = f(PP)$ - modelo exponencial .....	100
Figura 58	Modelo 2.1 - $f_c = f(IE)$ - modelo de potência .....	101

Figura 59	Modelo 2.2 - $f_c = f$ (IE) - modelo de potência .....	102
Figura 60	Modelo 2.3 - $f_c = f$ (IE) - modelo de potência .....	103
Figura 61	Carta de controle de acordo com o Modelo 3.1 .....	105
Figura 62	Carta de controle de acordo com o Modelo 3.2 .....	107
Figura 63	Carta de controle de acordo com o Modelo 3.3 .....	108
Figura 64	Topologia da rede neural artificial RNA 3 .....	111
Figura 65	Carta de controle da rede RNA 3.....	112
Figura 66	Modelo 4 - $f_c = f$ (PP) - modelo exponencial .....	116
Figura 67	Modelo 5 - $f_c = f$ (IE) - modelo de potência .....	117
Figura 68	Carta de controle de acordo com o Modelo 6 .....	118
Figura 69	Execução do ensaio de esclerometria sobre a superfície de uma viga de concreto armado em obra .....	127
Figura 70	Curvas de isovalor para ensaio de penetração de pino em viga de concreto armado em obra .....	129
Figura 71	Curvas de isovalor para ensaio de esclerometria em viga de concreto armado em obra.....	129
Figura 72	Resultados de ensaio de penetração de pinos na superfície de um pilar de concreto armado e vista geral do elemento ensaiado em obra .....	130
Figura 73	Resultados de ensaio de esclerometria na superfície de um pilar de concreto armado e vista geral do elemento ensaiado em obra .....	131
Figura 74	Curvas de isovalor para ensaio de penetração de pino em pilar de concreto armado em obra .....	132
Figura 75	Curvas de isovalor para ensaio de esclerometria em pilar de concreto armado em obra.....	133

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ABESC	Associação Brasileira de empresas de serviço de concretagem
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABENDI	Associação Brasileira de Ensaio não Destrutivos e Inspeções
SNIC	Sindicato Nacional das Industrias de Cimento
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma brasileira
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
$f_c$	Resistência à compressão do concreto
VPU	Velocidade de propagação de onda ultra sônica
IE	Índice esclerométrico
PP	Penetração do pino
RNA	Rede neural artificial

## RESUMO

LOPES, Sérgio Weber. M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, Fevereiro de 2014. **Avaliação da homogeneidade e da resistência a compressão do concreto por meio de ensaios não destrutivos**. Orientador: José Luiz Rangel Paes. Coorientador: Gustavo de Souza Veríssimo.

A resistência à compressão do concreto é uma das características mais importantes para o projeto e para a garantia da qualidade das estruturas. Os ensaios de compressão permitem realizar uma avaliação direta da resistência à compressão do concreto, quer seja em corpos de prova moldados ou extraídos de uma estrutura. Os ensaios não destrutivos possibilitam avaliar a homogeneidade do concreto na estrutura e fazer uma avaliação indireta da resistência à compressão em um maior número de pontos, com rapidez e significativa redução de custos. O objetivo geral deste trabalho é avaliar a homogeneidade e estimar a resistência à compressão de concretos de resistência normal, dosados em central, por meio de ensaios de penetração de pino e de esclerometria, com auxílio de expressões de correlação obtidas por meio de análise de regressão e Redes Neurais Artificiais. Foi desenvolvido um programa experimental que abrangeu a realização de ensaios em condições de laboratório e de campo, para o qual foram considerados concretos dosados em central, compostos por materiais utilizados na cidade de Viçosa-MG e região. Foram realizados ensaios destrutivos de compressão e não destrutivos de penetração de pino, de esclerometria e de pulso ultra-sônico. Com base nos resultados obtidos nos ensaios foram desenvolvidos modelos de regressão para estimar a resistência à compressão do concreto. Além disso, foram elaboradas e treinadas Redes Neurais Artificiais (RNAs) com o propósito de melhorar o modelo para estimativa da resistência à compressão. Também foram realizados ensaios não destrutivos em obras, com o

propósito de estimar a resistência à compressão dos concretos usando os modelos de regressão obtidos anteriormente e de avaliar a homogeneidade do concreto em alguns elementos estruturais. Em função dos resultados, pode-se afirmar que os modelos de regressão obtidos neste trabalho tornam possível estimar a resistência do concreto na estrutura com uma precisão aceitável, a partir de resultados de ensaios não destrutivos. Os estudos de homogeneidade permitem identificar as zonas que potencialmente indicam uma menor resistência, orientando uma eventual extração de testemunhos para realização de ensaios destrutivos. Em resumo, o trabalho confirma a viabilidade e a importância de se avaliar a homogeneidade do concreto e estimar a resistência à compressão a partir de resultados de ensaios não destrutivos. A difusão do uso desses ensaios contribui com o ganho de produtividade e a melhoria da qualidade das obras em concreto.

## ABSTRACT

LOPES, Sérgio Weber. M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February 2014. **Evaluation of homogeneity and compressive strength of concrete by non-destructive testing.** Advisor: José Luiz Rangel Paes. Co-advisor: Gustavo de Souza Veríssimo.

The compressive strength of concrete is one of the most important features for design and to assure good quality of structures. Compression tests allow a direct evaluation of the compressive strength of concrete, either in precast test specimens or in samples extracted from an existing structure. Non-destructive tests (NDT) allow the prompt evaluation of the homogeneity of the concrete in the structure and the indirect assessment of the compressive strength in a larger number of points, at a reduced cost. The aim of this study is to evaluate the concrete homogeneity and estimate the compressive strength of normal concrete, mixed in concrete batching plant, through pin penetration tests and rebound hammer, aided by correlation equations obtained by regression analysis and Neural Networks. An experimental program was developed, which included the tests in laboratory and in field using concrete mixed in batch plant, with materials from the region of Viçosa-MG. Destructive compression tests and nondestructive penetration pin, rebound hammer and ultrasonic pulse tests were performed. Based on test results, regression models were developed to estimate the concrete compressive strength. Moreover, Artificial Neural Networks (ANN) were prepared and trained in order to improve the model for estimating the compressive strength. NDT were also performed in construction sites, to estimate the compressive strength of concrete using the regression models obtained previously and to assess the concrete homogeneity in some structural elements. The results show that the regression models obtained enable to estimate the concrete strength in the

structure using the data originated from NDT with acceptable accuracy. The studies on homogeneity allow to identify regions in the concrete with potential lower resistance, guiding an eventual extraction of samples to perform destructive testing. In summary, the results confirm the feasibility and the importance of assessing the concrete homogeneity and estimating the compressive strength from NDT results. The widespread use of these tests contributes to increased productivity and improved quality of concrete constructions.

# 1. Introdução

## 1.1. Considerações preliminares

O concreto é um produto heterogêneo resultante da mistura de cimento (aglomerante hidráulico), materiais inertes (areia e pedra) e água. Ao ser hidratado com água, o cimento forma uma pasta que, misturada aos agregados (areia e pedra), endurece e forma um material monolítico.

Segundo Metha e Monteiro (1994), o concreto de cimento Portland é o material manufaturado mais utilizado na construção civil, devido à facilidade de manuseio e aplicação. Suas propriedades e características são adaptáveis às mais diversas exigências e solicitações e seu baixo custo, combinado com benefícios ecológicos e de economia de energia, causou uma grande revolução em todas as áreas de construção, possibilitando ao homem transformar o meio em que vive.

A evolução das propriedades do cimento Portland com suas adições fez com que o concreto se tornasse a solução preferida por uma grande parcela das construções de um modo geral. Estima-se que no Brasil o volume anual de concreto produzido seja da ordem de 70 milhões de m<sup>3</sup>/ano, visto a produção de cimento já ter ultrapassado a casa dos 68 milhões de ton/ano. Estes números fazem com que o Brasil seja o quarto maior produtor e consumidor mundial deste produto (SNIC, 2012).

Com tamanha demanda para os mais variados fins, é necessário dispor de um rigoroso controle de qualidade em todas as fases da cadeia produtiva do concreto com o propósito de garantir o desempenho, qualidade e durabilidade das estruturas.

A resistência à compressão do concreto é uma das características mais importantes para o projeto e garantia de qualidade das estruturas. O valor da resistência à compressão obtido a partir de ensaios destrutivos de amostras confeccionadas com concreto fresco, adensadas e curadas sob condições definidas em normas, é denominado resistência potencial do concreto. A resistência real ou efetiva do concreto é aquela determinada na estrutura, que depende de diversos aspectos como lançamento, adensamento, cura do concreto na obra, dentre outros.

No decorrer do tempo e com a evolução da engenharia, além dos ensaios destrutivos utilizados para avaliação da resistência à compressão por meio de corpos de prova moldados com o concreto no estado fresco ou extraídos de uma estrutura, passou-se a contar com diversos métodos de ensaio não destrutivos, que permitem avaliar a homogeneidade do concreto na estrutura e estimar a resistência à compressão em um maior número de pontos, com rapidez e significativa redução dos custos.

A utilização de ensaios não destrutivos em uma estrutura de concreto é uma alternativa muito atraente, uma vez que estes ensaios causam pouco ou nenhum

dano aos elementos ou superfícies ensaiadas, além de serem de fácil execução e de baixo custo, se comparado aos ensaios destrutivos. Com o auxílio desses ensaios é possível estimar a resistência efetiva do concreto à compressão. Segundo Metha e Monteiro (1994), os ensaios não destrutivos não substituem os ensaios de compressão, mas podem contribuir com a diminuição de custos no controle de qualidade do concreto, quando utilizados em conjunto com a extração de testemunhos.

Nos casos em que é necessário um aumento de carga ou ampliação de uma estrutura, torna-se importante avaliar a homogeneidade e estimar a resistência à compressão do concreto na mesma. Para isto, pode-se extrair corpos de prova para a realização de ensaios de compressão. Apesar desses ensaios fornecerem um resultado que pode ser considerado a resistência real do concreto à compressão na estrutura, eles apresentam um custo elevado, têm um alcance limitado devido à impossibilidade de realizar um grande número de investigações e imprimem danos à estrutura. Neste contexto, os ensaios não destrutivos passam a ser uma ferramenta importante, oferecendo vantagens como a velocidade de execução, baixo custo e a não introdução de danos à estrutura. Com base nesses aspectos, pode-se afirmar que os ensaios não destrutivos permitem uma investigação mais abrangente do concreto na estrutura.

Para que seja possível estimar a resistência à compressão do concreto na estrutura a partir de resultados de ensaios não destrutivos é necessário estabelecer correlações com a resistência à compressão do concreto, determinada por meio de ensaios destrutivos. Portanto, os ensaios não destrutivos permitem realizar uma avaliação indireta da resistência à compressão, enquanto que os ensaios de compressão realizados em corpos de prova representam uma avaliação direta desta propriedade.

Este trabalho trata da avaliação da homogeneidade e da estimativa da resistência à compressão de concreto dosados em central, a partir de resultados de ensaios não destrutivos de penetração de pino e de esclerometria, com auxílio de

expressões de correlação obtidas por meio de análise de regressão linear e Redes Neurais Artificiais.

## **1.2. Objetivos**

O objetivo geral deste trabalho é avaliar a homogeneidade e estimar a resistência à compressão de concretos de resistência normal, dosados em central, por meio de ensaios de penetração de pino e de esclerometria.

Para alcançar este propósito, são estabelecidos alguns objetivos específicos:

- definir um conjunto de concretos de resistência normal, dosados em central, com resistência característica à compressão na faixa de 20,0 a 40,0 MPa, com vistas à avaliação da resistência à compressão por meio de ensaios destrutivos e à realização de ensaios não destrutivos de penetração de pino e de esclerometria;
- para cada concreto produzido em central e curado em condições de laboratório, obter a resistência à compressão por meio de ensaios de corpos de prova cilíndricos e obter os resultados de penetração de pino e índice esclerométrico em corpos de prova confeccionados com o mesmo;
- desenvolver curvas de correlação entre os resultados dos ensaios não destrutivos e aqueles obtidos em ensaios de resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos curados em condições de laboratório, com auxílio de técnicas de análise de regressão linear e de Redes Neurais Artificiais (RNA);
- avaliar a qualidade da resposta dos modelos de regressão para estimar a resistência à compressão do concreto a partir de resultados de ensaios não destrutivos realizados em elementos estruturais curados em condições de obra;
- avaliar a homogeneidade do concreto em elementos estruturais, com auxílio de ensaios de penetração de pino e de esclerometria.

### **1.3. Justificativa e relevância do tema**

O desenvolvimento e aperfeiçoamento de métodos de ensaio não destrutivos (END) para estimativa das propriedades mecânicas do concreto é um tema de grande relevância no contexto nacional e internacional da construção civil. O uso desses ensaios contribui com o ganho de produtividade e melhoria de qualidade das obras em concreto.

Este trabalho de pesquisa faz um resgate do método de ensaio de penetração de pino, que foi utilizado em algumas regiões do Brasil até final da década de 90, buscando correlacionar os seus resultados com outros métodos de ensaio.

A utilização de ensaios não destrutivos e o refinamento de modelos de regressão com o uso de Redes Neurais Artificiais abre novas perspectivas para estimar a resistência do concreto na estrutura e avaliar a sua homogeneidade e qualidade em diferentes momentos.

### **1.4 Metodologia**

Para o estudo da homogeneidade e estimativa da resistência à compressão do concreto com auxílio de ensaios não destrutivos, optou-se por realizar inicialmente um amplo programa experimental em condições de laboratório.

Para o programa experimental em condições de laboratório foram considerados concretos dosados em central, compostos por materiais utilizados na cidade de Viçosa-MG e região, que são usualmente fornecidos para o mercado. Para que este estudo fosse representativo, procurou-se obter concretos na maior faixa de resistência possível, desde concretos com pequenas idades, até concretos com idades avançadas. Para todos os concretos estudados em laboratório foram

moldados prismas com dimensões de 250 x 250 x 600 mm e corpos de prova cilíndricos com dimensões de 100 x 200 mm.

Para cada concreto estudado foram realizados ensaios de resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos moldados com concreto fresco, ensaios não destrutivos de penetração de pino e de esclerometria sobre os prismas moldados com o mesmo concreto, todos numa mesma idade.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios destrutivos e não destrutivos foram obtidos modelos de regressão para estimar a resistência à compressão do concreto. Além disso, foram elaboradas e treinadas algumas Redes Neurais Artificiais (RNAs) com o propósito de melhorar o modelo para estimativa da resistência à compressão.

À medida que eram gerados os resultados em condições de laboratório, foram selecionadas algumas obras na região de Viçosa - MG, nas quais os concretos usinados em central foram aplicados. No momento da aplicação desses concretos foram moldados corpos de prova cilíndricos, que foram mantidos próximos ao local de lançamento do concreto e curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura. Nessas obras foram realizados ensaios não destrutivos de penetração de pino e de esclerometria em idades variadas. Na mesma idade em que foram realizados os ensaios não destrutivos, também foram realizados os ensaios de compressão dos corpos de prova cilíndricos que haviam sido mantidos no local da obra.

Com os resultados obtidos nas obras foi possível estimar a resistência à compressão dos concretos com auxílio dos modelos de regressão definidos anteriormente.

Como etapa final, com auxílio dos ensaios não destrutivos, foi realizada uma avaliação da homogeneidade do concreto em alguns elementos estruturais situados em obras nas quais os concretos dosados em central foram aplicados.

## **1.5. Estrutura da Dissertação**

O presente trabalho foi estruturado em cinco capítulos. No Capítulo 2 - Fundamentação Teórica apresenta-se uma revisão bibliográfica abrangendo temas como a resistência à compressão do concreto, avaliação direta e indireta da resistência á compressão, métodos para estimar a resistência à compressão e avaliação da homogeneidade do concreto.

No Capítulo 3 - Programa Experimental apresentam-se os materiais e métodos utilizados para realização dos ensaios destrutivos e não destrutivos, bem como os ensaios para avaliação da homogeneidade do concreto em obras.

O Capítulo 4 é dedicado aos resultados e discussão. São apresentados os resultados obtidos em laboratório e em obras. Apresentam-se também os modelos de regressão e as redes neurais desenvolvidos para estimativa da resistência à compressão do concreto. Por último apresentam-se os resultados da avaliação da homogeneidade do concreto em obras.

No Capítulo 5, são apontadas as principais conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

## **2. Fundamentação Teórica**

### **2.1 Aspectos relevantes sobre a resistência à compressão do concreto**

#### **2.1.1 Considerações preliminares**

Segundo Neville (1997), a resistência à compressão é considerada a propriedade mais importante do concreto, embora, em muitos casos práticos, outras características, como a durabilidade e permeabilidade sejam, de fato, mais importantes. Não obstante, a resistência dá uma idéia geral da qualidade do concreto, pois ela está diretamente relacionada com a estrutura da pasta de cimento hidratada.

Segundo Ozyildirim e Carino (2006) apud Palacios (2012), a resistência à compressão axial do concreto é a propriedade mais importante do concreto endurecido devido a três aspectos:

- por ser um indicador direto da sua capacidade para resistir a diferentes tipos de esforços estruturais (compressão, tração, cisalhamento ou uma combinação dos mesmos);
- pelo fato dos ensaios de resistência à compressão serem relativamente fáceis de se realizar;
- por permitir estabelecer correlações com outras propriedades que requerem ensaios mais complexos para sua determinação.

Segundo Helene e Terzian (1993), a resistência à compressão é a propriedade do concreto geralmente adotada por ocasião do dimensionamento da estrutura, estando diretamente relacionada à segurança estrutural. A resistência à compressão na idade adulta do concreto deve ser igual ou superior ao valor adotado no projeto.

### **2.1.2 Valores representativos da resistência à compressão**

De acordo com a ABNT NBR 6118: 2004 a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) deve ser adotada como valor de referência no projeto de uma estrutura e é determinada em função de uma probabilidade de 5% do volume de concreto considerado apresentar uma resistência inferior a este valor.

Segundo Carvalho e Figueiredo (2007), define-se como resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), o valor que apresenta grau de confiança de 95%, ou seja, o  $f_{ck}$  é o valor da resistência à compressão em relação ao qual 95% dos resultados dos ensaios estejam acima dele ou 5% abaixo. De acordo com essa definição e admitindo-se uma distribuição estatística normal dos resultados, a

resistência é expressa pelo quantil de 5% da Distribuição normal de probabilidade, (Curva de Gauss) apresentada na Figura 1.

Normalmente a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) é definida pelo calculista no início de um projeto estrutural. Durante a dosagem do concreto, cabe ao tecnologista determinar uma resistência média à compressão do concreto ( $f_{cm}$ ) que seja capaz de garantir a obtenção da resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ), em função do Desvio Padrão ( $s_d$ ), típico do meio de produção, de acordo com a expressão 1.

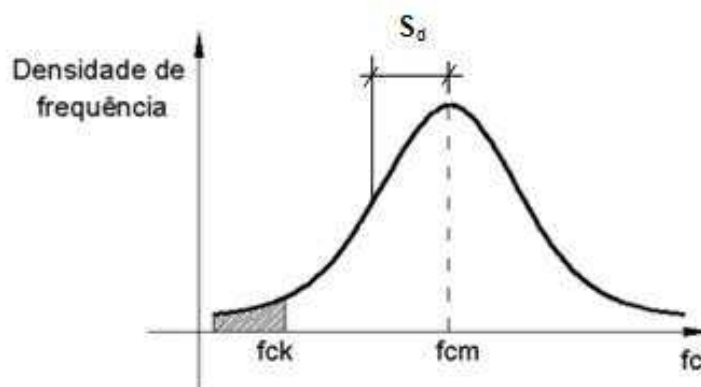


Figura 1 – Curva de Gauss para resistência à compressão do concreto

$$f_{cm} = f_{ck} + 1,65 S_d \quad (1)$$

onde:

$f_{ck}$  é a resistência característica à compressão;

$f_{cm}$  é a resistência média do concreto à compressão, na idade de  $j$  dias;

$s_d$  é o Desvio Padrão da dosagem.

Segundo Helene e Terzian (1993), uma ferramenta simples e bastante eficiente utilizada para o controle de resultados do concreto é o gráfico ou carta de valores

individuais, no qual toda produção é controlada de forma transparente. Os autores enfatizam a importância do controle do Desvio Padrão das amostras ensaiadas; segundo eles, acompanhar a evolução do Desvio Padrão é o aspecto mais importante do controle da qualidade do processo de produção do concreto.

### **2.1.3 Fatores que influenciam a resistência à compressão**

De acordo com Metha e Monteiro (1994), a resistência de um material é definida como a capacidade do mesmo resistir a uma determinada tensão sem ruptura. A ruptura é algumas vezes identificada com o aparecimento de fissuras. De qualquer modo, deve ser lembrado que, ao contrário da maioria dos materiais estruturais, o concreto contém microfissuras antes mesmo de ser submetido a tensões externas. No concreto, portanto, a resistência é relacionada com a tensão requerida para causar a fratura e é sinônimo do grau de ruptura no qual a tensão aplicada alcança seu valor máximo.

A resposta do concreto às tensões aplicadas não depende somente do tipo de solicitação, mas também da forma com que a combinação de vários fatores afeta a porosidade dos diferentes componentes estruturais do concreto, conforme mostrado na Figura 2. Tais fatores incluem propriedades e proporções dos materiais que compõem o traço do concreto, grau de adensamento e condições de cura. Do ponto de vista da aderência, a relação água/cimento é indiscutivelmente o fator mais importante, porque ela afeta a porosidade tanto da matriz (pasta de cimento), como da zona de transição entre a matriz e o agregado graúdo (METHA e MONTEIRO, 1994).



Figura 2 - Fatores que influenciam a resistência à compressão do concreto.  
(Adaptado de METHA e MONTEIRO, 1994)

Muitos fatores interferem na resistência real ou efetiva à compressão do concreto em uma estrutura, desde a heterogeneidade dos materiais até o transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto na obra. A resistência à compressão do concreto determinada por meio de ensaios de corpos de prova confeccionados com concreto fresco, adensados e curados em condições definidas em normas, é denominado resistência potencial do concreto. Na Figura 3 apresenta-se a diferenciação entre os conceitos de resistência à compressão citadas anteriormente.

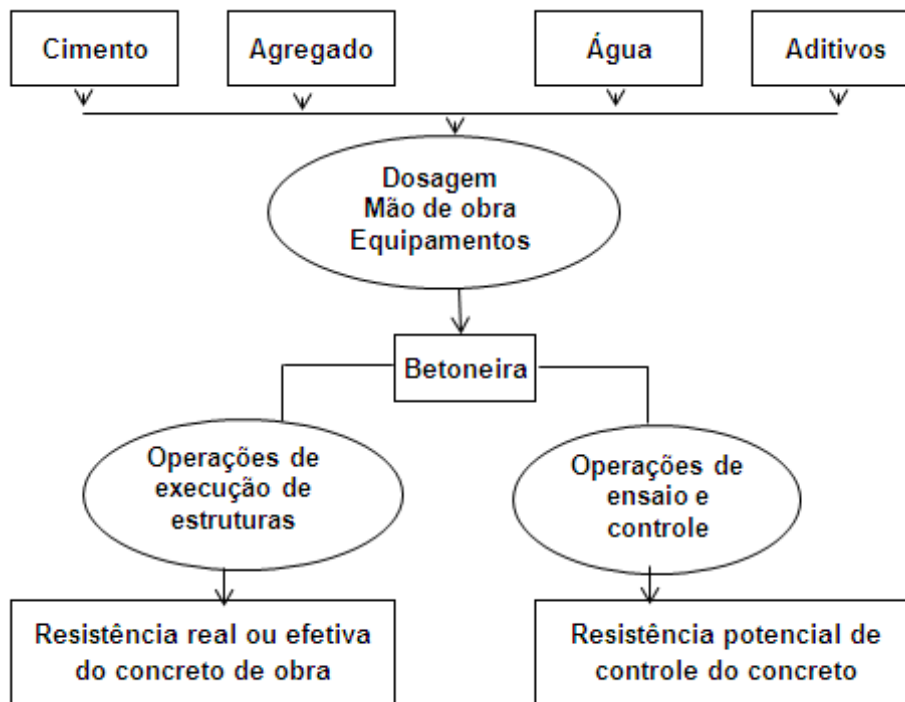


Figura 3 – Diferenciação entre os conceitos de resistências da compressão do concreto. (Fonte: HELENE e TERZIAN, 1993)

Este coeficiente considera as eventuais falhas que podem ocorrer durante o processo construtivo.

## 2.2 Avaliação direta da resistência à compressão do concreto

### 2.2.1 Ensaio destrutivos (ED)

Para uma avaliação direta da resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) é necessário realizar ensaios destrutivos em corpos de prova moldados com concreto fresco ou extraídos de uma estrutura.

O equipamento utilizado para o ensaio de compressão dos corpos de prova é a prensa hidráulica, podendo ser do tipo manual ou elétrica. Na Figura 4 apresenta-se um modelo de equipamento elétrico.



(a)



(b)

Figura 4 - Prensa hidráulica para ensaios a) operador manuseando o equipamento, b) vista geral.

## 2.2.2 Ensaio de compressão

### 2.2.2.1 Ensaio em corpos de prova moldados com concreto

No Brasil, a ABNT NBR 5739:1994 prescreve o procedimento para realização de ensaios de compressão em corpos de prova cilíndricos. As dimensões usuais desses corpos de prova são de 150 x 300 mm ou 100 x 200 mm.

Considerando que o concreto é um material que contém vazios de vários tamanhos, formas e microfissuras na zona de transição entre a argamassa e os agregados graúdos, o modo de ruptura dos corpos de prova no ensaio de compressão é um importante indicador da qualidade do procedimento de moldagem dos mesmos.

Na Figura 5, são apresentados alguns modos de ruptura inadequados, decorrentes de deficiências de vibração e de faceamento dos topos dos corpos de prova, fazendo com que a resistência do concreto ensaiado seja menor do que a real, devido a uma falha na execução da moldagem dos corpos de prova.

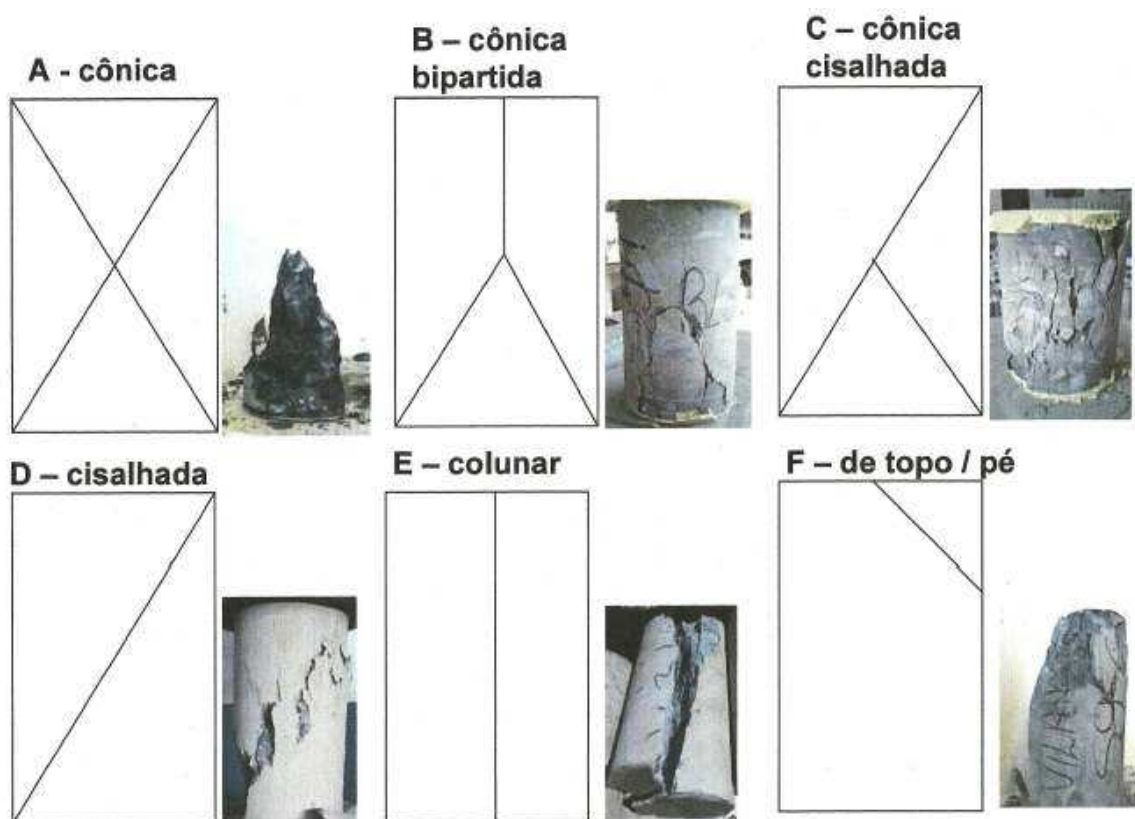


Figura 5 – Modos típicos de ruptura de um corpo de prova de concreto à compressão.

(Fonte: Manual de procedimentos de qualidade Lafarge Concreto)

Segundo Metha e Monteiro (1994), para um corpo de prova submetido a uma força de compressão uniaxial, é necessário pouca energia para o início e aumento de fissuras na matriz de argamassa. A propagação das fissuras é rápida e as interligações do sistema, consistindo de fissuras preexistentes na zona de transição e fissuras formadas recentemente na matriz, justificam a ruptura. Aumentando-se as tensões, as fissuras começam a aparecer no interior da matriz

em quantidade e tamanho de acordo com a carga empregada. Já o rompimento acontece quando as fissuras se unem e geralmente uma superfície de ruptura desenvolve-se a aproximadamente 20 a 30 graus a partir da direção da carga, conforme mostrado na Figura 6.



Figura 6 - Modo de ruptura típica do concreto submetido à compressão uniaxial. (METHA e MONTEIRO,1994)

#### **2.2.2.2 Ensaio em corpos de prova extraídos**

A ABNT NBR 7680: 2007, define a forma com que todas as etapas do ensaio de extração de corpos de prova de uma estrutura devem ser conduzidas. A extração das amostras em estruturas causa danos à mesma, tornando necessário um estudo preliminar desta estrutura para definição dos pontos de ensaios e quantidades de amostras a serem retiradas.

Os testemunhos de concreto são extraídos com uma sonda rotativa em forma cilíndrica, com diâmetro e comprimento variados, podendo também ser extraídas peças em forma cúbica ou prismática, conforme o uso do disco de corte. Na

Figura 7 mostra-se um modelo de equipamento elétrico acoplado a uma sonda para extração de um corpo de prova.



Figura 7 – Equipamento de extração de corpos de prova.  
(Fonte: Catálogo Amec Equipamentos)

Segundo Palacios (2012), o ensaio de compressão de testemunhos extraídos é o método mais usado na determinação da resistência à compressão do concreto na estrutura nos casos em que é necessário avaliar esta característica em condições de obra. A resistência dos testemunhos obtidas em obra geralmente é menores que a obtida nos corpos-de-prova moldados com concreto fresco, adensados e curadas sob condições definidas em norma.

## **2.3 Avaliação indireta da resistência à compressão do concreto**

### **2.3.1 Ensaios não destrutivos (END)**

De longa data, a maneira de se inspecionar e fazer diagnósticos do desempenho das estruturas de concreto está relacionada com ensaios de resistência à compressão em testemunhos extraídos da própria estrutura. Porém, esse

procedimento nem sempre é recomendado devido à geometria dos elementos estruturais, que muitas vezes não permite extrair testemunhos com as dimensões padronizadas para os ensaios, bem como os próprios riscos e danos que o seccionamento de estruturas pode causar. A utilização de ensaios não destrutivos, ora restritos à avaliação da uniformidade da resistência mecânica do concreto, passa a ser então uma alternativa mais atraente, uma vez que os métodos se modernizaram, aumentando a precisão de análise pela combinação de métodos (Revista Técnica, 2009).

De acordo com Neville (1997), o uso de ensaios não destrutivos conduz a maior segurança e permite uma melhor programação da construção, tornando possível um andamento mais rápido e mais econômico. Em termos gerais, esses ensaios podem ser classificados em um grupo que avalia a homogeneidade do concreto e outro que determina outras características, como vazios, escamas, fissuras e deterioração.

Segundo a ABENDI (2003), os ensaios não destrutivos não geram nenhum tipo de dano à estrutura ou prejudicam sua aparência e desempenho. É possível fazer o ensaio em várias fases da estrutura e quantas vezes forem necessárias para acompanhamento de variações de desempenho, sem causar prejuízo a mesma.

Palacios (2012) define os ensaios não destrutivos como uma solução para atender os seguintes propósitos:

- controle tecnológico em pré-moldados ou construções “in loco”;
- monitoramento do desenvolvimento da resistência;
- avaliação do tempo de duração da cura, aplicação da protensão ou de cargas, remoção de escoramento;
- localização e determinação da extensão de fissuras, vazios e falhas de concretagem;

- aumento do nível de confiança de um pequeno número de ensaios destrutivos;
- verificação a deterioração do concreto resultante de sobrecarga, fadiga, fogo, ataque do meio ambiente;
- avaliação do potencial de durabilidade do concreto;
- monitoramento de mudanças das propriedades do concreto ao longo do tempo;
- fornecimento de informações para que se verifique se é possível mudar a utilização de uma estrutura.

### **2.3.2 Ensaio de penetração de pino**

Em meados de 1933, na antiga União Soviética, o professor B. Skramtayeve estudou um método onde uma superfície em concreto era alvejada com uma arma de fogo a uma distância de 6 a 8 metros e, em seguida, media-se o volume da pequena cratera formada pelo impacto da bala. Com estas informações, o professor Skramtayeve desenvolveu uma fórmula simples correlacionando o volume da cratera e a tensão a compressão do concreto (VIEIRA, 1978). Posteriormente, outros ensaios não destrutivos foram desenvolvidos seguindo este raciocínio.

Na década de 60, foi desenvolvida nos Estados Unidos uma técnica que correlacionava a resistência do concreto com a deformação de sua superfície, por meio de um pino projetado com uma pistola com carga de pólvora. Este método, chamado "Windsor Probe", foi utilizado por Ami por volta de 1964 e tinha como objetivo a avaliação da resistência do concreto pela penetração de pinos de aço. Após o disparo contra a superfície, realizava-se a leitura da cavidade deixada pelo pino ao impactar com a mesma.

Na Figura 8, apresenta-se o modelo de pistola finca pino da Windsor Probe com os equipamentos necessários para a realização do ensaio.



Figura 8 - Pistola finca pino Windsor Probe e acessórios.

No final da década de 70, o engenheiro Domingos Pontes Vieira adaptou o método para ensaios de avaliação de resistência do concreto no Brasil, utilizando-se a pistola e pinos da marca WALSYWA. O ensaio ficou conhecido como “Método Brasileiro de Penetração de Pinos”, tendo como elementos de ensaio a pistola finca pino, o pino de aço de 55 mm de comprimento nominal é  $\frac{1}{4}$  de polegada de diâmetro e um cartucho de pólvora de calibre 22.

Segundo Metha e Monteiro(1994), devido a pequena área ensaiada, a variação dos resultados de penetração de pino é mais alta se comparada com a variação nos ensaios de resistência à compressão em corpos de prova. Entretanto, este método é excelente para medir o grau relativo de desenvolvimento da resistência do concreto nas primeiras idades, especialmente com a finalidade de determinar o tempo de retirada de formas.

### **2.3.2.1 Procedimento do ensaio de penetração de pino**

O método de ensaio de penetração de pino é baseado na energia cinética inicial do pino e na absorção de energia pelo concreto. O pino penetra até que sua energia cinética seja absorvida pelo concreto, tanto pela fricção quanto pela fratura do concreto (ACI 228, 1978 *apud* EVANGELISTA, 2002). O ângulo formado entre o eixo do cano da pistola e a superfície ensaiada deve ser de 90°.

O ensaio consiste na cravação de um pino de aço na superfície do concreto. Após o disparo, faz-se a leitura do comprimento do pino exposto, subtraindo-a do comprimento total, obtendo-se o quanto o pino penetrou no concreto.

O manual da pistola do fabricante Walsywa descreve que a energia liberada pela deflagração do finca pino (cartucho) é de 458 Joules, energia que atua diretamente sobre o pino de aço que se desloca em alta velocidade através do cano da ferramenta em direção a superfície em contato. Neste sistema, a velocidade média do pino excede os 150 m/s.

De acordo com Pinto e Dutra (2005), quanto mais resistente for o concreto, maior será a perda de energia cinética devido à fratura do material, ocasionando o aparecimento de fissuras na superfície da peça ensaiada. Um afastamento maior entre as penetrações sucessivas diminui a possibilidade de interferências destas fissuras superficiais com o ensaio posterior.

### **2.3.2.2 Fatores que influenciam os resultados do ensaio**

Segundo o ACI – 228 1R (2003), tanto a resistência da argamassa quanto dos agregados, influencia a profundidade de penetração dos pinos no concreto, enquanto que no ensaio de resistência à compressão, a argamassa tem uma influência predominante no resultado.

Para a ASTM C803 (1990), os resultados da penetração podem ser diferentes em função da forma utilizada (madeira, plastificada ou aço). Os testes devem ser realizados em amostras semelhantes às utilizadas durante a construção.

Na Figura 9, apresentam-se dois casos de problemas detectados no ensaio de penetração de pino devido ao choque do pino com um agregado graúdo e a falta de perpendicularidade do eixo da pistola com a superfície do concreto.

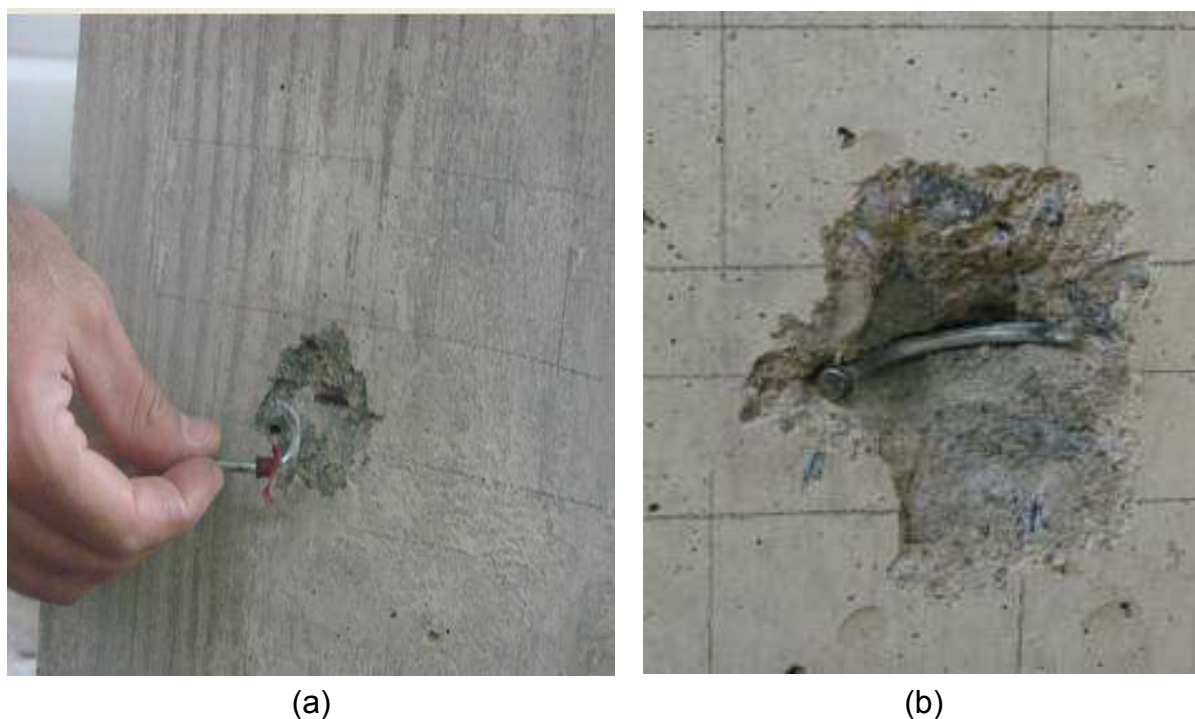


Figura 9 – Problemas detectados na realização do ensaio de penetração de Pinos: a) desvio devido ao choque com o agregado graúdo; b) desvio devido à falta de perpendicularidade com a superfície do concreto.

### 2.3.3 Ensaio de esclerometria

O esclerômetro é um aparelho que permite avaliar a dureza superficial do concreto por meio de um ensaio não destrutivo.

Por se tratar de um ensaio de avaliação de resistência superficial, os valores são apenas representativos de uma camada de pouca profundidade. No entanto, o ensaio é de grande importância na avaliação da homogeneidade do concreto e na detecção de regiões que apresentam potencialmente uma menor resistência.

O método de avaliação de dureza superficial utilizando o esclerômetro é de baixo custo, porém requer capacitação técnica do operador que irá realizar o ensaio.

### **2.3.3.1 Procedimento do ensaio de esclerometria**

A ABNT NBR 7584:1995, "Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão", regulamenta o procedimento de ensaio. Porém, para a realização do mesmo, a superfície analisada deve se encontrar lisa, sem irregularidades. Para isso, é preciso regularizar a superfície do concreto com uma pedra de desbaste ou lixa grossa. Na maioria das vezes, este é um processo manual, podendo ser mecanizado. O objetivo desta ação, além de uniformizar a superfície é retirar o material pulverulento existente na mesma.

Na seqüência do ensaio, o aparelho é posicionado de forma perpendicular à superfície, com a ponta do êmbolo voltada para a mesma. De forma lenta e constante, o operador exerce uma pressão do instrumento contra a superfície. A pressão encerra quando o martelo impacta contra a peça ensaiada. Este impacto resulta em uma reação de reflexão contrária ao sentido de ensaio, onde a força do impacto é registrada em uma escala no corpo de aparelho. A esta leitura, denomina-se índice esclerométrico.

De acordo com o prescrito pela ABNT NBR 7584:1995:

- a área de ensaio deve estar localizada preferencialmente nas faces verticais dos elementos a serem ensaiados;

- a área de ensaio deve estar convenientemente afastada das regiões afetadas por segregação, exsudação, concentração excessiva de armadura, juntas de concretagens, cantos, arestas etc. Assim como é conveniente evitar bases e topos de pilares, regiões inferiores de vigas, parte central do vão e regiões próximas dos apoios;
- a área de ensaio deve distar no mínimo 50mm dos cantos e arestas das peças;
- as áreas de ensaio devem estar geométrica e uniformemente distribuídas pela região da estrutura que está sendo analisada;
- a distância mínima entre os centros de dois pontos de impacto deve ser de 50mm;
- não é permitido mais de um impacto sobre um mesmo ponto. Quando isto acontecer deve-se desconsiderar a segunda leitura.

A ABNT NBR 7584:1995 descreve o aparelho esclerômetro Schmidt, como sendo um equipamento que internamente trabalha com um conjunto de molas e um martelo. O aparelho quando pressionado contra uma superfície contrai o conjunto de molas internas e ao ser disparado impulsiona o martelo que se choca contra uma haste com ponta em forma de calota esférica, que por sua vez impacta com a superfície. A força de reação deste impacto é registrado em uma escala do aparelho, gerando o índice esclerométrico.

Para melhor representar a estrutura interna de um esclerômetro de reflexão na Figura 10, apresenta-se em um corte longitudinal no qual se identificam todas as peças que o compõem.

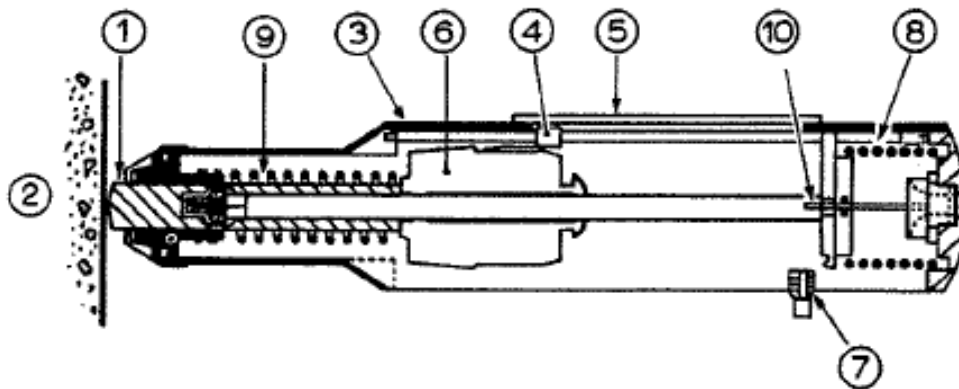


Figura 10 – Estrutura interna de um esclerômetro de reflexão:

- 1) Pistão; 2) concreto; 3) alojamento tubular; 4) cursor; 5) escala; 6) massa; 7) botão de disparo; 8) mola; 9) mola guia; 10) trava

(Fonte: Neville 1997)

Na Figura 11, Metha e Monteiro (1994) exemplificam as posições para operação de um esclerômetro até o seu disparo.

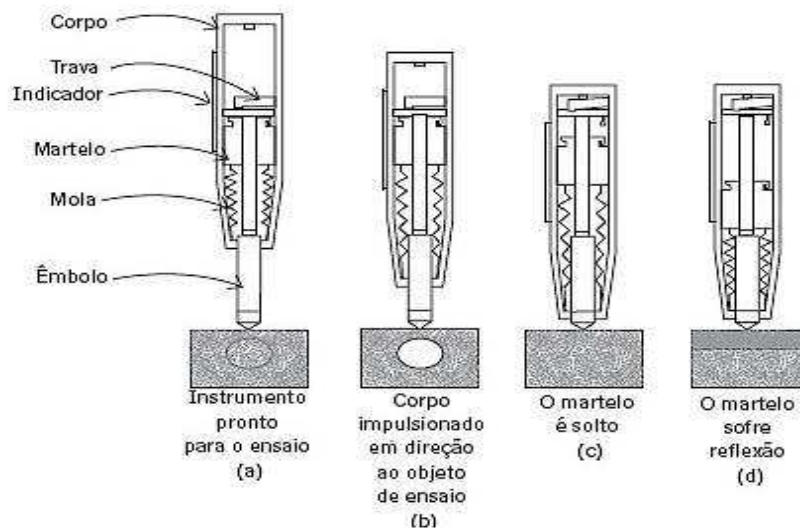


Figura 11 - Aparelho esclerômetro em suas varias fases de operação.

A área de ensaio deve ter dimensões da ordem de (aproximadamente 90 x 90 mm) ou (200 x 200 mm) e devem estar distante no mínimo 50 mm dos cantos e arestas das peças, as áreas ensaiadas devem estar uniformemente distribuídas ao longo da peça ensaiada.

A disposição dos disparos deve obedecer a orientação da Figura 12, onde dentro dos limites estabelecidos subdivide-se os espaços em 9 ou 16 áreas para ensaios. A área demarcada pelos círculos é a região onde deve-se escolher o ponto de leitura, sendo que a distância mínima entre os centros dos dois pontos de impacto deve ser de 50 mm.

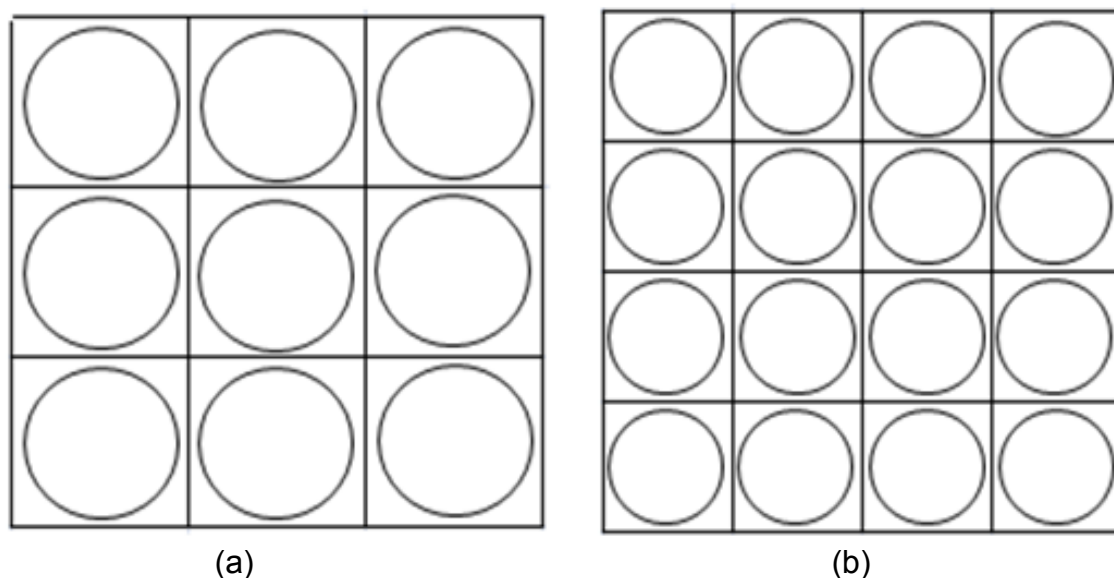


Figura 12 - Subdivisões da região para realização do ensaio de esclerometria. a) Disposição para 9 disparos; b) Disposição para 16 disparos.

(Fonte: ABNT NBR 7584:1995)

### 2.3.3.2. Fatores que influenciam os resultados do ensaio de esclerometria

De acordo com Mehta e Monteiro (1994), o manuseio do esclerômetro de Schmidt é simples e o método fornece uma resposta rápida para se verificar a uniformidade de um concreto na estrutura. Porém, os resultados do ensaio são influenciados pela textura, carbonatação e umidade da superfície do concreto,

assim como a idade, tipo de concreto e sua composição granulométrica de agregados.

Segundo Malhotra (1976), usando-se um esclerômetro adequadamente calibrado, a exatidão da estimativa da resistência do concreto nos corpos de prova de laboratório é de 15 a 20% e em uma estrutura de concreto é de 25%.

Neville (1997) afirma que o ensaio de esclerometria é sensível a variações localizadas no concreto. A presença de uma partícula grande de agregado logo abaixo do pistão por exemplo, pode resultar um índice esclerométrico muito alto, enquanto que a existência de vazios nessa posição levaria à obtenção de um índice esclerométrico muito baixo.

Com o desbaste da superfície para realização do ensaio de esclerometria as imperfeições de vibração e adensamento do concreto se revelam, como bolhas de ar que ficaram incorporadas ao concreto no momento de seu lançamento e não foram expulsas com a vibração. Na Figura 13, mostra-se a exposição dos vazios em uma superfície do concreto após o desbaste, pontos estes sobre os quais deve-se evitar realizar o ensaio.

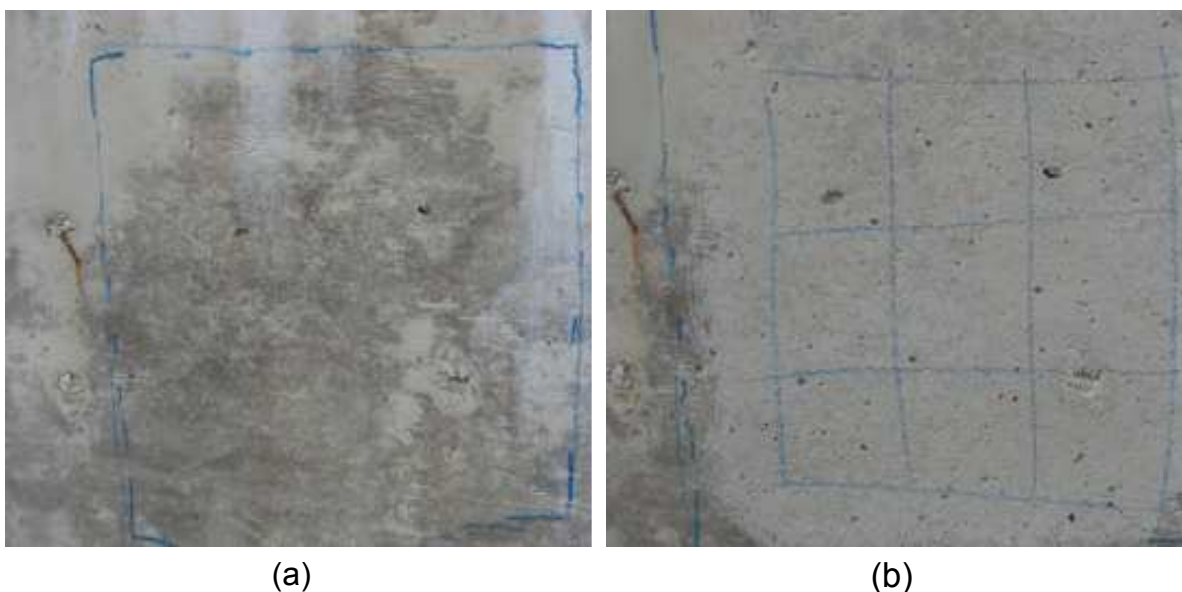


Figura 13 - Superfície de concreto demarcada para ensaio de esclerometria: a) após desforma; b) depois do desbaste da superfície, com exposição de vazios.

O aparelho de esclerometria foi idealizado em 1954 por Ernst Schmidt e portanto conhecido como esclerômetro de Schmidt. Os fabricantes dos aparelhos de esclerometria tipo Schmidt normalmente apresentam um Ábaco que permite estimar a resistência à compressão ( $f_c$ ), em função do índice esclerométrico (IE), não fazendo referência às características dos materiais utilizados nos concretos. Na Figura 14, apresenta-se um Ábaco fornecido com o aparelho da marca Controls.

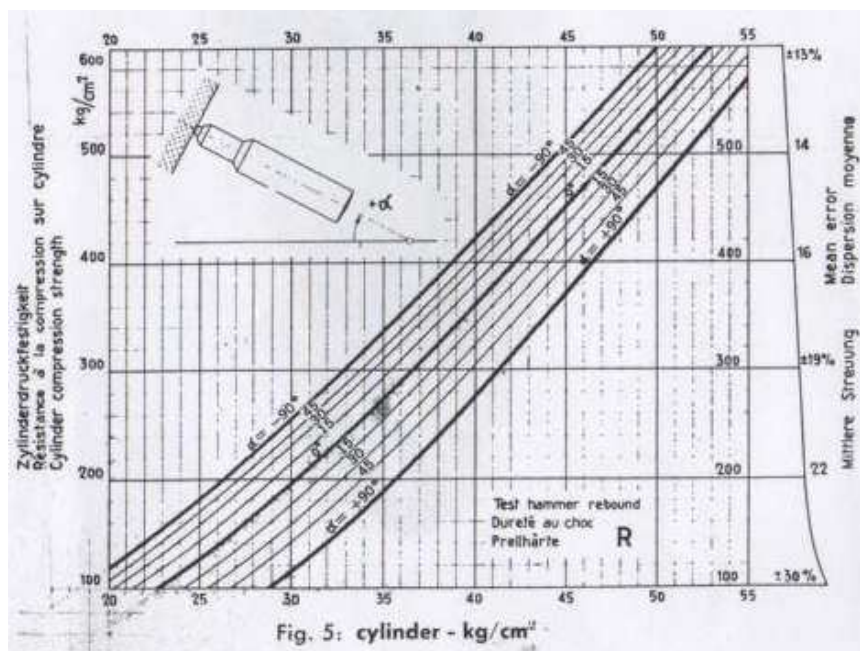


Figura 14 – Ábaco para estimativa da resistência à compressão do concreto da marca Controls.

(Fonte: Manual do fabricante Controls)

### 2.3.4. Ensaio de pulso ultra-sônico

Segundo a ABNT NBR 8802:1994 –“Determinação da velocidade de onda ultra-sônica”, por meio de ensaio de pulso ultra-sônico determina-se a velocidade de

propagação de ondas longitudinais, obtidas por pulsos ultras-sônicos através de uma peça de concreto. As principais aplicações deste ensaio são:

- verificar a homogeneidade do concreto;
- detectar eventuais falhas de concretagem;
- avaliar a profundidade de fissuras e outras manifestações patológicas.

A velocidade do pulso ultra-sônico está diretamente ligada à qualidade do concreto, já que a velocidade de propagação da onda será maior ou menor em função do material analisado. Estas ondas variam de velocidade em função da quantidade de poros e vazios, o que possibilita a detecção de descontinuidades no concreto.

O módulo de elasticidade dos agregados utilizados no concreto varia muito, de modo que a velocidade do pulso ultra-sônico é fortemente influenciado pelo módulo de elasticidade e do teor de agregado.

A ABNT NBR 8802:1994 -“Determinação de velocidade de onda Ultra-Sônica”, indica que é possível expressar a homogeneidade do concreto em forma de parâmetros estatísticos, tais como o Desvio Padrão ( $s_d$ ) ou o Coeficiente de Variação (CV) das medidas de velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas no concreto, feitas em pontos de uma malha. Contudo, tais parâmetros só podem ser usados para comparar variações em componentes de concreto similares.

#### **2.3.4.1 Procedimento do ensaio de pulso ultra-sônico**

Na Figura 15 o gráfico e a peça analisados representam o princípio básico da inspeção de materiais com auxílio do ensaio de pulso ultra-sônico. A onda ultra-sônica é emitida por um transdutor e captada por outro disposto numa superfície oposta ou próxima do emissor. Este transdutor capta a onda e a envia ao aparelho de leitura, que registra a velocidade com que a onda atravessou o

meio ensaiado. O pico apresentado no gráfico da Figura 15 representa uma descontinuidade ou falha detectada no elemento ensaiado. Esta falha faz com que a onda tenha que mudar o seu percurso, reduzindo a velocidade e aumentando o tempo de chegada de um ponto a outro.

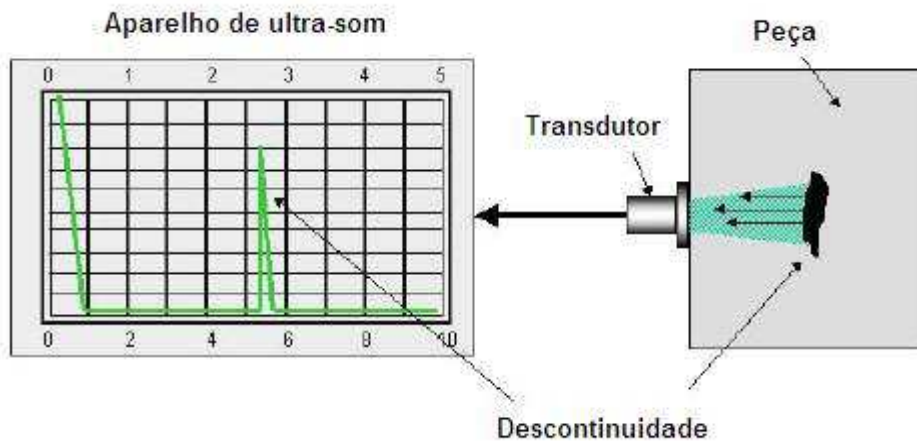


Figura 15 – Inspeção de um elemento com auxílio do ensaio de pulso ultra-sônico.  
(Fonte: ABENDI- Associação Brasileira de ensaios não destrutivos e inspeções)

Para o cálculo da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas conforme ABNT NBR 8802:1994 utiliza-se a expressão:

$$V = L / t \quad (2)$$

onde:

V é a velocidade de propagação (m/s);

L é a distância entre os pontos de acoplamento dos centros das faces dos transdutores (m);

t é o tempo decorrido desde a emissão da onda até a sua recepção (s).

### 2.3.4.2 Posicionamento dos transdutores

Os transdutores (um transmissor e outro receptor de ondas) podem ser dispostos obedecendo aos posicionamentos indicados na Figura 16:

- transmissão direta, quando os pulsos são gerados por transdutores em faces opostas;
- transmissão semi-direta, quando estão perpendiculares entre si;
- transmissão indireta, quando os transdutores estão no mesmo plano.

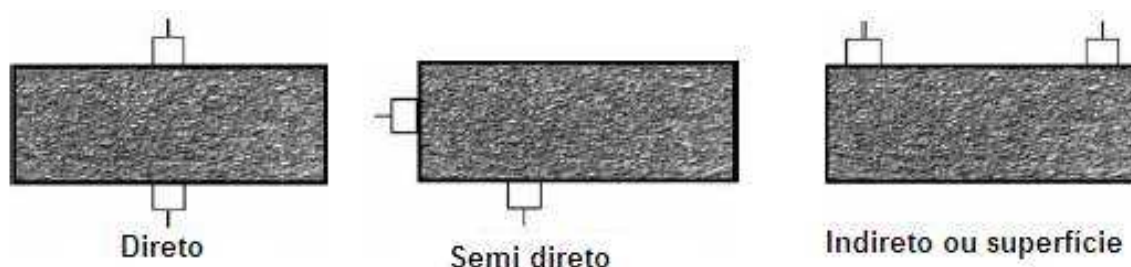


Figura 16 - Representação esquemática das possíveis posições dos transdutores (Fonte: Proceq - Pundit Lab)

Na Tabela 1 apresenta-se uma classificação orientativa da qualidade do concreto com base na velocidade de pulsos ultra-sônicos.

Tabela 1 - Classificação orientativa da qualidade do concreto em função do ensaio de Velocidade de pulso ultra-sônico - (VPU) (Lorenzi-2010)

<b>Velocidade de propagação de pulso ultra-sônico - VPU (m/s)</b>	<b>Qualidade do concreto</b>
> 4500	Excelente
3500 < VPU < 4500	Ótimo / Bom
3000 < VPU < 3500	Bom / Duvidoso
2000 < VPU < 3000	Regular
VPU < 2000	Ruim

### **2.3.4.3 Fatores que influenciam os resultados do ensaio**

Mehta e Monteiro (1994), afirmam que a velocidade de propagação do pulso ultra-sônico é influenciada por inúmeras variáveis, como a idade do concreto, condições de umidade, relação agregado/cimento, tipo de agregado e posição das barras de aço.

## **2.4 Métodos para estimar a resistência à compressão do concreto**

### **2.4.1 Análise de regressão**

Em diversos problemas das áreas médica, biológica, industrial, química entre outras, é de grande interesse verificar se duas ou mais variáveis estão relacionadas de alguma forma. Para expressar esta relação é importante estabelecer um modelo matemático.

Os modelos de regressão são modelos matemáticos que relacionam o comportamento de uma variável (Y) com outra (X). Quando a função f que relaciona duas variáveis é do tipo  $Y = a + bx$ , tem-se um modelo de regressão simples. A variável X é a variável independente da equação enquanto Y é a variável dependente das variações de X. O modelo de regressão é chamado simples quando envolve uma relação causal entre duas variáveis.

A análise de regressão múltipla é um algoritmo estatístico, baseado no método dos mínimos quadrados, aplicável a problemas em que uma variável dependente está relacionada a um conjunto de variáveis independentes, conforme modelo expresso pela equação:

$$Y = B_1 X_1 + B_2 X_2 + B_3 X_3 \quad ( 3 )$$

A regressão múltipla é uma coleção de técnicas estatísticas para construir modelos que descrevem de maneira razoável as relações entre diversas variáveis explicativas de um determinado processo. A diferença entre a regressão linear simples e a múltipla é que na múltipla são consideradas duas ou mais variáveis explicativas.

## **2.4.2 Análise com auxílio de redes neurais artificiais - RNA**

### **2.4.2.1 Generalidades sobre as redes neurais artificiais**

O conhecimento do funcionamento do sistema nervoso é relativamente recente. A primeira descrição da célula nervosa e sua denominação como neurônio foi feita pelo médico espanhol Santiago Ramón y Cajal, em 1911.

A partir da compreensão do funcionamento dos sistemas neurais biológicos, em meados dos anos 40 alguns pesquisadores começaram a investigar a possibilidade de criar modelos matemáticos capazes de simular, ainda que de forma simplificada, as operações de um neurônio biológico. Daí surgiram as Redes Neurais Artificiais (RNA), que nas últimas décadas vêm se desenvolvendo em meio às pesquisas sobre Inteligência Artificial (AI).

O desenvolvimento das RNAs está intimamente associado ao desenvolvimento da computação, que teve seu início logo após a 2ª. Guerra Mundial. As RNAs podem ser construídas por meio de estruturas de *hardware* ou de *software*, sendo mais comuns na segunda forma, devido à flexibilidade que a programação computacional oferece. Não obstante, numa ou noutra forma as RNAs são viabilizadas como uma ferramenta computacional.

Nos últimos 30 anos as RNAs vêm sendo utilizadas em diferentes áreas do conhecimento, incluindo engenharia, física, medicina, geologia, finanças, etc., com resultados excelentes em muitos casos. De fato, as redes neurais são aplicáveis em qualquer área onde haja problemas de estimativa, classificação e controle de dados.

#### 2.4.2.2. A origem biológica das redes neurais

As Redes Neurais Artificiais, ou simplesmente redes neurais, são modelos desenvolvidos a partir da observação do funcionamento dos sistemas neurais biológicos, associado ao processamento paralelo do cérebro humano. Elas imitam, de alguma forma, a capacidade de aprender e a tolerância a falhas dos sistemas neurais biológicos, por meio de uma modelagem simplificada da estrutura do cérebro.

Os neurônios são células com a habilidade de receber informação do próprio corpo, ou do ambiente externo, integrar a informação e transmiti-la a outras células. Cada neurônio é uma célula especializada, capaz de propagar um sinal eletroquímico. Todas as funções e movimentos do organismo estão relacionados ao funcionamento dessas pequenas células.

Os neurônios biológicos possuem um corpo celular, coberto com uma membrana, do qual saem dois tipos de prolongamentos: os dendritos, que podem ser em grande número e com muitas ramificações, e o axônio ou filamento nervoso, que geralmente é único, Figura 17.

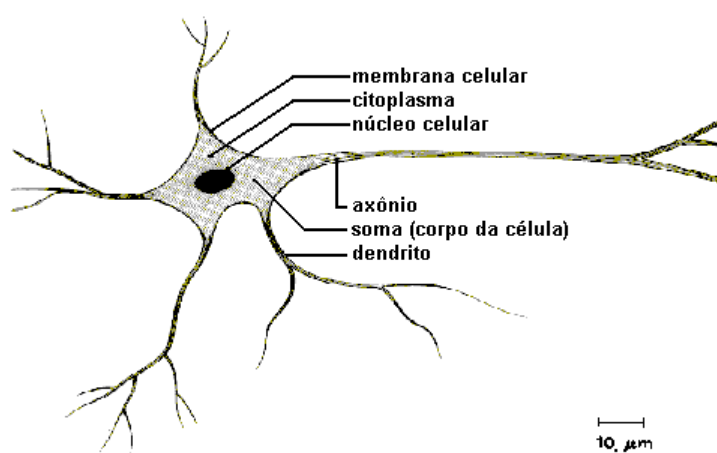


Figura 17 – Estrutura de um neurônio biológico.

Os dendritos são terminais de entrada (*input*), pelas quais a célula recebe sinais emitidos por outros neurônios. O axônio é um terminal de saída (*output*), por meio da qual os sinais eletroquímicos são enviados aos outros neurônios da rede.

O ponto de contato entre o axônio de um neurônio e o dendrito de outro é chamado de *sinapse*. É por meio das sinapses que os neurônios se conectam uns aos outros para formar a rede neural. Elas atuam como uma válvula que controla a transmissão dos impulsos nervosos – o fluxo de informação – entre os neurônios e a rede neural. Essa habilidade reguladora é chamada de eficiência sináptica.

Quando ativado, um neurônio dispara um sinal eletroquímico ao longo do axônio, na forma de um pulso que cruza as sinapses para outros neurônios. Um neurônio só dispara um pulso se o sinal total recebido pelo corpo da célula exceder um certo nível, chamado *limiar de disparo* ou *limiar de excitação*. Se o estímulo recebido estiver abaixo do limiar de excitação, o neurônio não emitirá um pulso nervoso.

A força do sinal recebido por um neurônio depende criticamente da eficácia das sinapses. Segundo Hebb (1949), aprender consiste principalmente em alterar o vigor das conexões sinápticas. Por exemplo, no clássico experimento de condicionamento Pavloviano, onde um sino é tocado quando a comida é dada a um cachorro, o animal rapidamente aprende a associar o barulho do sino ao ato de comer. As conexões sinápticas entre o córtex auditivo e as glândulas salivares são potencializadas, de forma que quando o córtex auditivo é estimulado pelo som do sino o cão começa a salivar.

O cérebro é capaz de executar tarefas complexas por meio de um grande número de unidades de processamento extremamente simples. Cada uma delas efetua uma soma ponderada de seus *inputs* e então dispara um sinal binário caso o sinal total exceda o limiar de disparo. Embora a presente descrição seja muito simples em relação à complexidade real do cérebro, as redes neurais artificiais podem

alcançar alguns resultados notáveis usando um modelo não muito mais complexo do que o descrito aqui.

#### **2.4.2.3 Neurônio artificial**

A primeira proposta de um modelo matemático capaz de representar um neurônio biológico foi apresentada por McCulloch e Pitts (1943). Esses autores apresentaram um modelo formal que incorporava o conhecimento sobre o sistema nervoso e a computação digital à época.

Um neurônio artificial é definido da seguinte maneira: o neurônio recebe um certo número de entradas (*inputs*), que tanto podem ser dados originais como respostas de outros neurônios da rede. Cada entrada é recebida por meio de uma conexão que possui uma resistência, ou peso; esses pesos correspondem à eficácia sináptica num neurônio biológico. Cada neurônio também possui um valor único de limiar de excitação. A soma ponderada das entradas é efetuada e o limiar é subtraído para compor a ativação do neurônio (também conhecida como potencial pós-sináptico do neurônio).

O sinal de ativação é passado adiante por meio de uma função de ativação (também conhecida como função de transferência) para produzir a saída do neurônio. Se a função de ativação adotada é do tipo degrau (i.e., a saída do neurônio é zero se a entrada é menor do que zero, e 1, se a entrada é maior ou igual a zero), então o neurônio atua exatamente como o neurônio biológico descrito anteriormente (subtrair o limiar da soma ponderada e comparar com zero é equivalente a comparar a soma ponderada com o limiar). Os pesos também podem ser negativos, o que implica que a sinapse pode ter um efeito inibitório sobre o neurônio, além do efeito excitador.

O modelo de McCulloch e Pitts, também chamado de modelo MCP, representa de forma bastante simples o funcionamento do neurônio biológico, utilizando uma regra de propagação e uma função de ativação. O neurônio emite um sinal, ou não, com base em um limiar, em analogia com a lei do tudo ou nada. Sua

descrição matemática decorre de um modelo com  $n$  terminais de entrada ( $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ ), que representam os dendritos (*inputs*), e apenas um terminal de saída  $y$ , representando o axônio, Figura 18

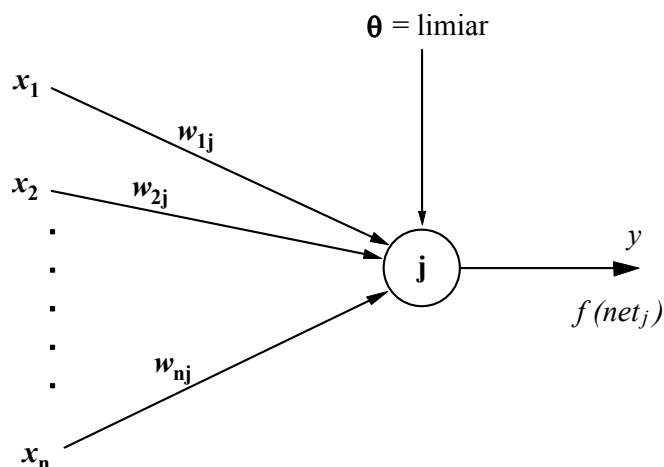


Figura 18 – O neurônio artificial de McCulloch e Pitts.

As variáveis  $w_1, w_2, \dots, w_n$  são pesos numéricos que emulam o comportamento das sinapses. Esses pesos podem assumir valores positivos ou negativos, fazendo o mesmo papel das sinapses inibitórias ou excitatórias. O efeito de uma sinapse particular  $i$  no neurônio pós-sináptico  $j$  é dado por  $x_i w_{ij}$ . Os pesos determinam em que grau o neurônio deve considerar sinais de disparo que ocorrem naquela conexão (BRAGA *et al.*, 2000).

Observando a figura 19, pode-se dizer que a resposta líquida do neurônio  $net_j$  é dada pela seguinte regra de propagação:

$$net_j = \sum_{i=1}^n w_{ij} x_i - \theta \quad (4)$$

onde  $\theta$  é o limiar de disparo.

Na equação (4) a variável  $x_i$  representa os valores recebidos de outros neurônios e os pesos  $w_{ij}$  (chamados pesos sinápticos) simulam o efeito das sinapses numa rede biológica.

Para simular a lei do tudo ou nada, pode-se utilizar uma função matemática simples conhecida como *função degrau*, mostrada na Figura 19 a.

A função de ativação determina se e como o sinal avança. Se a função de ativação é a função degrau, tem-se a seguinte situação:

$$f(\text{net}_j) = \begin{cases} 1, & \forall \text{net}_j \geq 0 \\ 0, & \forall \text{net}_j < 0 \end{cases} \quad (5)$$

A partir do modelo de McCulloch e Pitts, foram derivados vários outros que permitem a produção de uma saída qualquer, não necessariamente zero ou um, com funções de ativação diversas. A Figura 19 ilustra graficamente duas funções de ativação diferentes.

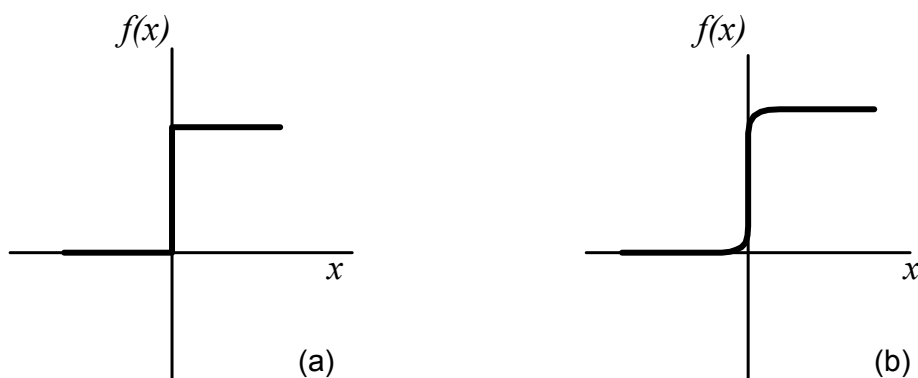


Figura 19 - Algumas funções de ativação utilizadas nas RNAs: (a) função degrau; (b) função logística (adaptado de VERÍSSIMO, 2007).

O gráfico da 19b representa a função logística, um caso particular da função sigmóide. A função logística possui características fundamentais importantes para

permitir a operação dos algoritmos de treinamento das redes neurais, tais como ser uma função suave e facilmente diferenciável. Por não possuir essas características a função degrau não é mais utilizada na prática.

#### **2.4.2.4 Breve histórico das Redes Neurais Artificiais**

Logo nos primórdios da Ciência da Computação, vislumbrou-se a possibilidade de simular a inteligência humana por meio de uma máquina. Essa idéia envolve dois valores semânticos diferentes, que conduziram a duas interpretações. Uma delas se baseia no conceito de sistemas artificiais que reproduzem fielmente as características de um especialista em tomada de decisão (um ser humano). A outra interpretação advoga a criação de sistemas baseados em arquitetura neural e que imitam de alguma forma a capacidade cognitiva do cérebro humano. A partir dessas duas interpretações surgiram duas teorias diferentes: a teoria *simbólica* e a teoria *conexionista*.

A teoria simbólica deu origem à maioria dos programas de computador conhecidos hoje. Ela lida com a solução de problemas como um processo essencialmente algorítmico. Para executar qualquer tarefa, cria-se um programa computacional que divide essa tarefa em passos que podem ser executados em seqüência, um de cada vez. Os programas consistem basicamente de uma seqüência de instruções que são processadas uma a uma por um processador central, normalmente chamado de CPU (*Central Processing Unit*).

A teoria conexionista tem uma inspiração biológica, baseada no suposto funcionamento do cérebro, onde se presume que a inteligência se produz a partir da ação simultânea de processadores simples denominados neurônios. Cada neurônio é um sistema dinâmico que se comunica com muitos outros ao mesmo tempo, sem ter que obedecer a uma unidade central de processamento. Esse tipo de arquitetura é conhecido na área de computação como Processamento Paralelo e Distribuído (PPD).

Os primeiros estudos sobre neuro computação datam de 1943, com o trabalho de McCulloch e Pitts. Ainda na década de 40, diversos trabalhos se seguiram, porém sem grandes avanços.

Hebb (1949) foi o primeiro a propor uma lei de aprendizagem específica para as sinapses dos neurônios, com base na idéia de que o condicionamento psicológico clássico está presente em qualquer parte dos animais por estar associado a uma propriedade dos neurônios individuais. Seu trabalho motivou diversos pesquisadores a se aprofundarem no entendimento do processo de aprendizagem das redes neurais.

Em 1958 Frank Rosenblatt introduziu o conceito de *aprendizado* em RNAs, propondo um modelo que se tornou conhecido como Perceptron (ROSENBLATT, 1958), o qual consistia de uma rede de neurônios MCP dispostos em duas camadas, uma de entrada e outra de saída, como mostrado na Figura 20.

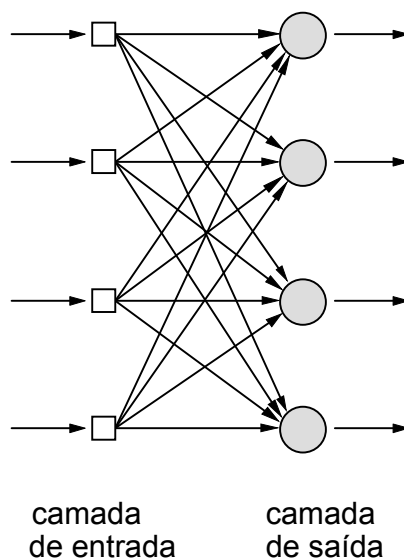


Figura 20 - Modelo de rede Perceptron, proposto por Frank Rosenblatt em 1958 (Veríssimo, 2007).

O algoritmo perceptron tenta encontrar uma linha que separe completamente duas classes de elementos distintos, conforme representado na Figura 21.

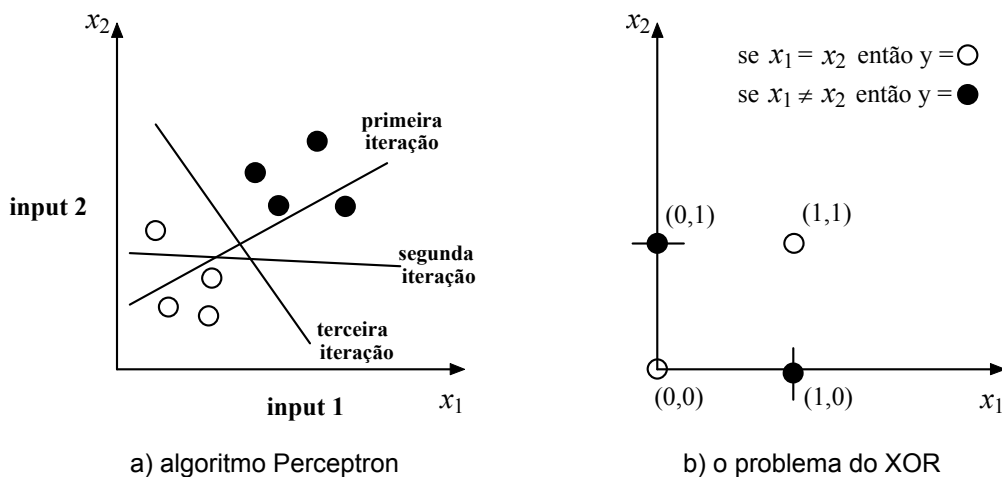


Figura 21 - Uma ilustração do algoritmo Perceptron. As duas classes representadas por ● e ○ são: (a) linearmente separáveis e (b) não linearmente separáveis (Vieira, 2000).

O algoritmo inicia posicionando uma linha arbitrariamente no espaço da amostra e então examinando de qual lado da linha cada classe está. Se um caso está do lado errado da linha então a posição da linha é modificada de forma que o caso fique do lado correto ou simplesmente para trazer o caso para mais perto da posição correta. Existem várias formas de atualizar a posição da linha. Se este processo é repetido e se existe uma linha que divide os dois grupos, então eventualmente todos os casos ficarão situados do lado correto em relação à linha. Caso contrário o processo nunca convergirá e a linha ficará trocando de posição indefinidamente, sem nunca chegar a uma solução.

Nessa fase, os conexionistas desenvolveram modelos para diversas aplicações, sempre começando com o elemento mais simples, o neurônio, e conectando-o com uma certa topologia até conseguir emular a função que descreve o comportamento geral do sistema. E obtiveram bom êxito em muitos casos. Entretanto, Minsky e Papert (1969) apontaram uma série de limitações dos

primeiros modelos conexionistas como o Perceptron, ilustrando-as através do simples problema lógico do XOR (exclusive-OR). O problema do XOR não pode ser aprendido pelo perceptron porque os elementos (resultados) não são linearmente separáveis (ver Figura 21b). A base matemática e científica da análise foi suficiente para extinguir qualquer interesse adicional no campo conexionista à época.

A abordagem simbolista, baseada na lógica, passou então a tornar-se dominante. A grande contribuição da lógica na Inteligência Artificial foi o desenvolvimento de sistemas especialistas na década de 60, onde um especialista (humano) fornecia o conhecimento heurístico e a lógica era usada como uma ferramenta computacional de tal forma que o sistema inteligente simulava o comportamento do especialista, em problemas de classificação por exemplo. Enquanto o uso da lógica cresceu, a teoria conexionista permaneceu esquecida durante um período e somente um pequeno número de pesquisadores permaneceu trabalhando nesse campo, desenvolvendo a base teórica que mais tarde tornaria possível o reaparecimento da neurocomputação.

A despeito do sucesso dos sistemas especialistas, problemas como a dificuldade em adquirir o conhecimento heurístico, a incapacidade da lógica para manipular o processo de aprendizado e descobertas de que algumas atividades inteligentes requerem ferramentas diferentes daquelas propostas pela lógica levaram ao renascimento do interesse pelos modelos conexionistas a partir dos anos 80.

John Hopfield (1982), pesquisador do Instituto de Tecnologia da Califórnia, exerceu um papel importante para a retomada do interesse pelas pesquisas sobre a computação neural. Hopfield fez uma análise detalhada e uma interpretação física da dinâmica das redes neurais, com base em estudos do sistema nervoso de uma lesma de jardim, apresentando um sistema computacional neural composto de elementos de processamento interconectados, cujo objetivo era atingir um estado mínimo de energia. Esse trabalho foi fundamental para o desenvolvimento dos modelos conexionistas que se tornaram realidade uma

década depois. Essa área foi responsável por grandes avanços na ciência da computação nos últimos anos. Esse ressurgimento teve por base a demonstração de que os modelos conexionistas com múltiplas camadas (os perceptrons originalmente possuíam apenas duas camadas) poderiam ser usados com sucesso para separar vetores não ortogonais e para o desenvolvimento de algoritmos de aprendizado eficientes para redes multi-camada.

A introdução de camadas de neurônios entre as camadas de entrada e de saída forneceu a estrutura necessária para que as redes pudessem aprender os diferentes tipos de agrupamento requeridos para possibilitar uma classificação mais complexa em sistemas não-lineares.

Nos sistemas de inteligência artificial, a lógica clássica típica dos algoritmos simbólicos é substituída por habilidades de tirar conclusões vagas e fazer revocações associativas. Esta é uma grande vantagem em situações em que não há um conjunto claro de regras lógicas a seguir. Além disso, as redes neurais podem ser tolerantes a ruídos nos dados de entrada (dados fora do padrão).

O desempenho do cérebro humano em tarefas cognitivas altamente complexas, como o reconhecimento de padrões visuais e auditivos, sempre motivou os estudiosos a tentarem modelar seu funcionamento. Por essa razão os modelos conexionistas são chamados de redes neurais artificiais. Nesses modelos, o conhecimento é usualmente distribuído por toda a rede e é armazenado na sua estrutura topológica e nos pesos das interconexões.

Um histórico detalhado sobre os estudos e o desenvolvimento das redes neurais artificiais pode ser encontrado em Haykin (2001).

### 2.4.2.5 Funcionamento das Redes Neurais Artificiais

Na Figura 22, apresenta-se um esquema típico da arquitetura de uma RNA, no qual pode-se identificar diversas camadas de neurônios, os próprios neurônios e as conexões entre eles.

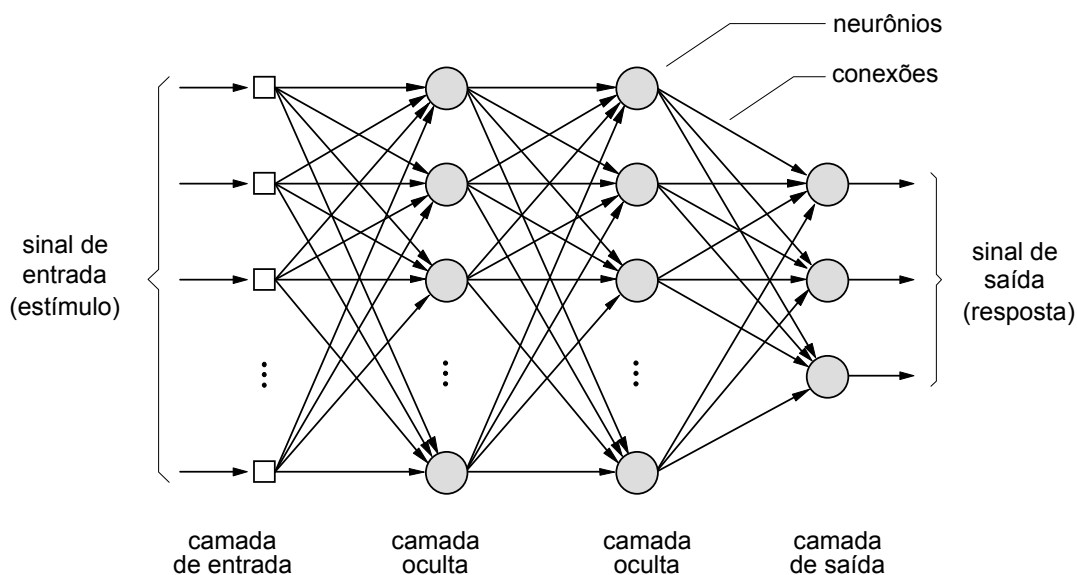


Figura 22 - Aspecto da estrutura típica de uma RNA com todos os neurônios interconectados (adaptado de VERÍSSIMO 2007).

Numa RNA genérica, deve haver entradas (que recebem os valores das variáveis de interesse do mundo exterior) e saídas (que formam as previsões, classificações ou sinais de controle). As entradas e saídas correspondem aos nervos sensoriais e nervos motores, como aqueles que vêm dos olhos e levam até às mãos. Entretanto, deve haver neurônios ocultos que desempenham um papel interno na rede. Os neurônios de entrada, os ocultos e os de saída devem ser interconectados (Figura 22).

#### **2.4.2.6 Modelagem, treinamento e utilização de Redes Neurais Artificiais**

A construção e preparação de uma RNA artificial envolve as seguintes fases: modelagem, treinamento e utilização.

Na fase de modelagem, o usuário define o número de camadas da rede e o número de neurônios em cada camada. Há regras para estabelecer esses números mas elas não serão descritas aqui.

O pesquisador que constrói a rede precisa ter em mãos um conjunto de dados relacionados ao fenômeno em questão. Esses dados são utilizados para treinar a rede e verificar se ela aprendeu o conhecimento implícito nos dados. Para isso, o cientista divide seu conjunto de dados em dois subconjuntos: o de treinamento e o de verificação. Os dados de treinamento são utilizados para treinar a rede. Feito o treinamento, os dados de verificação são submetidos à rede para conferir se ela aprendeu a simular o fenômeno, fornecendo as respostas apropriadas para os dados de entrada.

Se treinada apropriadamente, a rede aprende a modelar a função (desconhecida) que relaciona os dados de entrada aos de saída e pode, subsequente, ser usada para fazer previsões em situações em que as saídas não são conhecidas.

Um requisito importante para o uso de redes neurais é saber, ou intuir, que existe uma relação entre os dados de entrada e os de saída. Essa relação não precisa ser exata, mas deve existir. Para muitos fenômenos estudados as variáveis de entrada podem ser influenciadas por outros fatores, além dos considerados, sem contar a possibilidade de existirem elementos puramente aleatórios.

Quando se usam redes neurais, o objetivo não é conhecer a natureza exata da relação entre os dados de entrada e os de saída. Aliás, se essa relação fosse conhecida, seria possível modelá-la diretamente. Uma característica chave das redes neurais é que elas aprendem a relação entre os dados de entrada e os de saída por meio de um treinamento.

Existem dois tipos de treinamento usados em redes neurais: o “treinamento supervisionado” e o “treinamento não-supervisionado”. No aprendizado supervisionado o usuário reúne um conjunto de casos para treinamento, que contêm dados de entrada e suas respectivas saídas, e a rede aprende a predizer a relação entre os dois. Os dados de treinamento usualmente são tomados ou de registros históricos ou de medições experimentais.

#### **2.4.2.7 Perceptrons multi-camada**

A Figura 22 mostra a estrutura de uma rede do tipo Perceptron multi-camada MLP (*MultiLayer Perceptron*, em português: Perceptron multi-camada). As redes do tipo MLP foram desenvolvidas originalmente por Rumelhart e McClelland (1986). São talvez a arquitetura de redes neurais mais utilizada atualmente e são discutidas na maioria dos livros sobre redes neurais (BISHOP, 1995).

Nas redes MLP, os neurônios são dispostos numa tipologia típica, em camadas. Os neurônios da camada de entrada servem simplesmente para introdução dos valores das variáveis de entrada. Os neurônios das camadas ocultas e os da camada de saída estão todos conectados aos neurônios da camada de entrada.

O número de neurônios de entrada é igual ao número de variáveis do problema, que são intuitivamente selecionadas pelo usuário. Já o número de camadas ocultas e o número de neurônios em cada camada é arbitrário. Um bom ponto de partida é iniciar com uma única camada oculta e com um número de neurônios nessa camada igual à soma dos nodos de entrada e de saída.

Nos Perceptrons multi-camada, cada neurônio efetua a soma dos pesos de suas entradas e passa este nível de ativação por uma função de transferência para produzir sua saída. Os neurônios, ou nodos, são arranjados numa topologia em camadas formando uma estrutura do tipo *feed-forward* (alimentada adiante). Dessa forma, a rede pode ser vista como um tipo de modelo entrada-saída, em que os pesos e limiares de ativação são os parâmetros livres. Essas redes podem modelar funções de complexidade quase arbitrária, com o número de camadas e

o número de neurônios em cada camada determinando a complexidade da função.

Uma vez que o número de camadas e o número de neurônios em cada camada tenham sido selecionados, os pesos e limiares devem ser atribuídos de forma a minimizar o erro de predição produzido pela rede. Este é o papel dos algoritmos de treinamento. Os casos históricos ou experimentais coletados são usados para ajustar automaticamente os pesos e limiares a fim de minimizar esse erro. Este processo é equivalente a ajustar o modelo representado pela rede aos dados disponíveis para treinamento. O erro de uma configuração particular da rede pode ser determinado processando-se todos os casos de treinamento através da rede, comparando-se a saída atual gerada com o resultado conhecido que se espera obter. As diferenças são combinadas juntamente por uma função erro para produzir o erro da rede. A função de erro mais comum é a soma dos quadrados dos erros, onde os quadrados dos erros individuais dos nodos de saída, relativos a cada caso, são somados.

Quando uma rede treinada é executada (usada), os valores das variáveis de entrada são carregados nos neurônios de entrada, e então os neurônios da camada oculta e os da camada de saída são progressivamente executados. Cada um deles calcula seu valor de ativação considerando a soma dos pesos das saídas dos neurônios da camada precedente e subtraindo o limiar. O valor de ativação é passado para frente através da função de ativação para produzir a saída do neurônio. Quando a rede inteira tiver sido executada, o valor carregado no neurônio de saída é a resposta da rede para a situação caracterizada pelos dados de entrada informados. Num problema típico de predição, existe apenas um neurônio na camada de saída, que conterà o valor que se está procurando.

#### **2.4.2.8 O algoritmo back-propagation**

Existem vários algoritmos de treinamento supervisionado para RNAs. O mais utilizado é conhecido como *algoritmo de retropropagação do erro (error back-*

*propagation*), ou simplesmente *back-propagation*. Desenvolvido por Rumelhart *et al.* (1986), esse algoritmo ajusta os pesos e limiares da rede, de forma a minimizar o erro em suas previsões sobre o conjunto de dados de treinamento.

Os Perceptrons multi-camada têm sido aplicados com sucesso para resolver diversos problemas complexos utilizando o *back-propagation* (HAYKIN, 2001). Esse algoritmo é baseado na *regra de aprendizagem por propagação de erro* e pode ser visto como uma generalização do conhecido algoritmo do mínimo quadrado médio (LMS).

Basicamente, a aprendizagem por retropropagação do erro consiste de dois passos através das diferentes camadas da rede: um para frente, a *propagação*, e um para trás, a *retropropagação*. No *passo para a frente*, um vetor de dados de entrada é aplicado aos nós sensoriais e seu efeito se propaga pela rede, camada por camada. Finalmente, uma saída é produzida como a resposta real da rede. Durante a propagação, os pesos sinápticos são todos *fixos*. No *passo para trás*, por outro lado, os pesos sinápticos são ajustados de acordo com uma regra de correção do erro, que é calculado subtraindo-se a resposta real da rede do resultado desejado (conhecido na etapa de treinamento – faz parte do conjunto de dados disponível). Esse erro é então propagado para trás através da rede, contra a direção das conexões sinápticas – de onde vem o nome “*retropropagação de erro*” (*error back-propagation*). Os pesos sinápticos são ajustados para que a resposta real da rede se mova para mais perto do resultado desejado, em um sentido estatístico (HAYKIN, 2001).

Um conceito útil neste ponto é o da superfície de erro. Assume-se que cada um dos  $n$  pesos e limiares da rede (*i.e.*, os parâmetros livres do modelo) é uma dimensão no espaço. A dimensão  $n+1$  é o erro da rede. Para qualquer configuração possível de pesos o erro pode ser plotado na dimensão  $n+1$ , formando uma superfície do erro (Figura 23). O objetivo do treinamento da rede é encontrar o ponto mais baixo nessa superfície multi-dimensional.

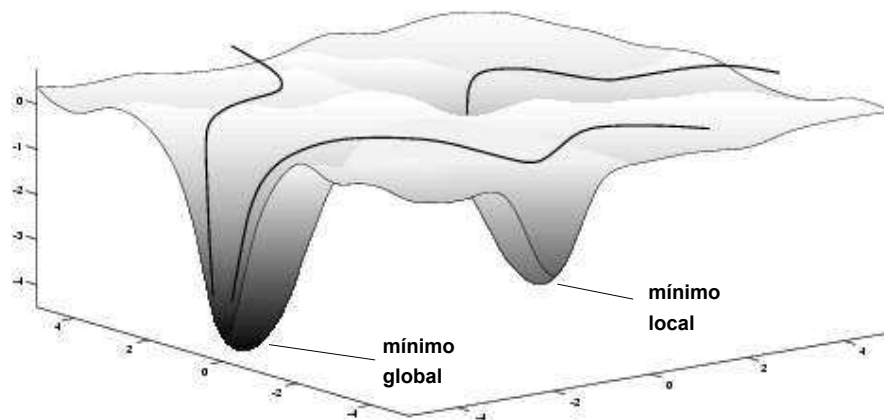


Figura 23 - Aspecto de uma superfície de erro multi-dimensional.

Num modelo linear com função soma dos quadrados dos erros, essa superfície de erro é uma parábola (quadrática), ou seja, uma concha suave com um único mínimo. Neste caso, portanto, é fácil localizar o mínimo. No entanto, as superfícies de erro para as redes neurais são muito mais complexas, com diversas características topológicas como mínimos locais (que estão abaixo da superfície adjacente, mas acima do mínimo global), áreas planas e platôs, pontos de sela e longas ravinas estreitas.

Não é possível determinar analiticamente onde o mínimo global da função de erro se encontra. O treinamento de uma rede neural é essencialmente a exploração da superfície de erro. Partindo de uma configuração randômica inicial para os pesos e limiares (*i.e.*, um ponto randômico na superfície de erro), os algoritmos de treinamento procuram incrementalmente pelo mínimo global. Isso é feito calculando-se o gradiente (a inclinação) da superfície de erro no ponto corrente e usando-se essa informação para fazer um movimento em declive. Partindo do princípio que o mínimo está no ponto mais baixo da superfície, a idéia é descer na direção em que o declive é mais acentuado. Eventualmente, o algoritmo pára num ponto baixo, que pode ser um mínimo local ou o desejado mínimo global.

No *back-propagation* o vetor do gradiente da superfície de erro é calculado. Esse vetor aponta na direção do declive mais íngreme a partir do ponto corrente, de forma que um pequeno movimento feito nessa direção implica na diminuição do erro. Uma seqüência de movimentos desse tipo eventualmente encontra um mínimo. O algoritmo progride iterativamente, por meio de vários incrementos. Em cada incremento, os casos de treinamento são submetidos à rede em seqüência. A saída alvo e a saída atual são comparadas e o erro é calculado. Esse erro, associado ao gradiente da superfície de erro, é usado para ajustar os pesos, e então o processo se repete. A configuração inicial da rede é randômica, e o treinamento pára quando ocorre uma das seguintes situações: um dado número de iterações se completa, ou o erro atinge um nível aceitável, ou o erro pára de diminuir. Pode-se escolher qual dessas condições de parada utilizar.

A Figura 24a, representa uma rede MLP 7:5:1 (sete neurônios na camada de entrada, cinco na camada oculta e um na camada de saída) logo após a inicialização randômica dos pesos. Na Figura 24b é mostrada a mesma rede ao final do processo de aprendizado, já com os pesos ajustados.

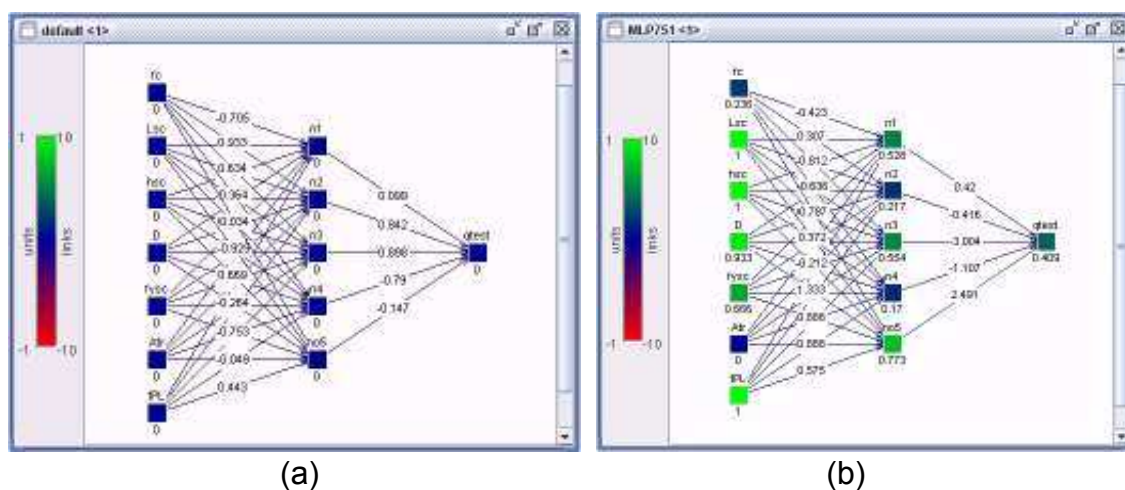


Figura 24 - Representação da arquitetura de uma rede MLP 7:5:1 no JavaNNS:(Java Neural Network é um simulador para redes neurais desenvolvido no instituto Wilhelm-Schickard, em Tübingen, na Alemanha. (a) após a inicialização; (b) após o treinamento, com os pesos ajustados (adaptado de VERÍSSIMO, 2007).

Na Figura 25 é mostrado um gráfico da evolução do erro durante o processo de treinamento de uma rede ao longo dos vários ciclos de aprendizado. Neste gráfico são apresentadas duas curvas: uma corresponde ao erro no conjunto de dados de treinamento e a outra ao erro no conjunto de verificação. Neste caso, o treinamento poderia ter sido interrompido a partir de 85 iterações, aproximadamente.

O *back-propagation* é o algoritmo de treinamento de redes neurais mais conhecido. Algoritmos modernos de segunda ordem, como o do *Gradiente Descendente Conjugado* e o de *Levenberg-Marquardt* (BISHOP, 1995; SHEPHERD, 1997), são substancialmente mais rápidos para muitos problemas, mas o *back-propagation* ainda apresenta vantagens em algumas circunstâncias e é o mais fácil de entender.

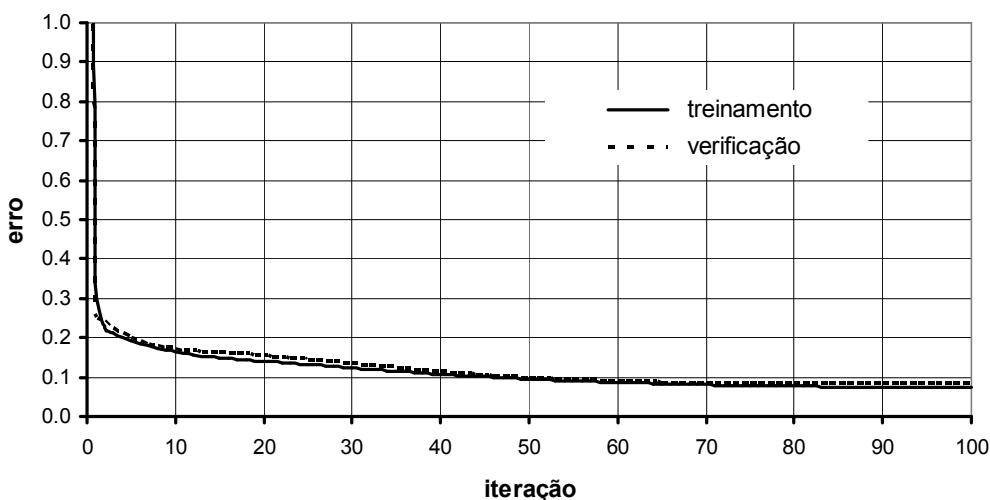


Figura 25 – Evolução do erro durante a evolução de treinamento da rede.

## 2.5 Avaliação da homogeneidade do concreto na estrutura

Devido a diversos aspectos ligados à constituição e à aplicação em uma estrutura, o concreto pode apresentar uma importante variação de características físicas e mecânicas, até mesmo dentro de um mesmo elemento estrutural.

A variação de resistência à compressão do concreto em um mesmo elemento estrutural normalmente está ligada ao lançamento do concreto, adensamento, condições das fôrmas, exudação, dentre outras.

Ao realizar uma investigação da resistência do concreto em uma estrutura é necessário selecionar os locais onde deverão ser extraídas amostras para a realização de ensaios para uma avaliação direta da resistência à compressão. Uma boa estratégia para se fazer uma amostragem representativa do concreto na estrutura é realizar um mapeamento prévio dos elementos estruturais com auxílio de ensaios não destrutivos (END), de forma a caracterizar as regiões que apresentam propriedades semelhantes.

O uso de ENDs para avaliação da homogeneidade do concreto é uma solução econômica que oferece uma resposta rápida e proporciona ao usuário uma boa visão das regiões de menor resistência dentro do elemento, locais estes nos quais devem-se realizar os ensaios destrutivos (ED).

Segundo Metha e Monteiro (1994), a resistência do concreto é a propriedade mais valorizada pelos projetistas. No entanto a porosidade na pasta de cimento endurecido, chamada de matriz e a zona de transição entre a pasta e o agregado é que normalmente determinam a característica de resistência dos concretos usuais. Embora a relação água-cimento seja o fator mais importante na determinação da porosidade da matriz da zona de transição e, conseqüentemente, da resistência à compressão do concreto, fatores como adensamento, cura, dimensões do agregado, aditivos, geometria da peça concretada, tipo de tensão, velocidade de carregamento podem também ter efeito sobre a resistência.

### **3. Programa Experimental**

Neste capítulo são apresentados as características do programa experimental realizado no presente trabalho, que abrangeu a realização de ensaios em condições de laboratório e de campo. São detalhadas as características dos materiais utilizados nos concretos, as condições de moldagem, cura dos corpos de prova e as condições para realização dos ensaios não destrutivos de compressão e não destrutivos de penetração do pino, de esclerometria e de pulso ultra-sônico.

Escolheu-se a cidade de Viçosa-MG, como base para a produção de todos os concretos considerados neste trabalho. Os concretos utilizados nos ensaios são

produzidos e fornecidos ao mercado da cidade de Viçosa-MG e região pela empresa Lafarge Concreto.

Foram selecionados concretos tipo convencional e bombeável, cuja resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) aos 28 dias variava de 20,0 a 40,0 MPa. Para concretos tipo convencional foi utilizado agregado graúdo tipo brita 1 e para o concreto tipo bombeável, agregado graúdo tipo brita 0 e 1.

Tendo em vista que não há variação significativa das características físicas e mecânicas dos materiais e do teor de argamassa utilizados nos concretos considerados neste trabalho, para a realização do programa experimental decidiu-se avaliar a influência do tipo de forma utilizado, já que os resultados dos ensaios não destrutivos de penetração de pino e de esclerometria são capazes de avaliar essencialmente a dureza superficial do concreto.

### **3.1 Características do programa experimental**

#### **3.1.1 Programa de ensaios em laboratório**

Todos os concretos utilizados nos ensaios foram obtidos logo após o carregamento e mistura dos materiais nos caminhões betoneira da empresa Lafarge Concreto que tinham como destino obras na cidade de Viçosa-MG e região, obedecendo os critérios de amostragem da ABNT NBR 5750:1992.

Como esses concretos seriam utilizados para um trabalho de pesquisa decidiu-se fazer um controle rigoroso da dosagem e do carregamento dos caminhões betoneira, a fim de minimizar os eventuais erros ligados à mistura.

Para que fosse possível desenvolver modelos de regressão representativos era necessário obter resultados de ensaios para a maior faixa de resistência a compressão e isto requereu um planejamento. Na tabela 2 apresenta-se o

planejamento dos ensaios em condições de laboratório, considerando-se os tipos do concreto e idade para a realização dos mesmos.

Tabela 2 - Planejamento dos ensaios em condições de laboratório.

$f_{ck}$ (MPa)	Ensaio	Idades para realização dos ensaios (dias)
20,0	. Determinação da resistência à compressão	7
25,0	. Penetração de pino	14
30,0	. Esclerometria	28
35,0	. Pulso ultra-sônico <sup>(1)</sup>	63
40,0		

Notas:

1 – Os ensaios de pulso ultra-sônico tiveram um caráter exploratório e foram realizados somente aos 28 dias de idade.

De acordo com a Tabela 2, foram considerados concretos tipo convencional e bombeável, com características à compressão ( $f_{ck}$ ) na faixa de 20,0 a 40,0 MPa, com variação de 5,0 MPa entre elas. Esses concretos foram escolhidos por representarem a maior demanda comercial na cidade de Viçosa-MG e região.

Na Tabela 3 apresentam-se as séries de ensaios que foram definidas em função do tipo do concreto.

Tabela 3 - Séries de ensaios em função do tipo de concreto.

Série de ensaios	$f_{ck}$ (MPa)	Tipo	Tipo de agregado graúdo	Slump (mm)
1	20,0	Bombeável	B0 + B1	120 + - 10
2	20,0	Bombeável	B0 + B1	120 + - 10
3	20,0	Bombeável	B0 + B1	120 + - 10
4	25,0	Bombeável	B0 + B1	120 + - 10
5	25,0	Bombeável	B0 + B1	120 + - 10
6	25,0	Bombeável	B0 + B1	120 + - 10
7	30,0	Bombeável	B0 + B1	120 + - 10
8	20,0	Convencional	B1	60 + - 10
9	25,0	Convencional	B1	60 + - 10
10	30,0	Convencional	B1	60 + - 10
11	35,0	Bombeável	B0 + B1	120 + - 10
12	35,0	Convencional	B1	60 + - 10
13	40,0	Convencional	B1	60 + - 10
14	40,0	Bombeável	B0 + B1	120 + - 10

Os ensaios destrutivos (ED) e não destrutivos (END) indicados na tabela 2 foram programados para as idades de 7, 14, 28 e 63, dias de forma permitir correlacionar os resultados desses ensaios para uma ampla faixa de resistências à compressão ( $f_c$ ).

Os ensaios deste trabalho foram realizados no laboratório da empresa Lafarge Concreto, em Viçosa-MG, exclusive os de pulso ultra-sônico, que foram realizados somente para a idade de 28 dias, no laboratório da empresa Solução Engenharia Ltda, na cidade de Ipatinga-MG. Portanto os ensaios de pulso Ultra-Sônico foram realizados somente com um objetivo exploratório, sem intenção de se estabelecer correlações.

Para a realização dos ensaios de compressão e de pulso Ultra-Sônico, foram moldados corpos de prova cilíndricos com dimensões de 100 x 200 mm. Para os ensaios de penetração de pino e de esclerometria foram moldados prismas de concreto com dimensões de 250 x 250 x 600 mm (Figura 26), de forma a atender às distâncias mínimas entre pontos de ensaio e a distância mínima das bordas.

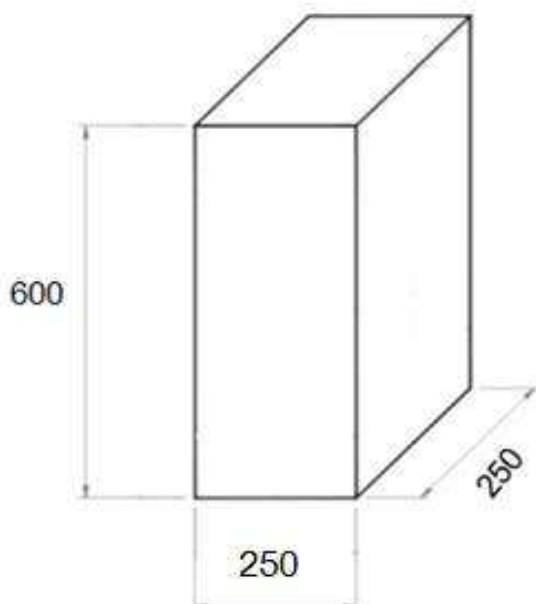


Figura 26 - Dimensões do prisma de concreto para realização dos ensaios de penetração de pino e de esclerometria.

Para os prismas de concreto foram confeccionados dois tipos de formas distintos, sendo um em compensado plastificado e outro em tábua de pinus, de maneira a permitir avaliar a influência da forma sobre os resultados dos ensaios não destrutivos de penetração de pino e de esclerometria. A opção por madeira de Pinus decorre do fato de ser um material ainda muito utilizado na região em obras de pequeno porte. Em obras de médio e grande porte é comum a utilização de formas em compensado plastificado.

As formas foram desenvolvidas para que as mesmas fossem reaproveitadas em todas as fases do trabalho. As amarras, presilhas e dobradiças parafusadas em volta das formas garantiram a praticidade, estanqueidade e preservação das mesmas.

Para facilitar a desmoldagem dos prismas do concreto, as formas foram limpas a cada moldagem e utilizou-se um desmoldante para os dois tipos de forma.

Nas figuras 27 e 28 apresentam-se alguns aspectos das formas em madeira de Pinus e em compensado plastificado.



Figura 27 – Conjunto de elementos de uma forma em compensado plastificado



Figura 28 – Aspecto geral das formas em tábua de Pinus e em compensado plastificado.

Para cada uma das séries definidas na tabela 4 foram moldadas dois prismas de concreto, sendo um com forma em compensado plastificado e outro em tábua de Pinus, perfazendo um total de 28 prismas. Como cada prisma de concreto possui 4 faces, optou-se por utilizar cada face para a realização do conjunto de ensaios não destrutivos em uma mesma idade, ou seja, aos 7,14,28 e 63 dias. O que levou a obtenção de 112 resultados de ensaio de penetração de pino e 112 resultados de esclerometria.

Na Figura 29 apresenta-se o planejamento dos ensaios não destrutivos nos prismas de concreto.

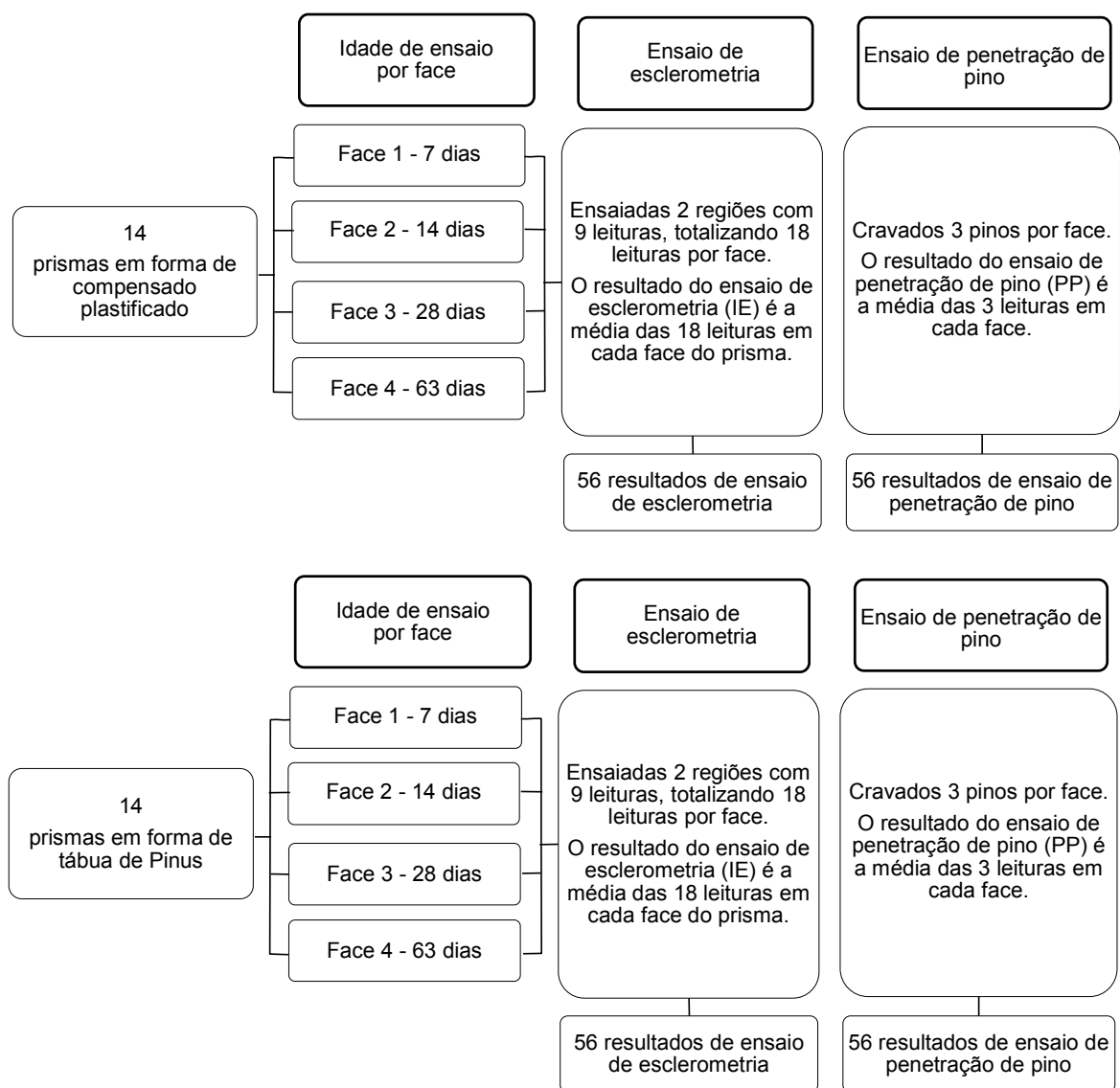


Figura 29 - Planejamento dos ensaios não destrutivos nos prismas do concreto.

Para cada série estabelecida foram moldados 12 corpos de prova cilíndricos (Tabela 4), que foram submetidos ao ensaio de compressão nas idades de 7,14,28 e 63 dias, sendo o resultado de cada idade a média de três corpos de prova ensaiados. Com isto foram gerados 56 resultados de resistência à compressão.

Corpos de prova cilíndricos das séries 7 a 14 dia (Tabela 4), foram submetidos ao pulso ultra-sônico somente para a idade de 28 dias, sendo o resultado a média de

três corpos de prova ensaiados. Com isto foram obtidos 8 resultados de ensaios de pulso ultra-sônico.

Na tabela 4 apresenta-se uma síntese da quantidade de leituras realizadas e resultados de ensaios obtidos.

Tabela 4 – Síntese dos ensaios realizados.

<b>Tipo de ensaio</b>	<b>Quantidade de leituras realizadas</b>	<b>Resultados de ensaios</b>
Ensaio de penetração de pino	336	112
Ensaio de esclerometria	2016	112
Pulso ultra-sônico	72	8
Compressão	168	56

### **3.1.2 Programa de ensaios em obras**

Com o objetivo de avaliar a aplicabilidade dos modelos de regressão gerados no presente trabalho e avaliar a homogeneidade do concreto na estrutura, decidiu-se realizar uma nova série de ensaios em algumas obras situadas na cidade de Viçosa - MG. Foram realizados ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos, de penetração de pinos e de esclerometria. Além disso foi realizada a avaliação da homogeneidade do concreto em alguns elementos estruturais.

Foram escolhidas três obras de médio porte nas quais foram utilizados concretos usinados do tipo bombeável, com agregado graúdo tipo brita 0 e 1, fornecidos pela empresa Lafarge Concreto. Nestas obras, com tipologia construtiva semelhante, foi utilizado o mesmo tipo de forma (compensado plastificado) e o mesmo procedimento de vibração do concreto (vibrador de imersão).

Para cada obra selecionada foram moldados 12 corpos de prova cilíndricos para realização de ensaio de compressão, sendo que seis corpos de prova foram

submetidos a uma cura úmida em laboratório e os outros seis foram mantidos no mesmo ambiente da estrutura, sendo desformados no mesmo momento dos elementos estruturais. Esses seis corpos de prova mantidos na obra foram ensaiados à compressão na mesma idade dos ensaios não destrutivos realizados nos elementos estruturais, com o objetivo de permitir a comparação entre a resistência à compressão obtida no ensaio ( $f_{c \text{ obra}}$ ) e aquela estimada por meio dos modelos de regressão desenvolvidos neste trabalho.

Nas Figuras 30 a 32 apresentam-se alguns aspectos das obras onde foram realizados os ensaios. Nos locais destacados nas Figuras mostram-se os corpos de prova cilíndricos que foram mantidos no local de moldagem até a data de seu ensaio. Estes corpos de prova foram submetidos às mesmas condições do ambiente da estrutura. Os ensaios não destrutivos de penetração de pino e de esclerometria foram realizados nas faces externas de vigas, nas idades de 7, 14 e 28 dias.

Para cada idade foram realizadas 9 leituras de índice esclerométrico, tomando-se a média das mesmas, como resultado do ensaio. Na sequência foram cravados três pinos, sendo o resultado do ensaio a média das três leituras.



Figura 30 - Obra 1 - concreto com  $f_{ck} = 20,0$  MPa.



Figura 31 - Obra 2 - concreto com  $f_{ck} = 25,0$  MPa.



Figura 32 - Obra 3 - concreto com  $f_{ck} = 30,0$  MPa.

## **3.2 Materiais utilizados nos concretos**

### **3.2.1 Cimento**

Para todos os concretos considerados neste trabalho foram utilizados o cimento Lafarge, marca Campeão CPIII E 40, produzido em Santa Luzia-MG. Os laudos com as propriedades físico-químicos são fornecidos regularmente pela empresa cimenteira. A análise físico-química e físico-mecânica do cimento são apresentadas nas Tabelas 5 e 6.

Tabela 5 – Resultados da análise Físicas química do cimento CIII – 40 RS, da marca campeão.

<b>Ensaio</b>	<b>Resultado (%)</b>	<b>Especificação ABNT NBR 11578:1991</b>
Perda ao fogo – PF	3,18	≤ 4,5
Anidrido Sulfúrico – SO <sub>3</sub>	2,78	≤ 4,0
Oxido de magnésio - MgO	2,73	≤ 6,5
Resíduo Insolúvel – RI	0,69	≤ 1,5
Óxido de cálcio Livre – Cao	0,36	Não aplicável
Anidrido Carbônico – CO <sub>2</sub>	-	≤ 5,0

Tabela 6 - Resultados da análise físico-mecânica do cimento CIII – 40 RS.

<b>Ensaio</b>	<b>Unidade</b>	<b>Resultados</b>	<b>Especificação ABNT NBR 11578:1991</b>
Área específica (Blaine)	cm <sup>2</sup> /g	4620	não aplicável
Massa específica	g/cm <sup>3</sup>	2,99	não aplicável
Densidade aparente	g/cm <sup>3</sup>	-	não aplicável
Finura - Resíduo na peneira de 0,075mm (#200)	%	0,3	não aplicável
Finura - Resíduo na peneira de 0,044mm (#325)	%	1,2	não aplicável
Água da pasta de consistência normal	%	31,4	não aplicável
Início de pega	h:min	3:21	≥ 1:00
Fim de pega	h:min	-	≤ 10:00
Expansibilidade de Le Chatelier - a quente	mm	0,00	≤ 5

### 3.2.2 Agregado graúdo

Os agregados graúdos são de origem gnáissica (rocha de gnaiss) fornecido à Lafarge Concreto por uma empresa de mineração da região da cidade de Ervália-MG, próxima à Viçosa-MG. Os agregados graúdos foram ensaiados conforme previsto em normas técnicas pelo laboratório da empresa Lafarge concreto e os resultados são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Caracterização dos agregados graúdos.

<b>Característica</b>	<b>B0</b> (Fornecedor: Pedreira Ervália)	<b>B1</b> (Fornecedor Pedreira Ervália)
Massa específica Frasco Chapman (g/cm <sup>3</sup> ) NBR 9776:1987 ABNT	-	-
Massa específica Agregado Graúdo NBR (g/cm <sup>3</sup> ) NM53:2005	2,63	2,71
Massa Unitária (g/cm <sup>3</sup> ) ABNT NBR 7251:1992	1,76	1,69
Material Pulverulento (%) ABNT NBR 7219:1987	0,9	0,3
Torrões de argila ABNT NBR 7218:2010	-	-
Impureza Orgânica ABNT NBR 7220:1997	-	-
Módulo de finura	5,81	7,62
Diâmetro Máximo	12,5	25

### 3.2.3 Agregado miúdo

Os concretos considerados neste trabalho utilizaram agregados miúdos tipo areia natural e artificial. Esses agregados foram ensaiados pelo laboratório da empresa

Lafarge Concreto, e os resultados apresentados na tabela 8. A areia natural é do tipo quartzoso, de origem do rio Piranga, sendo o seu ponto de extração próximo à cidade de Porto Firme-MG.

Tabela 8 - Caracterização dos agregados miúdos.

<b>Característica</b>	<b>Areia natural</b> (Fornecedor: JB Mineração)	<b>Areia artificial</b> (Fornecedor: Pedreira Ervália)
Massa específica Frasco Chapman (g/cm <sup>3</sup> ) ABNT NBR 9776:1987	2,60	2,66
Massa específica Agregado Graúdo NBR (g/cm <sup>3</sup> ) NM53:2005	-	-
Massa Unitária (g/cm <sup>3</sup> ) ABNT NBR 7251:1992	1,81	1,75
Material Pulverulento (%) ABNT NBR 7219:1987	0,5	14,2
Torrões de argila ABNT NBR 7218:2010	0	-
Impureza Orgânica ABNT NBR 7220:1997	0	-
Módulo de finura	2,45	2,56
Diâmetro Máximo	4,8	4,8

### 3.2.4 Aditivos

Em todos os traços de concreto, foi utilizado o aditivo polifuncional da marca BASF – MASTERMIX BF 10 L - CRT. Os concretos foram dosados com um consumo médio de 0,7% por peso de cimento. Os concretos produzidos pela empresa Lafarge Concreto são dosados com aditivos que possuem propriedades de plastificar e retardar o início de pega do cimento. A principal função do aditivo é de reduzir a relação água/cimento e de controlar o início de reações do concreto. Na tabela 9, destacam-se as propriedades físicas e químicas do aditivo utilizado nos concretos utilizados neste trabalho.

Tabela 9 - Propriedades físicas e químicas do aditivo Mastermix BF 10 L - CRT

Estado físico	Líquido
Cor	Castanho
Odor	Característico
Valor do pH	7,9
Inflamabilidade	Não
Explosivo	Não
Densidade	1,15g/cm <sup>3</sup>
Solubilidade em água	Muito solúvel
Conteúdo sólido	25,8%
Corrosão de metal	Não corrosivo

### **3.3 Moldagem e cura dos corpos de prova**

#### **3.3.1 Corpos de prova cilíndricos**

Após realizar o controle da consistência do concreto (slump - test) para cada caminhão betoneira, foram moldados corpos de prova cilíndricos com adensamento manual de acordo com a ABNT NBR 5738:2003, que prescreve os procedimentos de moldagem e cura de corpos de prova de concreto, destinados a ensaios para determinação das propriedades mecânicas desse material.

Nos testes desenvolvidos no laboratório da empresa Lafarge Concreto, os corpos de prova cilíndricos foram curados em tanque de imersão. Após 24 horas da moldagem, os corpos de prova foram desformados, identificados e imersos em água para cura.

### 3.3.2 Prismas de concreto

Tendo em vista a sua massa de 90 Kg, o manuseio do prisma de concreto foi facilitado com a inserção de um gancho de aço CA-50, de 5,0 mm de diâmetro, em formato de “U”, colocado no concreto ainda em estado fresco, que serviu de alça para içamento do mesmo (Figura 33). O gancho foi ancorado na região do topo do prisma, de forma a não causar interferências nos resultados dos ensaios não destrutivos realizados sobre o mesmo.

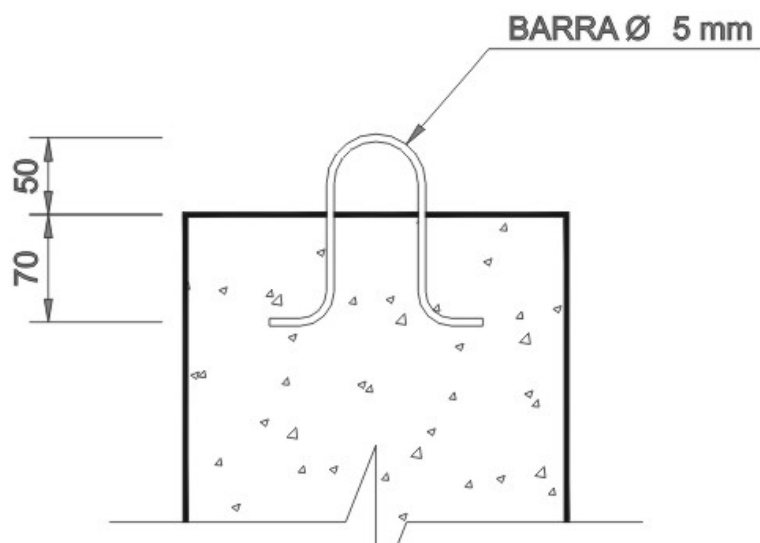


Figura 33 - Gancho para içamento dos prismas de concreto

Os prismas de concreto foram moldados em pares com a mesma amostra de concreto dos corpos de prova cilíndricos, sendo um com forma em compensado plastificado e outro em tábua de pinus (Figura 34).

Os prismas foram adensados com vibrador de imersão e o concreto foi lançado em duas camadas de 30 cm. Todos os prismas foram desformados após 48 horas de moldagem e mantidos em ambiente de cura úmida até a data de seu ensaio.



Figura 34 - Moldagem dos prismas de concreto

Para atender a necessidade de cura úmida dos prismas e pela impossibilidade de colocá-los em tanques devido ao grande volume dos mesmos e da dificuldade de manuseá-los, foi preciso desenvolver uma forma de mantê-los úmidos. Para isto utilizou-se um saco plástico de maior espessura com o qual foi possível envolver os prismas em um ambiente úmido.

Os prismas foram içados com ajuda de uma “girafa”, normalmente utilizada em oficinas mecânicas, conforme se vê na Figura 35. Quando suspensos os prismas eram envolvidos com o saco plástico e ao retornarem ao piso eram saturados com água, conforme mostrado na Figura 36. A parte superior do saco foi amarrada com uma goma de borracha para evitar a evaporação. Os prismas permaneceram dentro deste ambiente durante todo o período de ensaio, sendo retirado na véspera dos ensaios não destrutivos, onde o saco plástico era

removido e a peça exposta para secar ao tempo por 12 horas. Realizado o ensaio o prisma retornava para o ambiente de cura.



Figura 35- Içamento de um prisma de concreto com auxílio de uma “girafa”.



Figura 36 – Procedimento para cura úmida de um prisma de concreto.

### **3.4 Ensaios realizados em laboratório**

#### **3.4.1 Ensaios de penetração de pinos**

##### **3.4.1.1 Equipamento utilizado**

Para a realização dos ensaios de penetração de pino deste trabalho foi utilizada uma pistola de cravação de fabricação nacional de marca Walsywa, equipamento destinado a fixação de pinos de aço em diversos tipos de superfícies. O fabricante recomenda o modulo DSI 90 para este tipo de procedimento.

Os pinos de aço adotados originalmente para o ensaio são lisos, de comprimento nominal de 55 mm e diâmetro nominal de 1/4 de polegada.

Para impulsionar o pino dentro da pistola contra a superfície utiliza-se um cartucho de pólvora de calibre 22, conhecido como finca pino. Na Figura 37 apresenta-se o equipamento utilizado.



Figura 37 - Equipamento utilizado no ensaio de penetração de pino.  
(Fonte:Catalogo técnico Walsywa,2010)

#### **3.4.1.2 Distância entre pontos de cravação de pino**

A distância entre pontos de cravação dos pinos deve ser superior à sua área de influência. Pelo impacto causado pela penetração do pino no concreto e expansão da região no entorno do mesmo, existe um risco de se criar uma fissura entre os pontos ensaiados, comprometendo o elemento de concreto.

De acordo com Vieira (1978), a superfície para o ensaio de penetração de pinos deve ter dimensões mínimas de 300 x 300 mm, na qual são realizadas cinco cravações e a distância entre os pinos é de aproximadamente 210 mm.

A ASTM C803 (1990) prescreve que a distância mínima entre os ensaios de pinos deve ser de 175 mm e a distância mínima das bordas em 100 mm. Esta norma recomenda também que o resultado do ensaio seja a média de três leituras de pinos distintos.

Se a diferença máxima entre as três leituras realizadas for superior à indicada por esta norma, deve-se realizar uma quarta cravação e descartar a leitura que apresentar o maior desvio em relação à média.

A BS1881:Part207-1992, *apud* Evangelista (2002), recomenda que a distância mínima entre pinos seja de 200mm e a distancia mínima das bordas de 150mm Na Tabela 10, apresenta-se uma síntese dessas recomendações.

Tabela 10 – Recomendações de normas para ensaio de penetração de pino.

Critério	Normas	
	BS1881:Part207:1992	ASTM C803/1990
Distância mínima entre pinos	200 mm	175 mm
Distância mínima das bordas	150 mm	100 mm
Quantidade de cravações para obtenção de um resultado de ensaio	3	3

Alguns estudos preliminares foram realizados com vistas à definição do corpo de prova mais adequado para realização dos ensaios de penetração de pino. Para isto, inicialmente foram confeccionadas algumas placas com dimensões de 500 x 500 x 120 mm (Figura 38), com o propósito de avaliar a distância mínima entre os pontos de cravação de pinos. Para esta finalidade, foram cravados alguns pinos variando-se a distância entre os mesmos e mantendo-se a potência da pistola.

Apesar das indicações das normas citadas anteriormente, para a primeira placa ensaiada foram feitas cravações com espaçamento de 150 mm entre si. Na Figura 39 pode-se observar uma uniformidade dos comprimentos expostos dos pinos (pontos em vermelho). Ao reduzir para a metade a distância entre os pinos (75 mm), os pinos identificados em amarelo penetraram quase que totalmente na placa. Observou-se que quando esses pinos foram cravados entre os já

existentes (pontos vermelhos) surgiu uma fissura ao longo do alinhamento dessas cravações

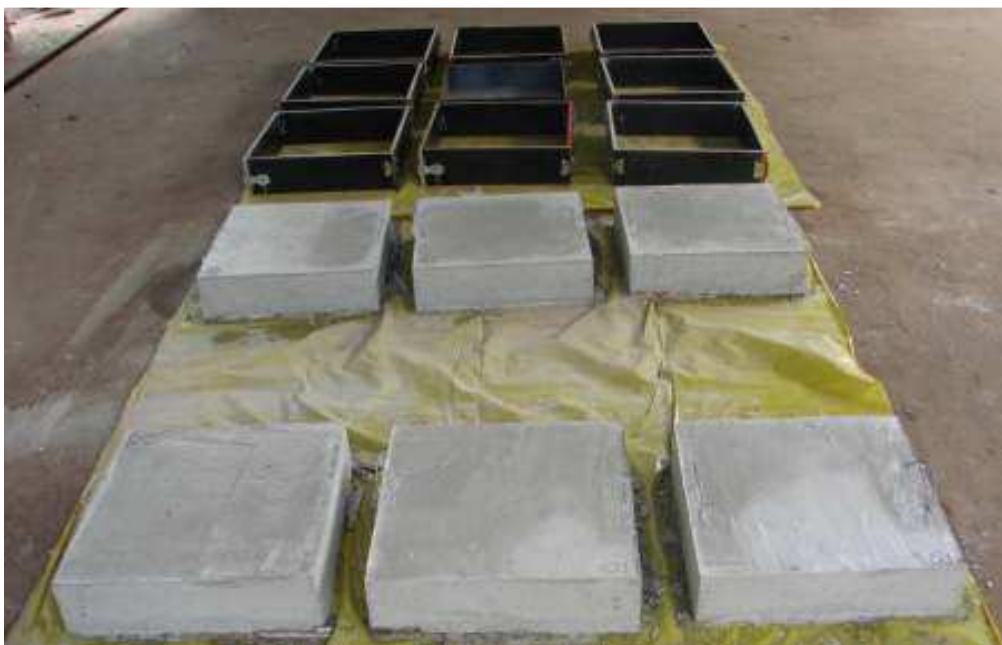


Figura 38 - Placas teste

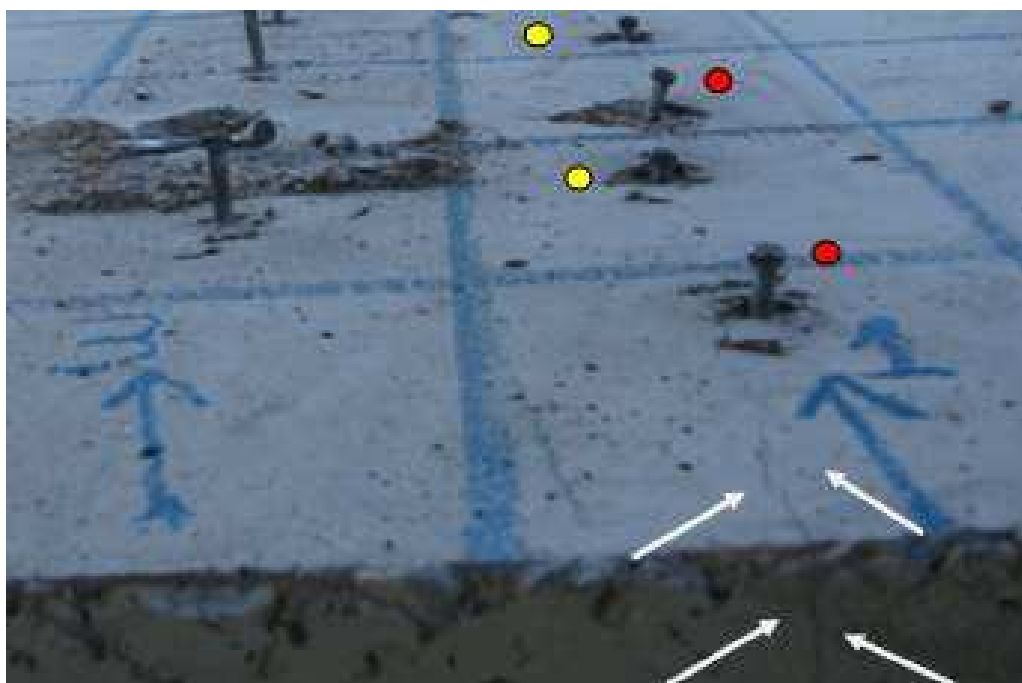


Figura 39 - Placa teste para avaliação de espaçamento entre cravações.

Este estudo piloto permitiu concluir que para peças de pequena espessura é possível adotar um espaçamento mínimo de 150 mm entre pinos e que para o presente trabalho este modelo de placa não seria viável em função da grande quantidade de corpos de prova necessários para a realização dos ensaios nas diversas idades pretendidas.

De acordo com Pinto e Dutra (2005), quanto mais resistente for o concreto, maior será a perda de energia cinética devido à fratura do material, ocasionando o aparecimento de fissuras na superfície da peça ensaiada. Um afastamento maior entre as penetrações sucessivas diminui a possibilidade de interferências destas fissuras superficiais com o ensaio posterior.

Segundo a ACI 228 1 R-89, (1988) *apud* Evangelista (2002), devido à penetração do pino no concreto, os resultados deste ensaio não são influenciados pela textura e a umidade da superfície, porém se o acabamento superficial for realizado com colher de pedreiro forma-se uma camada superficial mais resistente e isto pode resultar em menores valores de penetração, como também uma maior dispersão dos resultados.

Em função dessas constatações e da necessidade de realizar os ensaios de penetração de pino em idades diferentes, optou-se por adotar um prisma de concreto com as dimensões de 250 x 250 x 600 mm (Figura 40). Portanto para a realização dos ensaios de penetração de pino deste trabalho realizados em condições de laboratório, utilizou-se uma mesma face do prisma para cada idade, possibilitando realizar todos os ensaios de uma serie com quatro idades distintas, em uma mesma peça. O fundo e o topo do prisma foram desprezados.

Conforme pode-se ver na Figura 40, para a realização dos ensaios de penetração de pino em cada face do prisma, em uma mesma idade adotou-se um espaçamento de 200 mm entre pinos, respeitando-se uma distância mínima de 100 mm das bordas

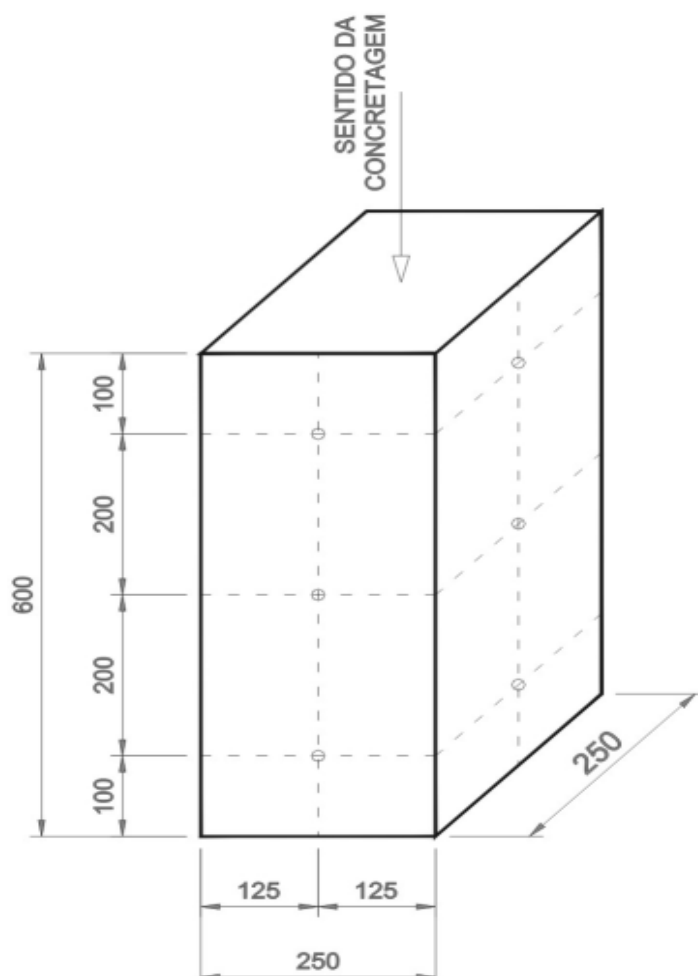


Figura 40 - Espaçamento entre pinos no prisma de concreto.

As cravações dos pinos nos prismas no decorrer dos ensaios aconteceram sempre na posição horizontal e perpendicular à superfície do prisma (Figura 41).



Figura 41 - Realização do ensaio de penetração de pino no prisma.

#### **3.4.1.3 Definição da potência da pistola**

De acordo com a Walsywa, pode-se adotar três potências de disparo distintas para a pistola, cabendo ao operador definir qual a potência que mais se ajusta ao tipo de serviço que será executado. O operador deve sempre se preocupar em obter o Máximo de leituras possíveis, evitando a penetração total ou a não penetração do pino, em função de uma potência ou disparo inadequado.

De acordo com a orientação técnica do fabricante da pistola, quanto mais próximo o pino de aço se mantiver do finca pino (cartucho) maior será a sua força de propulsão, atingindo de forma mais intensa a superfície de contato.

Junto com a pistola Walsywa, é fornecida uma vareta de regulagem com uma escala em seu corpo, que deve ser utilizada para calibrar a potência do disparo. Na Figura 42, apresenta-se um esquema de utilização da vareta de regulagem para posicionamento do pino de aço dentro da pistola. À medida que se afasta o pino do finca pino (cartucho) com auxílio da vareta de regulagem, diminui-se a potência do disparo.

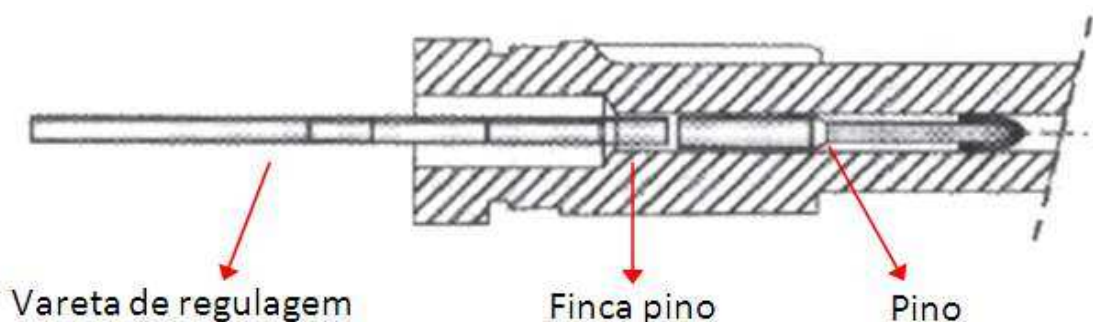


Figura 42 - Esquema de regulagem da potência da pistola de cravação de pino (Fonte: Manual Walsywa).

A Walsywa recomenda que, para os pinos de  $\frac{1}{4}$ " e concretos de resistência à compressão ( $f_c$ ) na faixa de 22,0 a 34,0 MPa, deve-se operar com a potência de disparo média da pistola, onde as penetrações do pino no concreto serão da ordem de 28 a 32 mm em média, conforme mostrado na Tabela 11.

Tabela 11 - Recomendações da Walsywa para definição de potência do disparo da pistola.

Potência do finca pino	Baixa	Média	Alta
Penetração estimada (mm)	36 a 40	28 a 32	25 a 28
Estimativa da resistência do concreto à compressão (MPa)	15 a 21	22 a 34	Acima de 34

Na figura 43 apresenta-se o procedimento de utilização da vareta de regulação para posicionamento de um pino na pistola de cravação modelo DSI 90 utilizada no presente trabalho. Na figura 44 mostra-se um esquema da vareta de regulação para calibração da potência do disparo da pistola com indicação das posições em milímetros.



Figura 43 - Calibração do pino na pistola

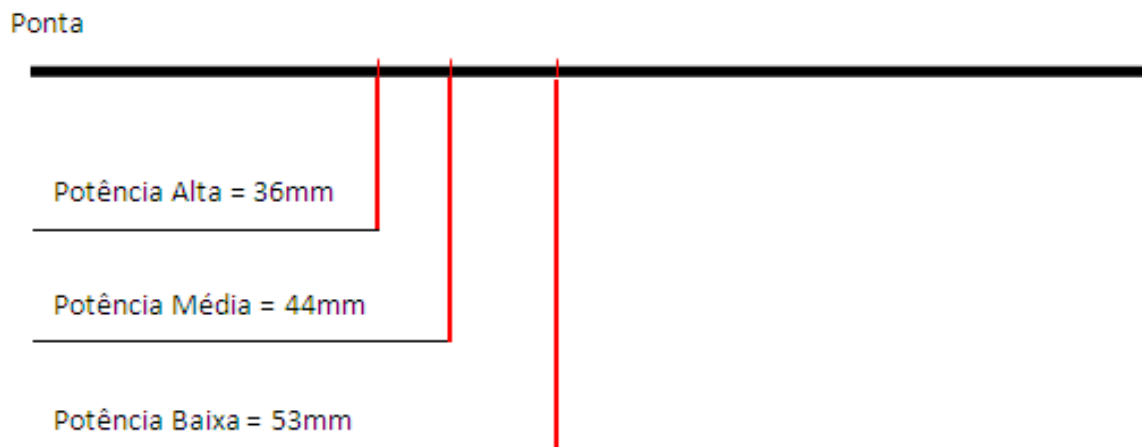


Figura 44 – Esquema da vareta de regulagem para calibração da potência do disparo.

Para a definição da potência mais adequada para o presente trabalho decidiu-se realizar um novo estudo piloto sobre os prismas de concreto definidos anteriormente. Para isto foram cravados pinos com potências de disparo alta e média, buscando-se identificar a potência que permitiria obter a maior quantidade de leituras validas. Neste estudo considerou-se também a variação do tipo de forma do prisma, sendo uma em compensado plastificado e outra em tábua de pinus.

Na Tabela 12, apresenta-se a avaliação em índice de penetração dos pinos no concreto pela resistência a compressão. A pistola foi calibrada para potência alta e ensaiando corpos de prova confeccionados em forma plastificada. Para cada ensaio de penetração de pino realizado no prisma (média de três leituras) foi determinada a resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos, moldados e curados com as mesmas condições do prisma. Nas Tabelas 13 a 14 apresentam-se os resultados deste estudo.

Tabela 12 - Penetração de pino e resistência à compressão correspondente para potência de disparo alta em prisma confeccionado com forma de compensado plastificado.

<b>f<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>Penetração (mm)</b>
11,6	62,9(*)
16,0	61,6(*)
18,0	50,2
19,4	55,2
26,8	50,2
30,0	44,6
37,0	40,6
38,1	45,2

Nota (\*) Penetração do pino superior a seu comprimento

Tabela 13 - Penetração de pino e resistência à compressão correspondente para potência de disparo alta em prisma confeccionado com forma de Pinus.

<b>f<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>Penetração (mm)</b>
11,6	71,9(*)
16,0	67,9(*)
18,0	57,9(*)
19,4	59,6(*)
26,8	48,6
30,0	46,2
37,0	39,6
38,1	37,9

Nota (\*) Penetração do pino superior a seu comprimento

Tabela 14 - Penetração de pino e resistência à compressão correspondente para potência de disparo média em prisma confeccionado com compensado plastificado.

<b>f<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>Penetração (mm)</b>
13,0	50,6
14,0	49,9
23,0	37,2
25,0	37,6
31,0	36,2
31,0	33,2

Tabela 15 - Penetração de pino e resistência à compressão correspondente para potência de disparo média em prisma confeccionado com forma de Pinus.

<b>f<sub>c</sub> (MPa)</b>	<b>Penetração (mm)</b>
13,0	51,2
14,0	50,2
23,0	41,2
25,0	35,2
31,0	41,6
31,0	35,9

Considerando-se os resultados obtidos (Tabelas 14 a 15) observa-se que com o uso da potência de disparo alta a penetração do pino foi superior ao seu comprimento nominal (55 mm) para concretos com resistência à compressão inferiores a aproximadamente 20,0 MPa, o que inviabilizaria o uso desta potência para caracterizar a ampla faixa de resistência pretendida neste trabalho. Com o uso da potência de disparo média, a penetração de pino foi inferior ao seu comprimento nominal (55 mm) em todos os casos analisados, independentemente do tipo de forma utilizado. Portanto, para este trabalho optou-se pela utilização da potência média em todos os ensaios de penetração de pino.

#### **3.4.1.4 Avaliação das características dos pinos e cartuchos de pólvora.**

No decorrer dos ensaios notou-se a necessidade de aferir o comprimento e diâmetro da cabeça dos pinos e o peso dos cartuchos de pólvora em função de algumas variações identificadas. Os pinos de aço possuem um comprimento nominal de 55 mm e os cartuchos de pólvora de calibre 22 um peso nominal de 1,0 gramas.

A assistência Técnica da Walsywa (fabricante dos pinos e cartuchos) foi contatada e informou que as variações detectadas estavam dentro da faixa permitida por norma de calibração das máquinas de fabricação dos pinos. Como a variação de medida no comprimento é uma variável que exerce influência no resultado, passou-se a trabalhar com a média das medidas apuradas.

Como todo o material utilizado neste trabalho foi proveniente de um único lote (WSW: 08042010), foram aferidas o comprimento e o diâmetro da cabeça de 100 pinos pertencentes a uma mesma embalagem. Utilizando um paquímetro digital chegou-se a um comprimento médio de 57,89 mm, Desvio Padrão de 0,49 mm e coeficiente de variação de 0,84%.

O comprimento médio determinado passou a ser a referência para os ensaios, em substituição do valor de comprimento nominal (55 mm). Quanto a medida das cabeças dos pinos, optou-se em eliminar todos os pinos que oferecessem dificuldade em transpor o orifício do cano da pistola, pois aumentariam o atrito no cano interferindo na potência do disparo. Todas as medidas obtidas são apresentadas no Apêndice B.

Os cartuchos ou finca pinos também foram medidos. Foi selecionada uma caixa do lote (Lt 0271), onde todas as peças foram pesadas, apurando-se um peso médio de 0,991 gramas, Desvio Padrão de 0,008 e Coeficiente de Variação

0,13%. Para o lote utilizado neste trabalho, a variação do peso do cartucho pode ser considerada desprezível.

Após a cravação dos pinos no prisma faz-se a leitura do comprimento do pino exposto na superfície do concreto com o auxílio de um paquímetro (Figura 45).



Figura 45 – Leitura do comprimento do pino exposto na superfície do concreto com auxílio de um paquímetro.

### **3.4.2 Ensaios de esclerometria**

#### **3.4.2.1 Equipamento utilizado**

Para a realização dos ensaios de esclerometria deste trabalho foi utilizado um esclerômetro Schmidt da marca Controls, modelo 45-D0561, conforme se observa na Figura 46.



Figura 46 – Realização de ensaio de esclerometria em prisma

#### **3.4.2.2 Preparos para realização dos ensaios**

A ABNT NBR 7584:1995 - “Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão” define as prescrições para avaliação de dureza superficial do concreto endurecido pelo uso de esclerômetro de reflexão

Para a realização dos ensaios de esclerometria deste trabalho, em condições de laboratório, utilizou-se o mesmo prisma de concreto definidos anteriormente com dimensões de 250 x 250 x 600 mm.

Os ensaios foram realizados conforme representado na Figura 47, sendo utilizada uma mesma face do prisma para cada idade. Em cada face foram definidas duas regiões com dimensões de 150 x 150 mm, situadas entre os pontos de realização dos ensaios de penetração do pino definidos anteriormente. O que permitiu a obtenção de 18 leituras para cada idade distinta. Os afastamentos entre os pontos

de ensaio e a distância mínima das bordas obedeceram às recomendações da ABNT NBR 7584:1995.

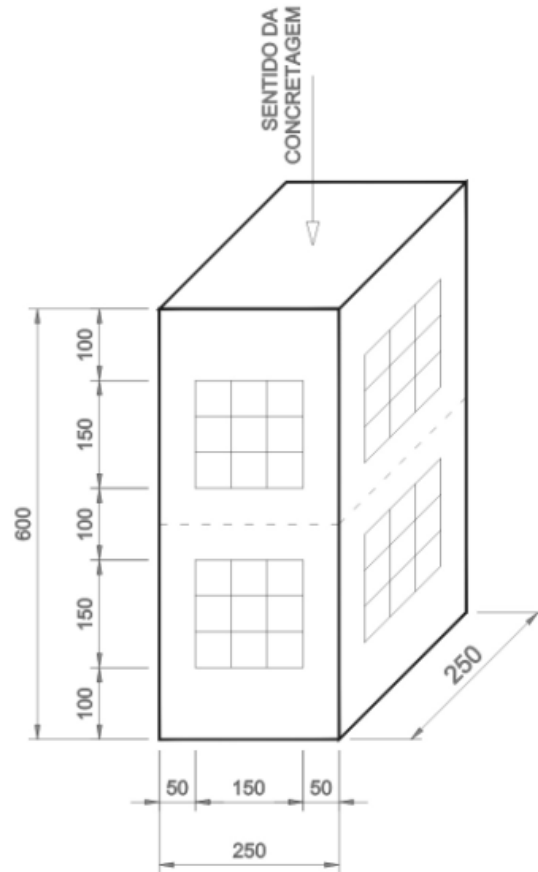


Figura 47 - Prisma com as demarcações do ensaio de esclerometria

Após as superfícies estarem secas ao ar, as faces dos prismas foram desbastadas com lixa manualmente, tendo como objetivo regularizar e retirar o material pulverulento impregnado na superfície, homogeneizando a textura da superfície e reduzindo as variações nas leituras conforme mostrado na Figura 48. Após a preparação da superfície e demarcação das duas regiões por face foi realizado o ensaio com o aparelho esclerômetro, Figura 49.



Figura 48 – Preparação das superfícies do prisma de concreto para a realização do ensaio de esclerometria.



Figura 49- Realização do ensaio de esclerometria em uma das faces do prisma de concreto.

### 3.4.3 Ensaio de pulso ultra-sônico

#### 3.4.3.1 Equipamento utilizado

Para a realização dos ensaios de pulso ultra-sônico deste trabalho foi utilizado o aparelho de ultra-som Pundit Lab da marca Proceq, que apresenta a velocidade de propagação do pulso ultra-sônico no seu display digital. Na Figura 50 apresenta-se o equipamento de ultra-som em processo de calibração.



Figura 50– Calibração do aparelho de ultra som.

#### 3.4.3.2 Preparos para realização dos ensaios

Para os ensaios de pulso ultra-sônico decidiu-se por utilizar corpos de prova cilíndricos com dimensões de 10 x 20 cm, que foram utilizados posteriormente nos ensaios de resistência à compressão.

Esses corpos de prova tiveram suas superfícies de topo preparadas com polimento mecânico e, em seguida, foram realizadas leituras do comprimento dos mesmos em posições correspondentes a cada terço da aresta dessas superfícies, sendo tomada a média dessas leituras como valor de referência. Essas superfícies receberam uma fina camada de vaselina para melhorar o acoplamento do transdutor à superfície do corpo de prova (Figura 51).

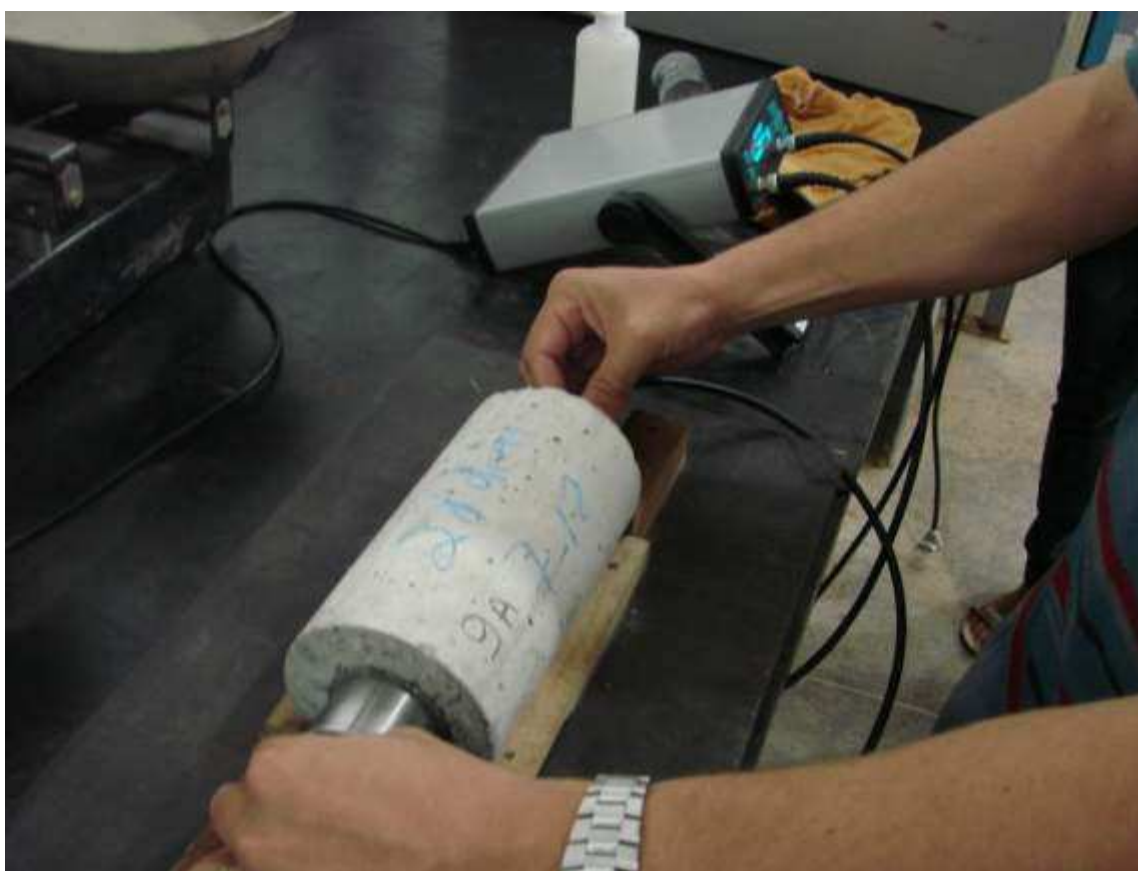


Figura 51 – Ensaio de pulso ultra sônico

Tendo em vista que o equipamento disponível para a realização dos ensaios de pulso ultra-sônico era de propriedade do Laboratório da empresa Solução Engenharia Ltda. situado na cidade de Ipatinga – MG, a uma distância de aproximadamente 350 km da cidade de Viçosa – MG, só foi possível realizar esses ensaios em uma pequena quantidade de amostras. Considerando esta

limitação, chegou-se à conclusão de que não seria possível estabelecer correlações da velocidade de pulso ultra-sônico com os demais ensaios não destrutivos e com a resistência à compressão do concreto. Portanto, os ensaios de pulso ultra-sônico realizados no âmbito deste trabalho tiveram um caráter exploratório e qualitativo.

### **3.5 Ensaios para avaliação da homogeneidade do concreto na estrutura.**

Para a realização do estudo de avaliação de homogeneidade do concreto na estrutura foram selecionadas algumas vigas e pilares de uma estrutura com idades superiores a 28 dias, nas quais foram realizados ensaios de esclerometria e de penetração de pinos.

Para os ensaios de esclerometria, criou-se uma malha de 100 x 100 mm na superfície do elemento estrutural, respeitando-se o afastamento mínimo das bordas. Para os ensaios de penetração de pinos o afastamento entre os pontos de cravação dos pinos foi de 170 mm, respeitando-se o afastamento mínimo das bordas.

A superfície dos elementos estruturais selecionados foi desbastada para permitir a realização do ensaio de esclerometria. Em seguida, toda a superfície foi demarcada com giz de cera, criando-se uma malha, sobre a qual foram realizadas primeiramente os ensaios de esclerometria, seguido do ensaios de penetração de pinos.

Nas Figuras 52 e 53 apresentam-se dois elementos estruturais nos quais foi realizada a avaliação da homogeneidade do concreto, com auxílio de ensaios de esclerometria e ensaios de penetração de pinos.



Figura 52 - Avaliação da homogeneidade do concreto em uma viga.



Figura 53 - Avaliação da homogeneidade do concreto em um pilar.

## **4. Resultados e Discussão**

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão, penetração de pinos, esclerometria e de determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica realizados nos concretos avaliados em condições de laboratório e em condições de obra. Os ensaios de penetração de pinos e esclerometria foram realizados em condições de laboratório, em prismas de concreto que foram confeccionados com formas de compensado plastificado e de madeira de pinus. Para os ensaios de resistência à compressão e determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica foram utilizados corpos de prova cilíndricos.

São apresentados também os modelos de regressão linear para estimar a resistência à compressão do concreto a partir dos resultados dos ensaios não destrutivos realizados em condições de laboratório. Admite-se que o melhor

modelo regressão para cada caso é aquele que apresenta o maior coeficiente de correlação ( $r^2$ ).

Em seguida foram elaboradas e treinadas algumas Redes Neurais Artificiais (RNAs) com base nos resultados obtidos nos ensaios de laboratório. Após identificar as melhores RNAs, foram geradas novas estimativas de resistência à compressão em função dos resultados dos ensaios não destrutivos e foram gerados novos modelos de regressão. Também neste caso admite-se que o melhor modelo de regressão é aquele que apresenta o maior coeficiente de correlação ( $r^2$ ).

#### 4.1 Resultados dos ensaios realizados em laboratório

Na Tabela 16 são apresentados os resultados de resistência à compressão ( $f_{c \text{ Lab}}$ ), penetração de pinos (PP), esclerometria (IE) e velocidade de propagação de onda ultra-sônica (VPU) realizados nos concretos avaliados em condições de laboratório. Todos os resultados das séries 1 e 4, definidas na Tabela 3, foram desprezados, já que para os ensaios de penetração de pino dessas séries foi utilizada a potência alta.

Tabela 16 - Resultados dos ensaios realizados em condições de laboratório

Série de ensaios	Idade (dias)	$f_{c \text{ Lab}}$ (MPa)	Penetração de pino (PP) (mm)		Índice esclerométrico (IE)		VPU (km/h)	Tipo de agregado graúdo	Teor de argamassa	Slump (mm)	A/C
			PP1 Forma plastif.	PP2 Forma Pinus	IE1 Forma plastif.	IE2 Forma Pinus					
2	3,0	13,0	50,6	51,2	22,6	21,1	-	B 1 + B 0	0,6	110	0,7
	7,0	14,0	49,9	50,2	24,9	24,4	-	B 1 + B 0	0,6	110	0,7
	28,0	23,0	37,2	41,2	21,3	20,2	-	B 1 + B 0	0,6	110	0,7
	63,0	31,0	36,2	41,6	32,1	33,4	-	B 1 + B 0	0,6	110	0,7
3	3,0	13,0			20,8	17,1	-	B 1 + B 0	0,6	120	0,7
	7,0	15,0			22,9	23,1	-	B 1 + B 0	0,6	120	0,7
	28,0	25,0	37,6	35,2	22,9	23,0	-	B 1 + B 0	0,6	120	0,7
	63,0	31,0	33,2	35,9	28,6	30,6	-	B 1 + B 0	0,6	120	0,7

Tabela 16 - Resultados dos ensaios realizados em condições de laboratório (continuação)

Série de ensaios	Idade (dias)	f <sub>c</sub> Lab (MPa)	Penetração de pino (PP) (mm)		Índice esclerométrico (IE)		VPU (km/h)	Tipo de agregado graúdo	Teor de argamassa	Slump (mm)	A/C
			PP1 Forma plastif.	PP2 Forma Pinus	IE1 Forma plastif.	IE2 Forma Pinus					
5	3,0	7,8	57,9	60,6	17,9	15,1	-	B 1 + B 0	0,6	100	0,6
	7,0	17,5	51,9	55,9	20,3	21,2	-	B 1 + B 0	0,6	100	0,6
	28,0	21,9	42,2	42,6	24,2	24,1	-	B 1 + B 0	0,6	100	0,6
	63,0	33,9	40,6	32,9	28,2	26,7	-	B 1 + B 0	0,6	100	0,6
6	3,0	14,4	-	-	20,7	19,2	-	B 1 + B 0	0,6	100	0,6
	7,0	21,1	-	-	26,1	24,2	-	B 1 + B 0	0,6	100	0,6
	28,0	26,7	37,9	44,2	27,8	29,9	-	B 1 + B 0	0,6	100	0,6
	63,0	37,4	32,9	39,6	32,4	33,9	-	B 1 + B 0	0,6	100	0,6
7	3,0	13,6	59,2	55,2	17,4	23,1	-	B 1 + B 0	0,6	120,0	0,5
	7,0	23,4	39,9	43,6	22,1	30,3	-	B 1 + B 0	0,6	120,0	0,5
	28,0	44,3	30,2	31,6	35,9	31,8	4063,1	B 1 + B 0	0,6	120,0	0,5
	63,0	52,3	29,9	33,2	33,5	36,6	-	B 1 + B 0	0,6	120,0	0,5
8	3,0	5,7	63,2	60,2	12,0	12,5	-	B 1	0,5	60,0	0,7
	7,0	12,4	41,9	52,9	15,6	20,1	-	B 1	0,5	60,0	0,7
	28,0	23,3	37,6	39,2	21,3	20,8	4114,0	B 1	0,5	60,0	0,7
	63,0	32,4	31,6	34,2	22,6	25,3	-	B 1	0,5	60,0	0,7
9	3,0	4,8	64,2	65,2	10,9	12,1	-	B 1	0,5	60,0	0,6
	7,0	12,9	53,6	39,2	15,4	17,8	-	B 1	0,5	60,0	0,6
	28,0	32,1	31,2	31,9	25,9	26,6	3675,6	B 1	0,5	60,0	0,6
	63,0	38,7	31,6	30,6	32,0	27,7	-	B 1	0,5	60,0	0,6
10	3,0	6,5	65,6	66,6	12,6	10,9	-	B1	0,5	60,0	0,5
	7,0	13,8	54,2	55,6	17,4	18,4	-	B 1	0,5	60,0	0,5
	28,0	26,6	37,9	42,9	24,3	22,9	3675,6	B 1	0,5	60,0	0,5
	63,0	32,5	32,6	35,6	26,4	31,1	-	B 1	0,5	60,0	0,5
11	3,0	20,2	43,2	46,6	21,2	23,3	-	B 1 + B 0	0,5	100,0	0,5
	7,0	32,1	37,9	43,6	23,8	25,3	-	B 1 + B 0	0,5	100,0	0,5
	28,0	41,3	35,2	35,9	30,6	32,6	3919,6	B 1 + B 0	0,5	100,0	0,5
	63,0	44,8	29,9	30,2	30,6	36,8	-	B 1 + B 0	0,5	100,0	0,5
12	3,0	20,8	44,6	34,2	21,7	21,4	-	B 1	0,5	80,0	0,5
	7,0	24,9	41,2	37,2	23,9	23,0	-	B 1	0,5	80,0	0,5
	28,0	42,8	27,2	35,9	33,6	32,7	3976,0	B 1	0,5	80,0	0,5
	63,0	46,7	26,9	31,2	34,2	34,4	-	B 1	0,5	80,0	0,5

Tabela 16 - Resultados dos ensaios realizados em condições de laboratório – (Continuação)

Série de ensaios	Idade (dias)	$f_c$ Lab (MPa)	Penetração de pino (PP) (mm)		Índice esclerométrico (IE)		VPU (km/h)	Tipo de agregado graúdo	Teor de argamassa	Slump (mm)	A/C
			PP1 Forma plastif.	PP2 Forma Pinus	IE1 Forma plastif.	IE2 Forma Pinus					
13	3,0	14,9	48,2	50,6	19,0	20,6	-	B 1	0,5	80,0	0,5
	7,0	31,6	34,2	34,9	28,8	25,9	-	B 1	0,5	80,0	0,5
	28,0	41,3	36,6	35,2	34,4	29,2	3882,7	B 1	0,5	80,0	0,5
	63,0	43,9	33,6	30,6	34,1	31,7	-	B 1	0,5	80,0	0,5
14	3,0	13,8	50,2	49,9	21,8	20,2	-	B 1 + B 0	0,6	120,0	0,4
	7,0	30,3	37,2	31,9	26,4	24,7	-	B 1 + B 0	0,6	120,0	0,4
	28,0	39,8	33,9	34,2	32,3	27,1	3902,2	B 1 + B 0	0,6	120,0	0,4
	63,0	41,2	30,6	30,9	33,8	33,6	-	B 1 + B 0	0,6	120,0	0,4

Os resultados de resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) indicados na Tabela 16 representam a média de três corpos de prova cilíndricos. Os resultados de índice esclerométrico (IE1 e IE2) representam a média de 18 leituras em uma face do corpo de prova prismático. Os resultados de penetração de pino (PP1 e PP2) representam a média de três pinos cravados na mesma face do corpo de prova prismático, após a realização do ensaio de esclerometria.

Na Figura 54 apresenta-se um gráfico com os 48 resultados de resistência à compressão do concreto obtidos em todas as séries de ensaios realizados em condições de laboratório, indicados na Tabela 16, em ordem crescente.

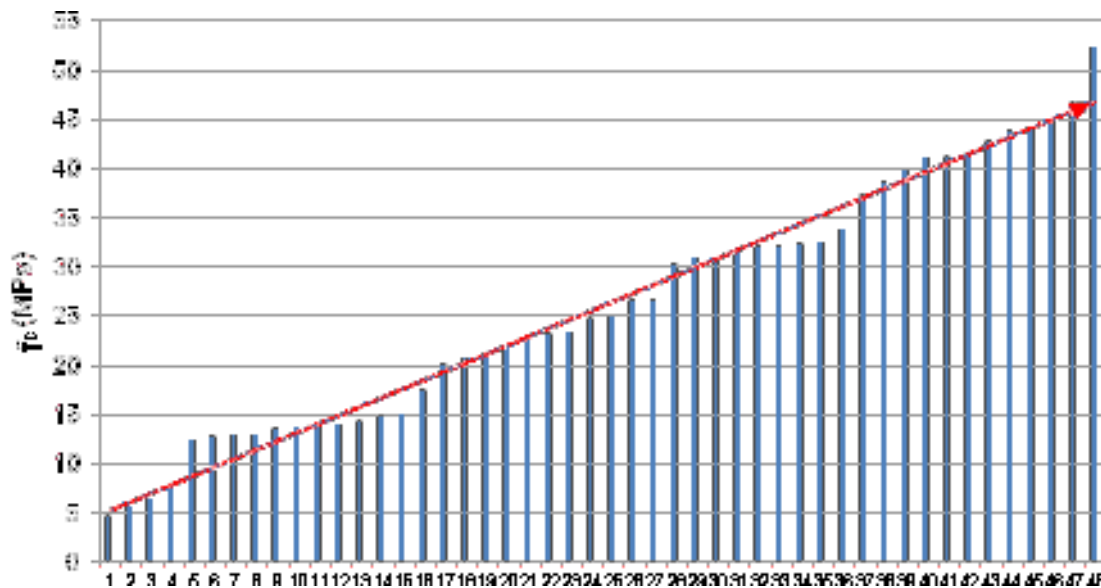


Figura 54 - Resultados de resistência à compressão em todas as séries de ensaios realizados em condições de laboratório, em ordem crescente.

Por meio do gráfico da Figura 54 pode-se observar que a resistência à compressão dos concretos considerados neste estudo variou na faixa de 4,8 MPa a 52,3 MPa, atendendo ao propósito inicial de se obter resistências em uma ampla faixa de variação.

## 4.2 Modelos para estimativa da resistência à compressão do concreto com base em ensaios de laboratório

### 4.2.1 Modelos de regressão linear, obtidos a partir de ensaios de laboratório

Para desenvolvimento dos modelos de regressão linear simples foi utilizada a planilha eletrônica Microsoft Excel e considerados os resultados apresentados na Tabela 17.

Numa primeira etapa foram desenvolvidos modelos de regressão linear simples correlacionando os resultados dos ensaios de penetração de pinos (PP) e resistência à compressão ( $f_c$ ), assim como resultados de esclerometria (IE) e

resistência à compressão ( $f_c$ ), em condições de laboratório. Foram obtidos modelos considerando os resultados dos ensaios não destrutivos realizados em prismas com forma de compensado plastificado, de madeira de Pinus e para os dois tipos de forma em conjunto. Na Tabela 17 apresenta-se um planejamento dos modelos de regressão descritos anteriormente.

Tabela 17 - Planejamento dos modelos de regressão simples a serem obtidos a partir de ensaios não destrutivos realizados em condições de laboratório.

Modelo		Objetivo	
1	$f_c = f(PP)$	1.1	Modelo de regressão para forma de compensado plastificado
		1.2	Modelo de regressão para forma de madeira de Pinus
		1.3	Modelo de para os dois tipos de forma em conjunto
2	$f_c = f(IE)$	2.1	Modelo de regressão para forma de compensado plastificado
		2.2	Modelo de regressão para forma de madeira de Pinus
		2.3	Modelo de para os dois tipos de forma em conjunto

Na Tabela 18 apresentam-se os modelos de regressão para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de penetração de pinos (PP), para concretos lançados em formas de compensado plastificado. Neste caso, o modelo exponencial é o que apresenta o maior coeficiente de correlação  $r^2 = 0,826$  e será denominado Modelo 1.1. Na Figura 55 mostra-se o ajuste de curva para definição do Modelo 1.1.

Tabela 18 – Modelos de regressão para definição do Modelo 1.1

Tipo de regressão	Expressão	$r^2$
Linear	$f_c = -1,31PP + 79,623$	0,777
<b>Exponencial</b>	<b><math>f_c = 191,42e^{-0,051PP}</math></b>	<b>0,826</b>
Logarítmica	$f_c = -52,31\ln(PP) + 219,21$	0,796
Polinomial	$f_c = 0,0312PP^2 - 3,8482PP + 129,32$	0,803
Potência	$f_c = 39322PP^{-2,006}$	0,822

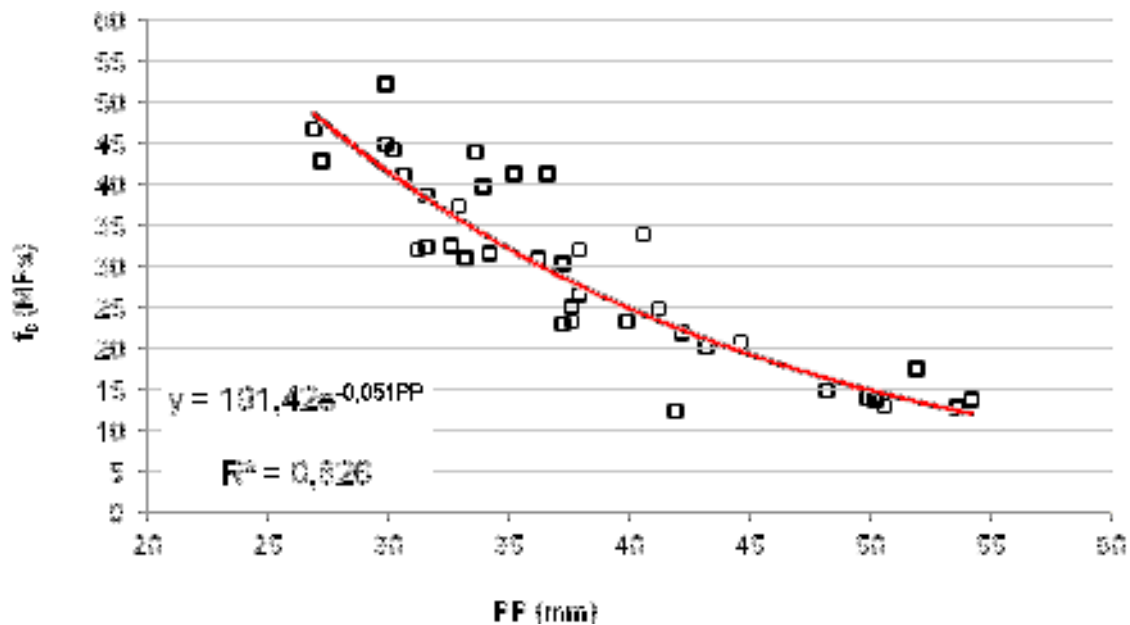


Figura 55 - Modelo 1.1 -  $f_c = f(PP)$  - modelo exponencial.

Na Tabela 19 apresentam-se os modelos de regressão para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de penetração de pinos (PP), para concretos lançados em formas de madeira de pinus. Neste caso, o modelo exponencial é o que apresenta o maior coeficiente de correlação  $r^2 = 0,708$  e será denominado Modelo 1.2. Na Figura 56 mostra-se o ajuste de curva para definição do Modelo 1.2.

Tabela 19 - Modelos de regressão para definição do Modelo 1.2.

Tipo de regressão	Expressão	$r^2$
Linear	$f_c = -1,1604PP + 75,178$	0,658
<b>Exponencial</b>	<b><math>f_c = 165e^{-0,046PP}</math></b>	<b>0,708</b>
Logarítmica	$f_c = -48,43\ln(pp) + 206,52$	0,670
Polinomial	$f_c = 0,0255PP^2 - 3,325PP + 119,35$	0,673
Potência	$f_c = 27435PP^{-1,892}$	0,707

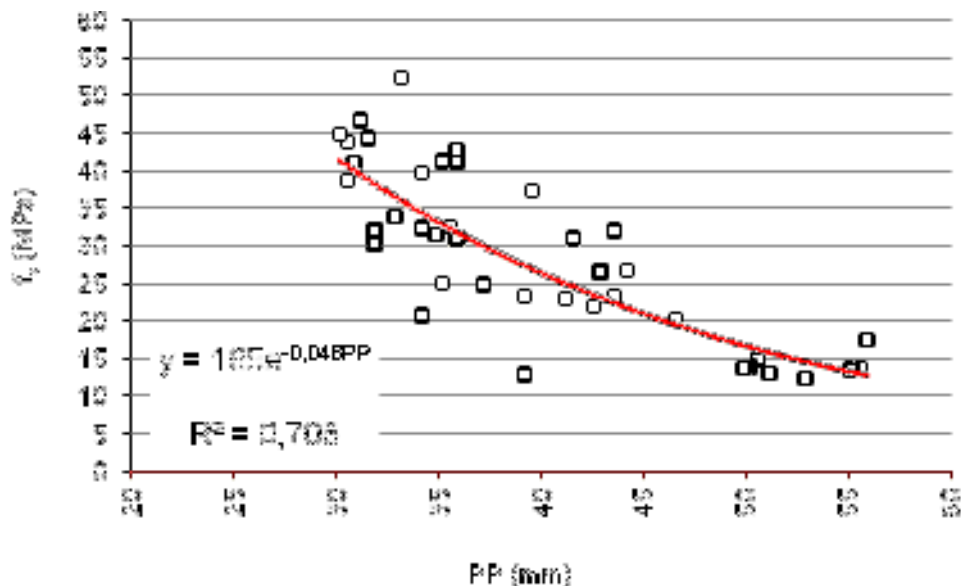


Figura 56 - Modelo 1.2 -  $f_c = f(PP)$  - modelo exponencial.

Na Tabela 20 apresentam-se os modelos de regressão para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de penetração de pinos (PP), para concretos lançados nos dois tipos de forma. Neste caso, o modelo exponencial é o que apresenta o maior coeficiente de correlação  $r^2 = 0,759$  e será denominado Modelo 1.3. Na Figura 57 mostra-se o ajuste de curva para definição do Modelo 1.3.

Tabela 20 - Modelos de regressão para definição do Modelo 1.3.

Tipo de regressão	Expressão	$r^2$
Linear	$f_c = -1,2218PP + 76,942$	0,710
<b>Exponencial</b>	<b><math>f_c = 174,74e^{-0,048PP}</math></b>	<b>0,759</b>
Logarítmica	$f_c = -49,96\ln(PP) + 211,41$	0,727
Polinomial	$f_c = 0,0291PP^2 - 3,6391PP + 125,31$	0,732
Potência	$f_c = 31137PP^{-1,934}$	0,758

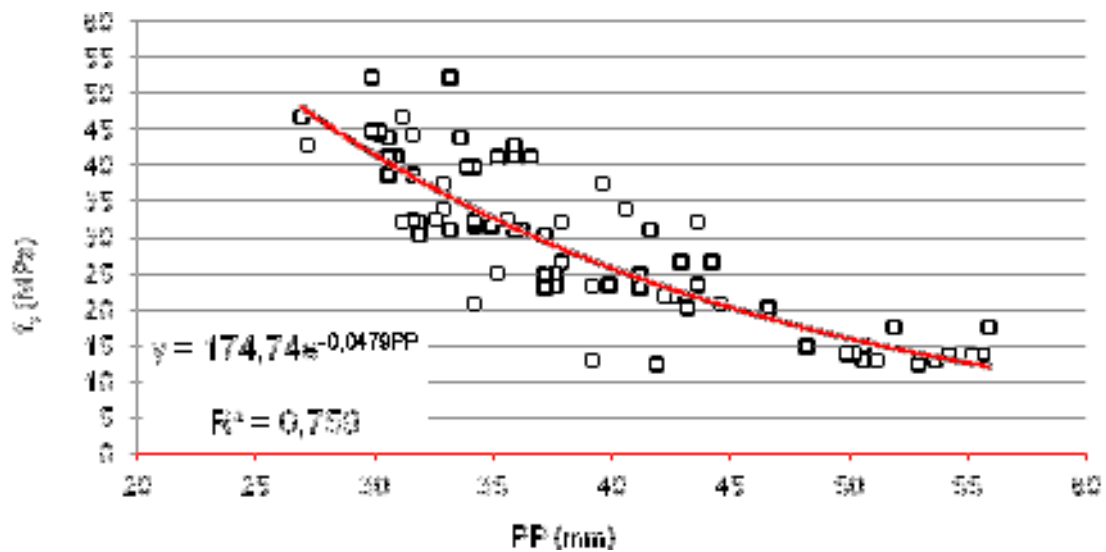


Figura 57 - Modelo 1.3 -  $f_c = f(PP)$  - modelo exponencial.

Na Tabela 21 apresentam-se os modelos de regressão para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de esclerometria (IE), para concretos lançados em formas de compensado plastificado. Neste caso, o modelo de potência é o que apresenta o maior coeficiente de correlação  $r^2 = 0,863$  e será denominado Modelo 2.1. Na Figura 58 mostra-se o ajuste de curva para definição do Modelo 2.1.

Tabela 21 - Modelos de regressão para definição do Modelo 2.1.

Tipo de regressão	Expressão	$r^2$
Linear	$f_c = 1,7782IE - 17,985$	0,850
Exponencial	$f_c = 2,9667e^{0,082IE}$	0,831
Logarítmica	$f_c = 38,836\ln(IE) - 97,123$	0,798
Polinomial	$f_c = 0,0218IE^2 + 0,7164IE - 5,9617$	0,857
<b>Potência</b>	<b><math>f_c = 0,0576IE^{1,8829}</math></b>	<b>0,863</b>

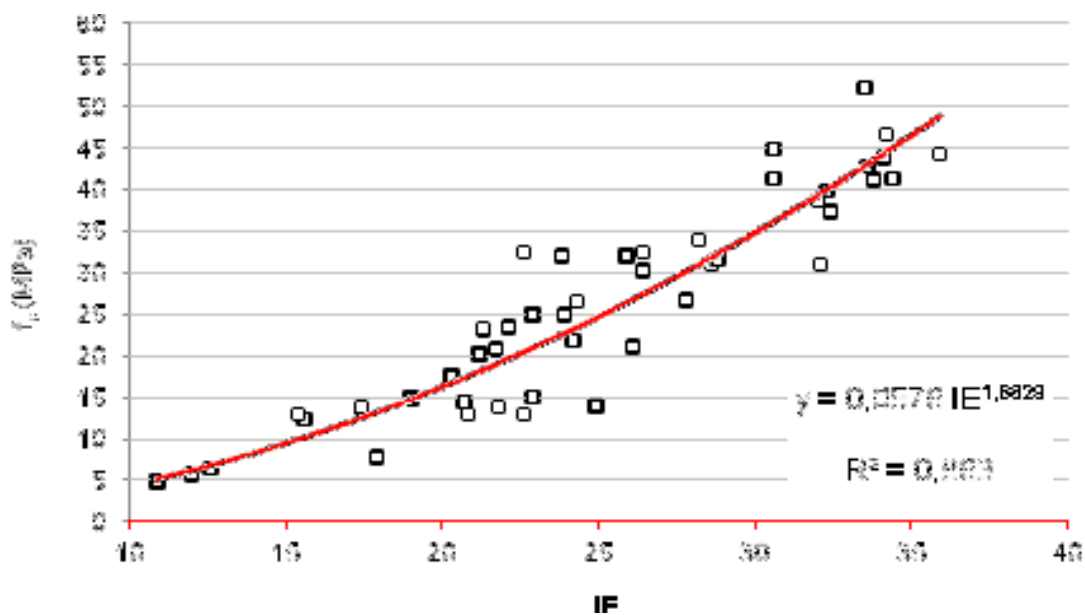


Figura 58 - Modelo 2.1 -  $f_c = f(IE)$  - modelo de potência.

Na Tabela 22 apresentam-se os modelos de regressão para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de esclerometria (IE), para concretos lançados em formas de madeira de pinus. Neste caso, o modelo de potência é o que apresenta o maior coeficiente de correlação  $r^2 = 0,856$  e será denominado Modelo 2.2. Na Figura 59 mostra-se o ajuste de curva para definição do Modelo 2.2.

Tabela 22 - Modelos de regressão para definição do Modelo 2.2.

Tipo de regressão	Expressão	$r^2$
Linear	$f_c = 1,7577IE - 17,787$	0,813
Exponencial	$f_c = 2,9195e^{0,082IE}$	0,816
Logarítmica	$f_c = 38,805\ln(IE) - 97,352$	0,770
Polinomial	$f_c = 0,01IE^2 + 1,2662IE - 12,148$	0,815
<b>Potência</b>	<b><math>f_c = 0,0526IE^{1,9067}</math></b>	<b>0,856</b>

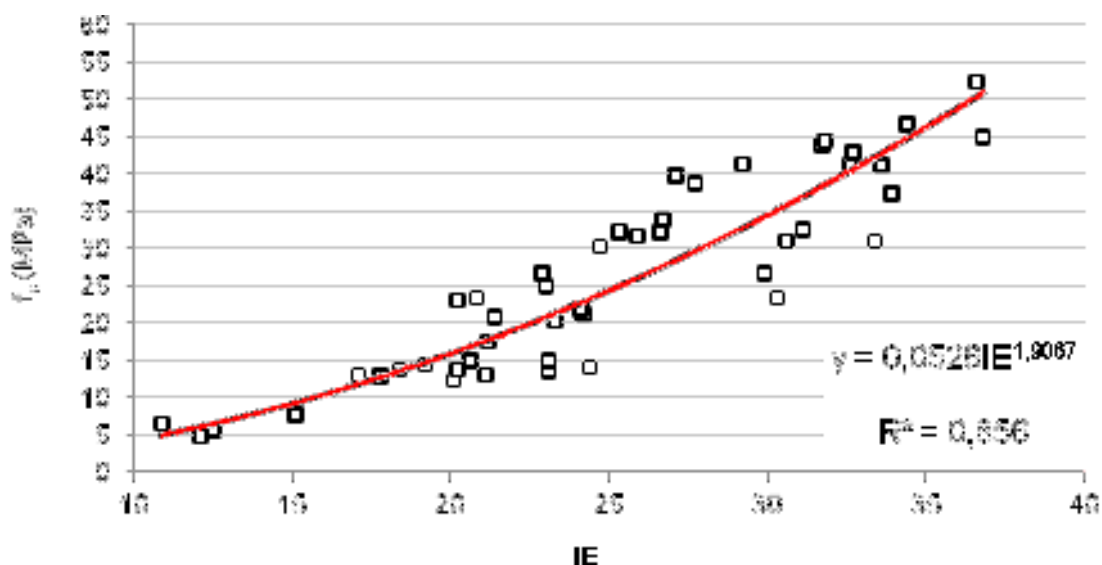


Figura 59 - Modelo 2.2 -  $f_c = f(IE)$  - modelo de potência.

Na Tabela 23 apresentam-se os modelos de regressão para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de esclerometria (IE), para concretos lançados nos dois tipos de forma. Neste caso, o modelo de potência é o que apresenta o maior coeficiente de correlação  $r^2 = 0,859$  e será denominado Modelo 2.3. Na Figura 60 mostra-se o ajuste de curva para definição do Modelo 2.3.

Tabela 23 - Modelos de regressão para definição do Modelo 2.3.

Tipo de regressão	Expressão	$r^2$
Linear	$f_c = 1,7677IE - 17,881$	0,831
Exponencial	$f_c = 2,9442e^{0,082IE}$	0,823
Logarítmica	$f_c = 38,812\ln(IE) - 97,211$	0,784
Polinomial	$f_c = 0,0156IE^2 + 1,0052IE - 9,1897$	0,835
<b>Potência</b>	<b><math>f_c = 0,0551IE^{1,8942}</math></b>	<b>0,859</b>

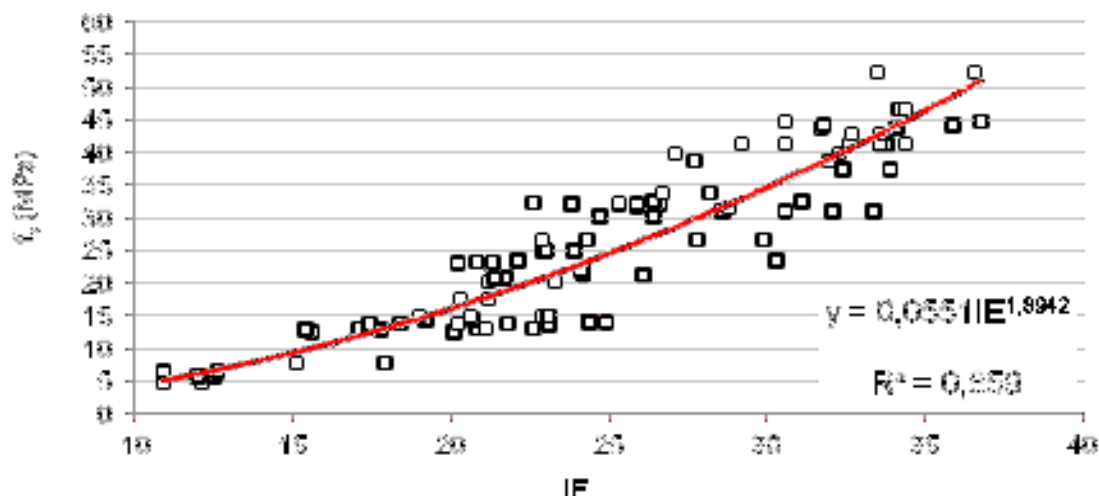


Figura 60 - Modelo 2.3 -  $f_c = f(IE)$  - modelo de potência.

Na Tabela 24 apresenta-se uma síntese dos modelos de regressão obtidos a partir da correlação entre os resultados dos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão ( $f_c$ ), para diferentes tipos de formas.

Tabela 24 - Síntese dos modelos de regressão simples obtidos a partir da correlação entre os resultados dos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão ( $f_c$ ), para diferentes tipos de formas.

Modelo		Objetivo	Expressão	$r^2$	Tipo de regressão	
1	$f_c = f(PP)$	1.1	Modelo de regressão para forma de compensado plastificado	$f_c = 191,42e^{-0,051PP}$	0,826	Exponencial
		1.2	Modelo de regressão para forma de madeira de Pinus	$f_c = 165e^{-0,046PP}$	0,708	Exponencial
		1.3	Modelo de para os dois tipos de forma em conjunto	$f_c = 174,74e^{-0,048PP}$	0,759	Exponencial
2	$f_c = f(IE)$	2.1	Modelo de regressão para forma de compensado plastificado	$f_c = 0,0576IE^{1,8829}$	0,863	Potência
		2.2	Modelo de regressão para forma de madeira de Pinus	$f_c = 0,0526IE^{1,9067}$	0,856	Potência
		2.3	Modelo de para os dois tipos de forma em conjunto	$f_c = 0,0551IE^{1,8942}$	0,859	Potência

Após a obtenção dos modelos de regressão linear simples apresentados anteriormente, decidiu-se avaliar os eventuais ganhos na estimativa da resistência à compressão, advindos da consideração de modelos de regressão linear múltipla, que permitem correlacionar duas ou mais variáveis independentes.

Para desenvolvimento dos modelos de regressão linear múltipla foi utilizado o programa computacional Statistica e considerados os resultados dos ensaios de penetração de pinos (PP), de esclerometria (IE) e de resistência à compressão ( $f_c$ ), em condições de laboratório, apresentados na Tabela 24. Foram obtidos modelos em função dos resultados de ensaios não destrutivos realizados em prismas com forma de compensado plastificado, de madeira de pinus e para os dois tipos de forma em conjunto. Na Tabela 25 apresenta-se um planejamento dos modelos de regressão descritos anteriormente.

Tabela 25 - Planejamento dos modelos de regressão múltipla a serem obtidos a partir de ensaios não destrutivos realizados em condições de laboratório.

Modelo		Objetivo	
3	$f_c = f(PP, IE)$	3.1	Modelo de regressão múltipla para forma de compensado plastificado
		3.2	Modelo de regressão múltipla para forma de madeira de Pinus
		3.3	Modelo de regressão múltipla para os dois tipos de forma em conjunto

Os modelos de regressão múltipla para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE) são expressões do seguinte tipo:

$$f_c = B_0 + (PP * B_1) + (IE * B_2) \quad (6)$$

onde:

B0 é uma constante;

PP é a penetração de pino;

B1 é um coeficiente de correção do ensaio de pino;

IE é o índice esclerométrico;

B2 é um coeficiente de correção do ensaio de esclerometria.

Para efeitos de avaliação da resposta dos modelos de progressão múltipla consideram-se os seguintes indicadores de qualidade: O coeficiente de correlação ( $r^2$ ), o coeficiente ajustado ( $r^2$  ajustado) e a raiz do erro quadrado médio (RMSE). O coeficiente de correlação ajustado ( $r^2$  ajustado). O coeficiente de correlação ajustado ( $r^2$  ajustado) leva em conta o número de variáveis independentes do modelo de progressão múltipla, sendo considerado um parâmetro mais apropriado para uma avaliação de qualidade do que o coeficiente de correlação ( $r^2$ ).

O modelo de regressão múltipla (Modelo 3.1) para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE), para concretos lançados em formas de compensado plastificado, é dado pela seguinte expressão:

$$f_c = 27,10 - 0,68 * PP + 1,08 * IE \quad (7)$$

Neste caso, o modelo apresenta um coeficiente de correlação  $r^2 = 0,896$ . Na Figura 61 apresenta-se uma carta de controle de resultados obtidos com a utilização do Modelo 3.1.

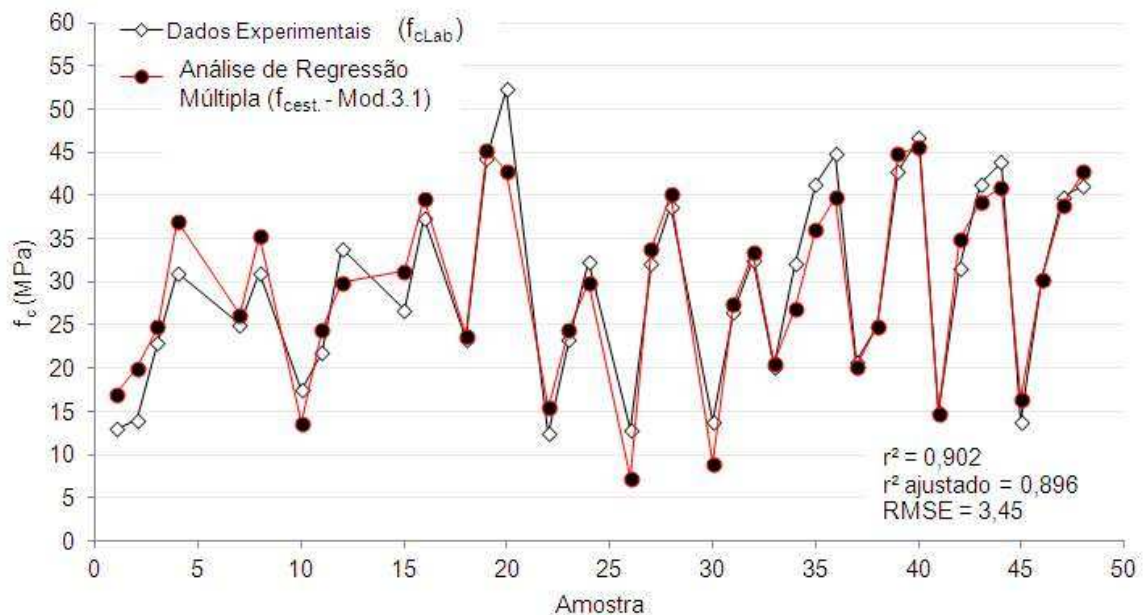


Figura 61 - Carta de controle de acordo com o Modelo 3.1.

O modelo de regressão múltipla (Modelo 3.2) para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE), para concretos lançados em formas de madeira de Pinus, é dado pela seguinte expressão:

$$f_c = 22,10 - 0,65 * PP + 1,24 * IE \quad (8)$$

Neste caso, o modelo apresenta um coeficiente de correlação  $r^2 = 0,873$ . Na Figura 62 mostra-se uma carta de controle de resultados obtidos com a utilização do Modelo 3.2.

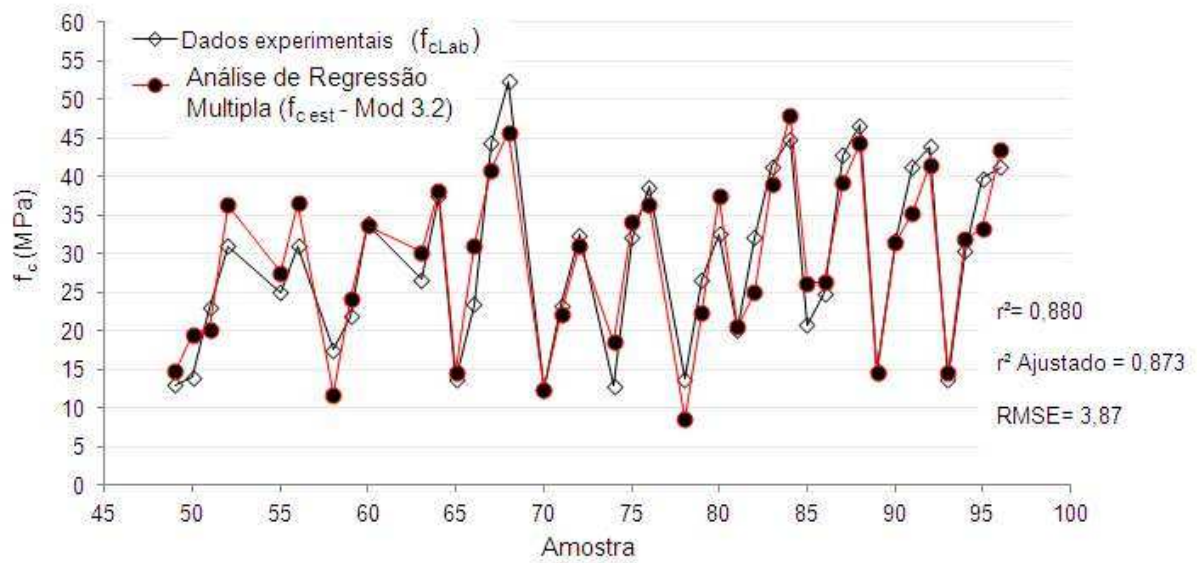


Figura 62 - Carta de controle de acordo com o Modelo 3.2.

O modelo de regressão múltipla (Modelo 3.3) para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE), para concretos lançados nos dois tipos de forma em conjunto, é dado pela seguinte expressão:

$$f_c = 23,94 - 0,66 * PP + 1,17 * IE \quad (9)$$

Neste caso, o modelo apresenta um coeficiente de correlação  $r^2 = 0,886$ . Na Figura 63 mostra-se uma carta de controle de resultados obtidos com a utilização do Modelo 3.3.

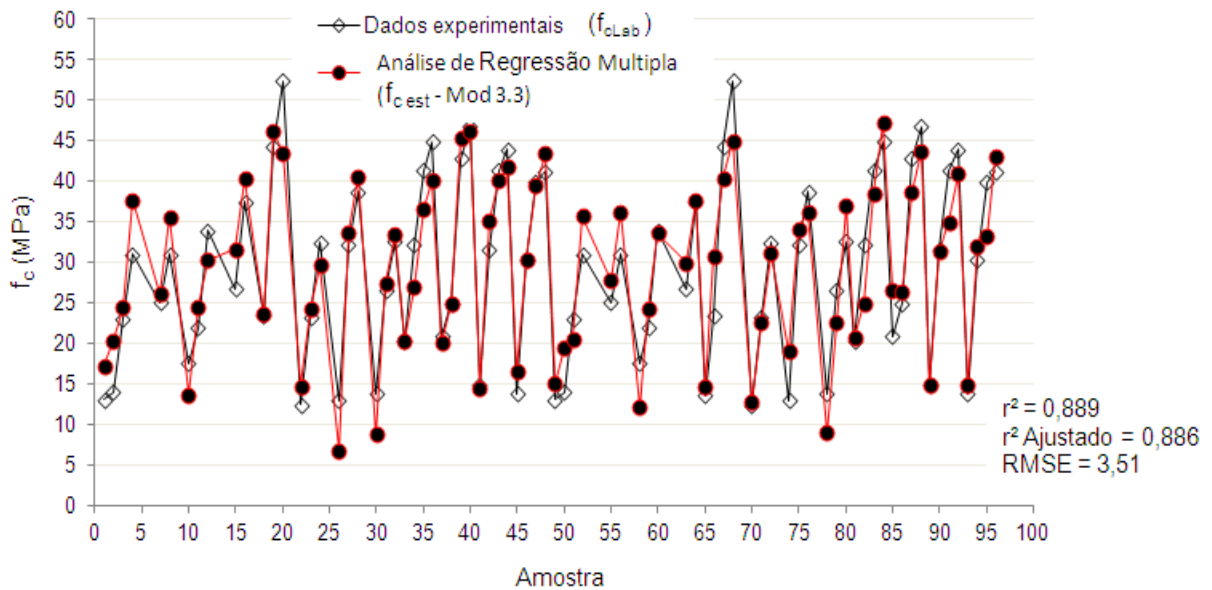


Figura 63 - Carta de controle de acordo com o Modelo 3.3.

Na Tabela 26 apresenta-se uma síntese dos modelos de regressão linear múltipla para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE), para diferentes tipos de formas.

Tabela 26- Síntese dos modelos de regressão linear múltipla obtidos a partir da correlação entre os resultados dos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão ( $f_c$ ), para diferentes tipos de formas.

Modelo		Objetivo	Expressão	$r^2$
3	$f_c = f(PP, IE)$	3.1 Modelo de regressão para forma de compensado plastificado	$f_c = 27,10 - 0,68*PP + 1,08*IE$	0,896
		3.2 Modelo de regressão para forma de madeira de Pinus	$f_c = 22,10 - 0,65*PP + 1,24*IE$	0,873
		3.3 Modelo de para os dois tipos de forma em conjunto	$f_c = 23,94 - 0,66*PP + 1,17*IE$	0,886

#### **4.2.2 Redes Neurais Artificiais construídas a partir de ensaios de laboratório**

Uma Rede Neural Artificial (RNA) permite o cruzamento de diversas informações de diferentes naturezas sobre um determinado problema. Com uma rede treinada é possível obter respostas para um determinado fenômeno em função de parâmetros conhecidos.

Para o desenvolvimento das Redes Neurais Artificiais (RNAs) deste trabalho foi utilizado o programa computacional Statistica e foram considerados os resultados dos ensaios de penetração de pinos (PP), de esclerometria (IE) e de resistência à compressão ( $f_c$ ), em condições de laboratório, apresentados na Tabela 16. Optou-se por utilizar essa técnica com o objetivo de avaliar se as RNAs seriam capazes de dar uma resposta melhor que os modelos de regressão obtidos no item 4.2.1.

Quando se observa que a resposta de uma RNA é melhor do que a obtida por meio um modelo de regressão, pode-se interpretar que existem perturbações devido a erros de medição ou o modelo de regressão é deficiente em sua constituição. Em síntese, é possível que o modelo de regressão ignore alguns aspectos do fenômeno estudado. Se a resposta de uma RNA é tão boa quanto a de um modelo de regressão, pode-se afirmar que obteve-se um modelo de regressão eficiente em função dos dados disponíveis.

De acordo com a configuração padrão, o programa Statistica subdivide o conjunto de dados, aleatoriamente, em três partes, sendo uma para treinamento, outra para verificação e uma terceira parte para os testes:

Durante o processo de experimentar diversas arquiteturas e opções de treinamento repetidamente, o conjunto de dados usado para verificação tem um papel chave na seleção do modelo, o que significa que ele é parte do processo de treinamento. Sua confiabilidade como um elemento independente para orientar o desempenho do modelo fica comprometida, pois com um conjunto suficiente de experimentos pode-se dar a sorte de acertar uma rede que parece representar muito bem o conjunto de verificação. Para acrescentar confiabilidade ao modelo final, foi reservado um terceiro conjunto de casos, chamado 'conjunto de teste'. Esse conjunto de teste é utilizado uma única vez, fora do processo de treinamento, com o objetivo precípua de atestar a confiabilidade do modelo. Dessa forma o modelo é verificado com respostas reais conhecidas para assegurar que os resultados para os conjuntos de treinamento e de verificação são realmente bons, e não um artifício do processo de treinamento. (Veríssimo, 2007).

Com auxílio do programa Statistica foram treinadas várias RNAs com diferentes topologias e, dentre essas, foram selecionadas as cinco que possuem os coeficientes de correlação mais altos. Todas as cinco RNAs selecionadas possuem dois neurônios na camada de entrada, correspondentes aos resultados dos ensaios de penetração de pinos (PP) e de esclerometria (IE), um neurônio na camada de saída, correspondente à resistência de compressão ( $f_c$ ), e uma camada oculta. Para efeitos de treinamento das redes foram considerados os resultados dos ensaios apresentados na Tabela 24, para os dois tipos de forma em conjunto, ou seja, ( $f_c$ , PP1 e IE1) e ( $f_c$ , PP2 e IE2).

Na Tabela 27 apresentam-se alguns indicadores de qualidade das RNAs selecionadas, sendo que a diferença entre elas está no número de neurônios na camada oculta e no peso das correlações estabelecidas internamente pelo programa Statistica.

O coeficiente de correlação apresentado na Tabela 27, denominado coeficiente de correlação Pearson, fornece uma medida descritiva da associação linear entre as variáveis em estudo.

Tabela 27 - Indicadores de qualidade das Redes Neurais Artificiais selecionadas.

Indicador	RNA 1 (2-1-1)	RNA 2 (2-2-1)	RNA 3 (2-4-1)	RNA 4 (2-5-1)	RNA 5 (2-6-1)
Erro médio (MPa)	-0,11	0,26	-0,21	-0,24	-0,31
Erro médio ABS (MPa)	3,39	3,41	3,31	3,25	3,27
DPadrão Erro (MPa)	2,67	2,73	2,66	2,60	2,62
"SD Ratio"	0,27	0,27	0,27	0,26	0,26
Coefficiente de correlação	0,962	0,962	0,966	0,967	0,966

Em função dos resultados da Tabela 27 pode-se observar que as cinco redes selecionadas apresentam coeficientes de correlação e Erro médio ABS próximos, com um ligeiro destaque para as redes RNA 3, RNA 4 e RNA 5, que possuem 4, 5 e 6 neurônios na camada oculta respectivamente. Já que não existe uma diferença significativa entre as três redes citadas anteriormente e por se prezar sempre por adotar uma rede de topologia mais simples, escolheu-se a RNA 3 para estimar a resistência à compressão do concreto a partir de resultados de ensaios não destrutivos. A topologia da RNA 3 é representada na Figura 64.

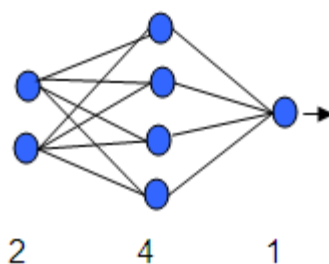


Figura 64 – Topologia da rede neural artificial RNA 3.

Na Figura 65 apresenta-se a carta de controle para a rede RNA 3, na qual se representam os valores de  $f_c$  estimados pela rede e os de  $f_c$  obtidos em laboratório.

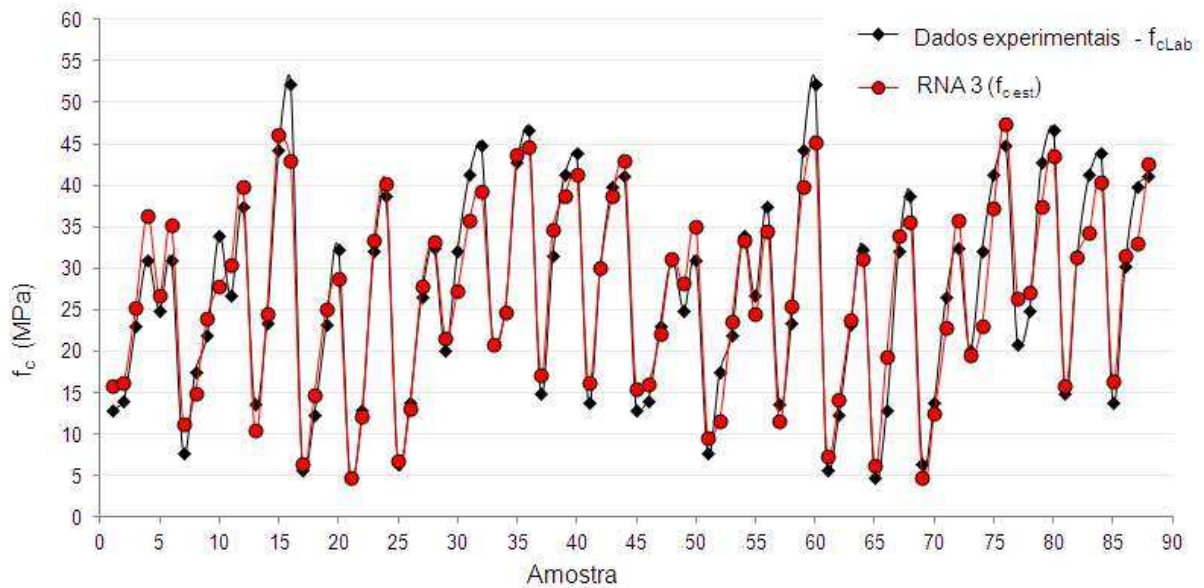


Figura 65 – Carta de controle da rede RNA 3

#### 4.2.3 Modelos de regressão obtidos a partir dos resultados gerados por meio de Redes Neurais Artificiais

O Modelo 3.3 de regressão múltipla (Expressão 9) e a RNA 3 foram gerados a partir dos resultados dos ensaios de penetração de pinos (PP) e de esclerometria (IE), apresentados na Tabela 16, para os dois tipos de forma em conjunto. Comparando-se os resultados da carta de controle do Modelo 3.3 de regressão múltipla (Figura 63) e da RNA 3 (Figura 65) pode-se observar que a RNA 3 é capaz de oferecer uma resposta mais adequada aos fenômenos estudados. Em função desta constatação, decidiu-se elaborar novos modelos de regressão a partir dos resultados estimados com auxílio da RNA 3.

Na Tabela 28 são apresentados os resultados de resistência à compressão obtidos em laboratório ( $f_{c,Lab}$ ), de penetração de pinos (PP), de esclerometria (IE) e a estimativa de resistência à compressão ( $f_{c,est}$ ) por meio da RNA 3, para os dois

tipos de forma em conjunto. A Tabela 28 corresponde basicamente à mesma base de dados da Tabela 16, acrescida do valor de  $f_{c\ est}$  por meio da RNA 3.

Tabela 28 - Resultados dos ensaios realizados em condições de laboratório e estimativa de resistência à compressão ( $f_{c\ est}$ ) por meio da RNA 3.

Amostra	$f_{c\ Lab}$ (MPa)	PP (mm)	IE	$f_{c\ est}$ RNA 3 (2-4-1) (MPa)
1	13,0	50,6	22,6	15,8
2	14,0	49,9	24,9	16,3
3	23,0	37,2	21,3	25,3
4	31,0	36,2	32,1	36,4
5	25,0	37,6	22,9	26,8
6	31,0	33,2	28,6	35,3
7	7,8	57,9	17,9	11,2
8	17,5	51,9	20,3	14,9
9	21,9	42,2	24,2	24,0
10	33,9	40,6	28,2	27,9
11	26,7	37,9	27,8	30,5
12	37,4	32,9	32,4	39,8
13	13,6	59,2	17,4	10,6
14	23,4	39,9	22,1	24,6
15	44,3	30,2	35,9	46,2
16	52,3	29,9	33,5	43,0
17	5,7	63,2	12,0	6,5
18	12,4	41,9	15,6	14,8
19	23,3	37,6	21,3	25,1
20	32,4	31,6	22,6	28,8
21	4,8	64,2	10,9	4,9
22	12,9	53,6	15,4	12,1
23	32,1	31,2	25,9	33,4
24	38,7	31,6	32,0	40,2
25	6,5	65,6	12,6	6,8
26	13,8	54,2	17,4	13,1
27	26,6	37,9	24,3	27,8
28	32,5	32,6	26,4	33,3
29	20,2	43,2	21,2	21,7
30	32,1	37,9	23,8	27,4
31	41,3	35,2	30,6	35,8
32	44,8	29,9	30,6	39,3
33	20,8	44,6	21,7	20,9
34	24,9	41,2	23,9	24,8
35	42,8	27,2	33,6	43,8
36	46,7	26,9	34,2	44,6

Tabela 28 - Resultados dos ensaios realizados em condições de laboratório e estimativa de resistência à compressão ( $f_{c\ est}$ ) por meio da RNA 3 (continuação).

Amostra	$f_{c\ Lab}$ (MPa)	PP (mm)	IE	$f_{c\ est}$ RNA 3 (2-4-1) (MPa)
37	14,9	48,2	19,0	17,1
38	31,6	34,2	28,8	34,7
39	41,3	36,6	34,4	38,8
40	43,9	33,6	34,1	41,4
41	13,8	50,2	21,8	16,2
42	30,3	37,2	26,4	30,1
43	39,8	33,9	32,3	38,9
44	41,2	30,6	33,8	43,1
45	13,0	51,2	21,1	15,4
46	14,0	50,2	24,4	16,0
47	23,0	41,2	20,2	22,1
48	31,0	41,6	33,4	31,1
49	25,0	35,2	23,0	28,2
50	31,0	35,9	30,6	35,1
51	7,8	60,6	15,1	9,6
52	17,5	55,9	21,2	11,7
53	21,9	42,6	24,1	23,6
54	33,9	32,9	26,7	33,5
55	26,7	44,2	29,9	24,5
56	37,4	39,6	33,9	34,5
57	13,6	55,2	23,1	11,6
58	23,4	43,6	30,3	25,6
59	44,3	31,6	31,8	39,9
60	52,3	33,2	36,6	45,3
61	5,7	60,2	12,5	7,5
62	12,4	52,9	20,1	14,2
63	23,3	39,2	20,8	23,8
64	32,4	34,2	25,3	31,3
65	4,8	65,2	12,1	6,4
66	12,9	39,2	17,8	19,4
67	32,1	31,9	26,6	33,9
68	38,7	30,6	27,7	35,7
69	6,5	66,6	10,9	4,8
70	13,8	55,6	18,4	12,5
71	26,6	42,9	22,9	22,8
72	32,5	35,6	31,1	35,9

Tabela 28 - Resultados dos ensaios realizados em condições de laboratório e estimativa de resistência à compressão ( $f_{c\ est}$ ) por meio da RNA 3 (continuação).

Amostra	$f_{c\ Lab}$ (MPa)	PP (mm)	IE	$f_{c\ est}$ RNA 3 (2-4-1) (MPa)
73	20,2	46,6	23,3	19,6
74	32,1	43,6	25,3	23,1
75	41,3	35,9	32,6	37,3
76	44,8	30,2	36,8	47,5
77	20,8	34,2	21,4	26,4
78	24,9	37,2	23,0	27,1
79	42,8	35,9	32,7	37,4
80	46,7	31,2	34,4	43,5
81	14,9	50,6	20,6	15,9
82	31,6	34,9	25,9	31,4
83	41,3	35,2	29,2	34,3
84	43,9	30,6	31,7	40,4
85	13,8	49,9	20,2	16,4
86	30,3	31,9	24,7	31,7
87	39,8	34,2	27,1	33,1
88	41,2	30,9	33,6	42,6

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 28 foram gerados novos modelos de regressão simples com auxílio da planilha eletrônica Microsoft Excel e novos modelos de regressão linear múltipla com auxílio do programa computacional Statistica. Na Tabela 29 apresenta-se um planejamento dos novos modelos de regressão.

Tabela 29 - Planejamento dos modelos de regressão simples e múltipla a partir dos resultados gerados com auxílio da RNA 3.

Modelo		Objetivo
4	$f_c = f(PP)$	Modelo de regressão simples para os dois tipos de forma em conjunto
5	$f_c = f(IE)$	Modelo de regressão simples para os dois tipos de forma em conjunto
6	$f_c = f(PP, IE)$	Modelo de regressão múltipla para os dois tipos de forma em conjunto

Na Figura 66 apresenta-se o ajuste de uma curva exponencial para definição do Modelo 4, que permite estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de penetração de pinos (PP), para os dois tipos de forma em conjunto. O Modelo 4 representa um refinamento do Modelo 1.3 obtido com base em uma regressão simples sobre os dados originais, em condições de laboratório, apresentados na Tabela 28. O coeficiente de correlação do Modelo 4 é de  $r^2 = 0,888$ .

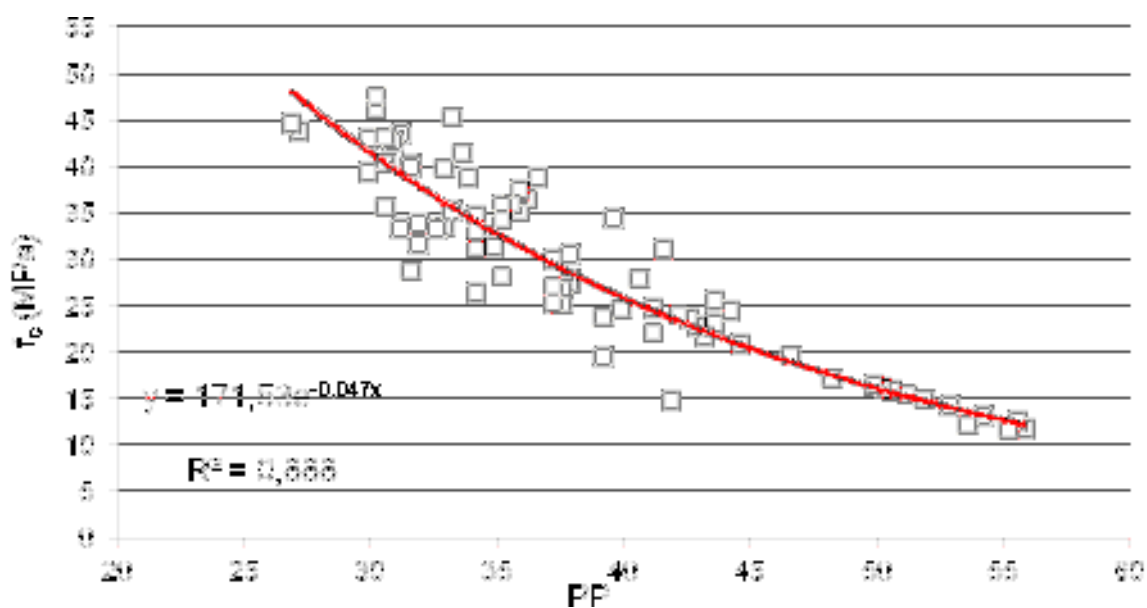


Figura 66 - Modelo 4 -  $f_c = f(PP)$  - modelo exponencial.

Na Figura 67 apresenta-se o ajuste de um modelo de potência para definição do Modelo 5, que permite estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de esclerometria (IE), para os dois tipos de forma em conjunto. O Modelo 5 representa um refinamento do Modelo 2.3 obtido com base em uma regressão simples sobre os dados originais, em condições de laboratório, apresentados na Tabela 28. O coeficiente de correlação do Modelo 5 é de  $r^2 = 0,877$ .

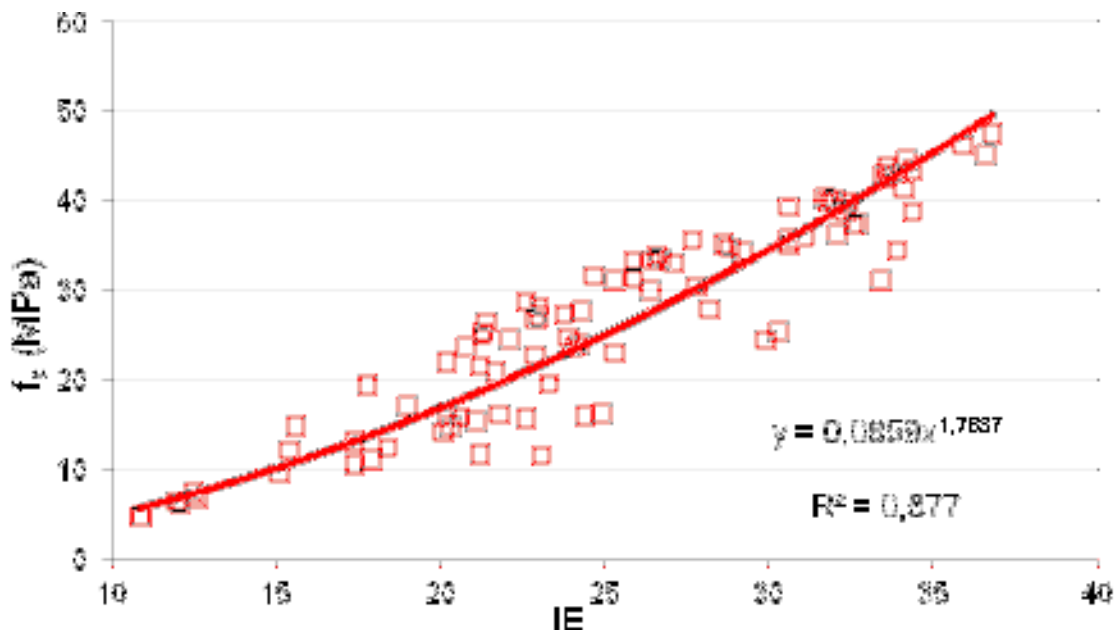


Figura 67 - Modelo 5 -  $f_c = f$  (IE) - modelo de potência.

O modelo de regressão múltipla (Modelo 6) para estimar a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir de resultados de ensaios de penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE), para os dois tipos de forma em conjunto, é dado pela seguinte expressão:

$$f_c = 32,83 - 0,73 * PP + 0,93 * IE \quad (10)$$

O Modelo 6 apresenta um coeficiente de correlação  $r^2 = 0,886$ . Na Figura 68 mostra-se uma carta de controle de resultados obtidos com a utilização do Modelo 6.

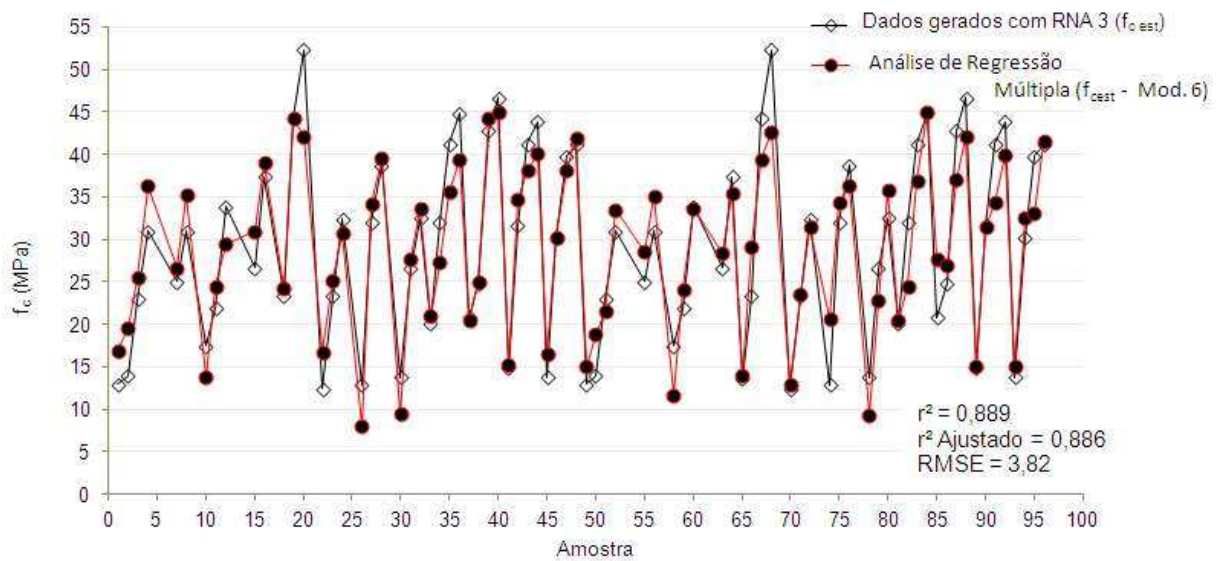


Figura 68 - Carta de controle de acordo com o Modelo 6.

O Modelo 6 representa um refinamento do Modelo 3.3 obtido com base em uma regressão múltipla sobre os dados originais, em condições de laboratório, apresentados na Tabela 16.

Na Tabela 30 apresenta-se uma síntese dos modelos de regressão refinados com o auxílio de redes neurais artificiais. São apresentadas as expressões matemáticas que definem cada modelo e seus respectivos coeficientes de correlação ( $r^2$ ).

Tabela 30 - Síntese dos modelos de regressão criados a partir dos resultados gerados com auxílio da RNA 3.

Modelo		Objetivo	Expressão	$r^2$	Tipo de regressão
4	$f_c = f(\text{PP})$	Modelo de regressão simples para os dois tipos de forma em conjunto	$f_c = 171,53 * e^{(-0,047 * \text{PP})}$	0,888	Exponencial
5	$f_c = f(\text{IE})$	Modelo de regressão simples para os dois tipos de forma em conjunto	$f_c = 0,0859 \text{ IE}^{1,7637}$	0,877	Potência
6	$f_c = f(\text{PP}, \text{IE})$	Modelo de regressão múltipla para os dois tipos de forma em conjunto	$f_c = 32,83 - 0,73 * \text{PP} + 0,93 * \text{IE}$	0,886	Polinomial

#### 4.2.4 Discussão dos resultados

Em função dos resultados dos modelos de regressão simples apresentados na Tabela 24, observa-se que os melhores ajustes de curva (maiores  $r^2$ ) foram obtidos para concretos lançados em formas de compensado plastificado. Nota-se também que quando foram considerados os resultados dos dois tipos de forma em conjunto, o coeficiente de correlação ( $r^2$ ) tornou-se um valor intermediário entre os obtidos para os dois tipos de forma isoladamente.

Em função dos resultados apresentados na Tabela 26, observa-se que o uso de modelos de regressão linear múltipla proporcionou uma melhoria nos coeficientes de correlação ( $r^2$ ) em relação aos modelos de regressão linear simples (Tabela 24). De maneira similar ao que foi observado com os modelos de regressão linear simples, os melhores ajustes de curva (maiores  $r^2$ ) foram obtidos para concretos lançados em formas de compensado plastificado. Pode-se observar também que quando foram considerados os resultados dos dois tipos de forma em conjunto, o coeficiente de correlação ( $r^2$ ) tornou-se um valor intermediário entre os obtidos para os dois tipos de forma isoladamente.

Os modelos de regressão linear múltipla foram testados com a perspectiva de melhorar a resposta na estimativa da resistência à compressão do concreto e, de fato, notou-se alguma melhoria com os novos modelos (Tabela 26). No entanto, é importante destacar que, possivelmente, este ganho não tenha sido maior porque os dois ensaios não destrutivos utilizados (penetração de pinos e esclerometria) são capazes de avaliar basicamente uma resistência superficial do concreto. Para melhorar essas correlações, seria necessário contar com outro tipo de ensaio que avaliasse a resistência de porções mais internas da massa de concreto, como no caso do ensaios de determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas.

Com base nos coeficientes de correlação das RNAs selecionadas (Tabela 27) e na carta de controle da RNA 3 (Figura 65), observa-se que as redes treinadas foram capazes de representar adequadamente os fenômenos estudados, o que permite afirmar que o uso de RNAs é uma boa estratégia para estimar a resistência à compressão a partir de resultados de ensaios não destrutivos.

Os modelos de regressão elaborados a partir dos resultados estimados com auxílio da RNA 3 (modelos 4, 5 e 6 da Tabela 30) apresentaram coeficientes de correlação mais altos do que aqueles obtidos por meio dos modelos de regressão desenvolvidos inicialmente (Tabelas 24 e 26), que foram elaborados com base nos resultados experimentais representados na Tabela 16. Em função disso, pode-se afirmar que o uso de RNAs contribuiu para melhorar a resposta dos modelos de regressão.

### **4.3 Resultados dos ensaios realizados em obras**

Na Tabela 31 são apresentados os resultados de resistência à compressão ( $f_c$ ), penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE) realizados nos concretos avaliados em obras. A resistência à compressão referente à obra ( $f_{c \text{ Obra}}$ ) foi determinada

com corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura, enquanto que a resistência à compressão referente ao laboratório ( $f_{c \text{ Lab}}$ ) foi determinada com corpos de prova curados com cura úmida.

Tabela 31 - Resultados dos ensaios realizados em obras.

Série	Idade (dias)	$f_{c \text{ Obra}}$ (MPa)	$f_{c \text{ Lab}}$ (MPa)	PP (mm) Forma plastif.	IE Forma plastif.	Tipo de agregado	Slump (mm)	$f_{c \text{ Lab}} / f_{c \text{ Obra}}$
Obra 1	7	21,9	22,2	56,1	20,0	B1 + B0	120	1,01
	14	22,7	23,3	49,1	20,9	B1 + B0	120	1,03
	28	24,9	26,9	32,1	25,0	B1 + B0	120	1,08
Obra 2	7	22,8	26,1	42,7	21,6	B1 + B0	120	1,14
	14	25,4	27,5	40,3	26,8	B1 + B0	120	1,08
	28	28,2	30,0	38,0	31,3	B1 + B0	120	1,06
Obra 3	7	20,9	20,8	38,1	24,2	B1 + B0	120	1,00
	14	26,4	27,1	36,8	25,7	B1 + B0	120	1,03
	28	30,1	33,2	33,5	33,0	B1 + B0	120	1,10
Média(%)								1,06
DPadrão								0,05
CV(%)								4,5

#### 4.4 Estimativa da resistência à compressão do concreto em obra utilizando modelos de regressão

##### 4.4.1 Estimativa da resistência à compressão a partir de resultados de ensaios de penetração de pino (PP)

Na Tabela 32 apresenta-se a estimativa de resistência à compressão a partir de resultados de penetração de pinos (PP), utilizando-se os modelos de regressão simples obtidos com base nos resultados gerados por meio de redes neurais artificiais (Modelo 4) e com base em ensaios de laboratório (Modelo 1.3). Na mesma tabela são indicados a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação das relações entre o  $f_{c \text{ est}}$  (estimado pelo respectivo modelo) e o  $f_{c \text{ Obra}}$  (obtido no

ensaio de resistência à compressão de corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura).

Tabela 32 - Estimativa de resistência à compressão a partir de resultados de penetração de pinos.

Série	Idade (dias)	$f_c$ Obra (MPa)	PP (mm)	$f_c$ est (Mod. 4) (MPa)	$f_c$ est (Mod.4) / $f_c$ Obra	$f_c$ est (Mod. 1.3) (MPa)	$f_c$ est (Mod.1.3) / $f_c$ Obra
Obra 1	7	21,9	56,1	12,3	0,56	11,8	0,54
	14	22,7	49,1	17,1	0,75	16,6	0,73
	28	24,9	32,1	37,9	1,52	37,4	1,50
Obra 2	7	22,8	42,7	23,1	1,01	22,5	0,99
	14	25,4	40,3	25,8	1,02	25,3	0,99
	28	28,2	38,0	28,8	1,02	28,2	1,00
Obra 3	7	20,9	38,1	28,6	1,37	28,1	1,34
	14	26,4	36,8	30,4	1,15	29,9	1,13
	28	30,1	33,5	35,5	1,18	35,0	1,16
				Média	1,07	-	1,04
				DPadrão	0,29	-	0,29
				CV (%)	27,4	-	28,0

#### 4.4.2 Estimativa da resistência à compressão a partir de resultados de ensaios de esclerometria (IE)

Na Tabela 33 apresenta-se a estimativa de resistência à compressão a partir de resultados de esclerometria (IE), utilizando-se os modelos de regressão simples obtidos com base nos resultados gerados por meio de redes neurais artificiais (Modelo 5) e com base em ensaios de laboratório (Modelo 2.3). Apresenta-se também a estimativa de resistência à compressão obtida a partir do ábaco fornecido pelo fabricante do esclerômetro utilizado nos ensaios. Na mesma tabela são indicados a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação das relações entre o  $f_c$  est (estimado pelo respectivo modelo) e o  $f_c$  Obra (obtido no ensaio

de resistência à compressão de corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura).

Tabela 33 - Estimativa de resistência à compressão a partir de resultados de esclerometria.

Série	Idade (dias)	f <sub>c</sub> Obra (MPa)	IE	f <sub>c</sub> est (Mod. 5) (MPa)	f <sub>c</sub> est (Mod.5) / f <sub>c</sub> Obra	f <sub>c</sub> est (Mod. 2.3) (MPa)	f <sub>c</sub> est (Mod.2.3) / f <sub>c</sub> Obra	f <sub>c</sub> est (Ábaco) (MPa)	f <sub>c</sub> est (Ábaco) / f <sub>c</sub> Obra
Obra 1	7	21,9	20,0	16,9	0,77	16,1	0,73	* < 10,0	-
	14	22,7	20,9	18,3	0,81	17,4	0,77	* < 10,0	-
	28	24,9	25,0	25,1	1,01	24,5	0,98	13	0,52
Obra 2	7	22,8	21,6	19,4	0,85	18,6	0,81	* < 10,0	-
	14	25,4	26,8	28,4	1,12	27,9	1,10	14,8	0,58
	28	28,2	31,3	37,3	1,32	37,5	1,33	21,9	0,78
Obra 3	7	20,9	24,2	23,7	1,13	23,0	1,10	11,5	0,55
	14	26,4	25,7	26,3	1,00	25,8	0,98	13,7	0,52
	28	30,1	33,0	40,9	1,36	41,4	1,38	24	0,8
Média (%)					1,04	-	1,02	-	0,63
DPadrão					0,21	-	0,23	-	0,13
CV(%)					20,4	-	22,6	-	20,8

Nota:

1 - A resistência à compressão mínima apresentada no ábaco do esclerômetro é de 10 MPa.

#### 4.4.3 Estimativa da resistência à compressão a partir da associação de resultados de ensaios de penetração de pinos e esclerometria

Na Tabela 34 apresenta-se a estimativa de resistência à compressão a partir de resultados de penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE), utilizando-se os modelos de regressão múltipla obtidos com base nos resultados gerados por meio de redes neurais artificiais (Modelo 6), em ensaios de laboratório (Modelo 3.3) e pela RNA 3. Na mesma tabela são indicados a média, o desvio padrão e o coeficiente de variação das relações entre o f<sub>c</sub> est. (estimado pelo respectivo modelo) e o f<sub>c</sub> obra (obtido no ensaio de resistência à compressão de corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura).

Tabela 34 - Estimativa de resistência à compressão a partir de resultados de penetração de pinos e esclerometria.

Série	Idade (dias)	$f_c$ Obra (MPa)	PP(mm)	IE	$f_c$ est (Mod. 6) (MPa)	$f_c$ est (Mod.6) / $f_c$ Obra	$f_c$ est (Mod. 3.3) (MPa)	$f_c$ est (Mod.3.3) / $f_c$ Obra	$f_c$ est (RNA 3)	$f_c$ est (RNA 3) / $f_c$ Obra
Obra 1	7	21,9	56,1	20	10,5	0,48	10,3	0,47	12,1	0,55
	14	22,7	49,1	20,9	16,4	0,72	16,0	0,70	15,0	0,66
	28	24,9	32,1	25	32,6	1,31	32,0	1,29	32,2	1,29
Obra 2	7	22,8	42,7	21,6	21,7	0,95	21,0	0,92	18,9	0,83
	14	25,4	40,3	26,8	28,3	1,12	28,7	1,13	27,0	1,06
	28	28,2	38	31,3	34,2	1,21	35,5	1,26	35,3	1,25
Obra 3	7	20,9	38,1	24,2	27,5	1,32	27,1	1,30	25,5	1,22
	14	26,4	36,8	25,7	29,9	1,13	29,7	1,13	28,8	1,09
	28	30,1	33,5	33	39,1	1,30	40,4	1,34	40,8	1,36
					Média (%)	1,06	-	1,06	-	1,04
					DPadrão	0,29	-	0,30	-	0,29
					CV(%)	27,5	-	28,5	-	28,0

#### 4.4.4 Discussão dos resultados

Com base nos resultados da estimativa da resistência à compressão do concreto em obra utilizando os modelos de regressão desenvolvidos nesse trabalho (Tabelas 32, 33 e 34), pode-se afirmar que os modelos foram capazes de estimar esta propriedade com uma precisão aceitável para problemas de engenharia.

Em todos os casos de obra estudados (Tabelas 32, 33 e 34), as médias das relações entre o  $f_c$  est (estimado pelo respectivo modelo) e o  $f_c$  Obra (obtido no ensaio de resistência à compressão de corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura) se aproximaram de 1,00 e os Coeficientes de Variação ficaram entre 20,4% e 28,5% o que representa o grau de variabilidade típico dos ensaios não destrutivos utilizados.

Pode-se observar também que houve uma discreta redução dos Coeficientes de Variação para os modelos de regressão refinados (modelos 4, 5 e 6), mas os modelos de regressão desenvolvidos inicialmente (Tabelas 24 e 26) foram capazes de dar respostas próximas às dos modelos refinados (Tabela 30).

Estimando a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) a partir do índice esclerométrico (IE), com auxílio dos ábacos fornecidos pelo fabricante do esclerômetro utilizado nos ensaios, obteve-se uma média de 0,63 para a relação entre o  $f_{c \text{ est}}$  (Ábaco) e o  $f_{c \text{ obra}}$  (obtido no ensaio de resistência à compressão de corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura). Isto evidencia que o procedimento para estimar a resistência à compressão por meio de ábacos que acompanham esses aparelhos não é adequado, já que os esses instrumentos são desenvolvidos com materiais de regiões de origem desconhecida.

O modelo de regressão múltipla denominado Modelo 6 utiliza resultados de ensaios de penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE) para estimar a resistência à compressão ( $f_c$ ), a partir dos resultados gerados com auxílio da RNA 3. Apesar desse modelo apresentar um coeficiente de correlação alto ( $r^2 = 0,886$ ), não houve uma melhoria do Coeficiente de Variação para as relações apresentadas na Tabela 34, com relação àquelas apresentadas nas Tabelas 32 e 33, que consideram os modelos de regressão simples. Isto indica que não há vantagens explícitas em se utilizar os resultados de ensaios de penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE) em conjunto.

O estudo realizado em obras também permitiu observar a relação entre o  $f_{c \text{ Lab}}$  (obtido para corpos de prova curados em condições de laboratório) e o  $f_{c \text{ obra}}$  (obtido para corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura) (Tabela 31). A média desta relação foi de 1,06, que é um pouco menor do que o valor de 1,10 previsto no item 12.4.1 da ABNT NBR 6118:2007. De acordo com este item da norma, admite-se dividir o valor do coeficiente  $\gamma_c$  por 1,10

quando se consideram os resultados de resistência à compressão obtidos a partir de testemunhos extraídos da estrutura.

De forma mais ampla, os resultados obtidos neste trabalho confirmam a viabilidade e a importância de se estimar a resistência à compressão do concreto em obras a partir de resultados de ensaios não destrutivos (END), com auxílio de modelos desenvolvidos para concretos elaborados com materiais de uma mesma região.

## **4.5 Avaliação da homogeneidade do concreto na estrutura**

Com auxílio dos ensaios de penetração de pinos e esclerometria é possível realizar uma avaliação da homogeneidade do concreto em diversos tipos de elementos estruturais. Para isto é necessário obter um conjunto de resultados sobre a superfície do elemento estrutural, de preferência organizados em forma de malha regular, de maneira a se obter curvas que representam os mesmos valores de penetração de pinos ou índice esclerométrico.

A fim de demonstrar o potencial e a importância da avaliação da homogeneidade do concreto na estrutura, foram avaliados dois elementos estruturais de concreto armado em obras, sendo uma viga e um pilar, conforme mostrado nos itens 4.5.1 e 4.5.2 a seguir.

### **4.5.1 Resultados com base em ensaios de penetração de pinos e esclerometria em uma viga de concreto armado em obra**

Para este estudo foram realizados ensaios de penetração de pinos e esclerometria na superfície de uma viga de concreto armado com seção transversal de 25 x 80 cm em obra conforme Figura 69, com  $f_{ck} = 25$  MPa e com idade de aproximadamente 60 dias. Os resultados dos ensaios são indicados nas Tabelas 35 e 36 e representados de forma gráfica por meio de curvas de isovalor nas Figuras 70 e 71.



Figura 69 - Execução do ensaio de esclerometria sobre a superfície de uma viga de concreto armado em obra.

Tabela 35 - Resultados de ensaio de penetração de pinos na superfície de uma viga de concreto armado em obra.

43		40		38		41		38		45		47		40		48		45		45
45		43		26		41		40		49		42		40		46		44		43
42		47		34		39		39		45		39		42		39		37		44

Tabela 36 - Resultados de ensaio de esclerometria na superfície de uma viga de concreto armado em obra.

24	27	26	26	24	26	26	27	26	24	25	25	24	25	28	25	24	24	25	28
23	24	25	25	26	26	26	28	27	25	25	26	25	27	27	25	24	24	26	27
24	25	26	25	24	23	26	29	26	24	27	28	24	28	27	27	25	24	26	28
24	26	26	26	26	24	28	30	30	25	25	30	28	26	26	26	26	25	24	27

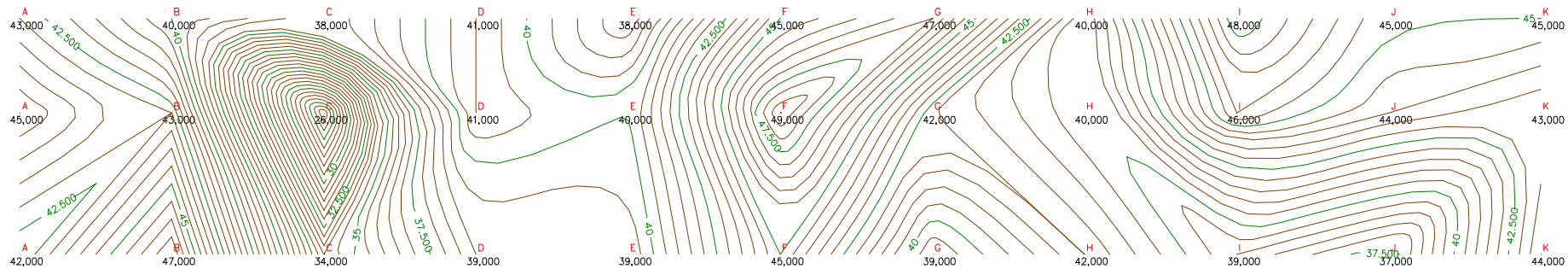


Figura 70- Curvas de isovalor para ensaio de penetração de pino em viga de concreto armado em obra.

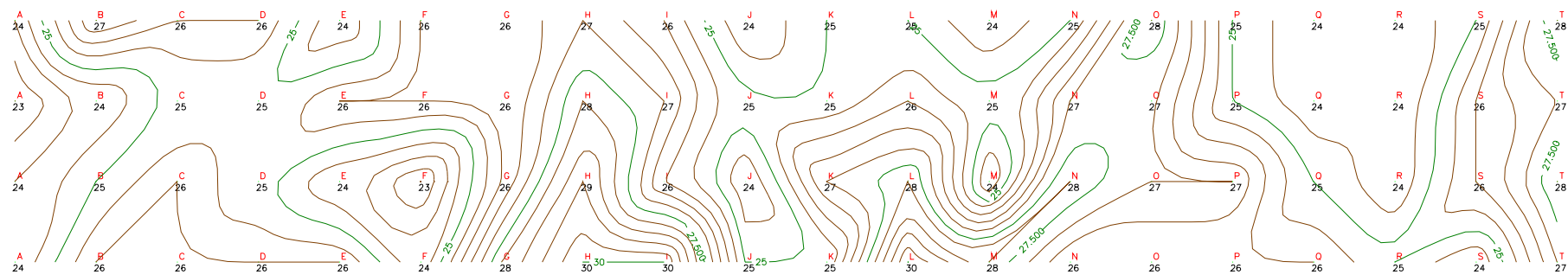


Figura 71 - Curvas de isovalor para ensaio de esclerometria em viga de concreto armado em obra.

#### 4.5.2 Resultados com base em ensaios de penetração de pinos e esclerometria em um pilar de concreto armado

Para este estudo foram realizados ensaios de penetração de pinos e esclerometria na superfície de um pilar de concreto armado com seção transversal de 20 x 90 cm em obra, com idade de aproximadamente 60 dias. Os resultados dos ensaios são indicados nas Figuras 72 e 73 e representados de forma gráfica por meio de curvas de isovalor nas Figuras 74 e 75.



Figura 72- Resultados de ensaio de penetração de pinos na superfície de um pilar de concreto armado e vista geral do elemento ensaiado em obra.

### Esclerometria

34	31	29	32	31	31
29	32	31	31	30	31
28	31	28	32	30	29
32	28	28	28	28	31
32	32	28	28	28	33
28	30	33	28	27	32
31	28	31	28	28	29
31	29	27	26	28	29
26	28	26	27	28	27
30	29	28	27	28	31
30	32	30	30	31	30
28	29	28	27	29	27
29	30	30	32	30	32
32	30	32	32	30	32
29	30	31	29	30	33
32	30	32	32	30	33
32	32	31	31	32	33
32	32	31	32	32	31



Figura 73 - Resultados de ensaio de esclerometria na superfície de um pilar de concreto armado e vista geral do elemento ensaiado em obra.

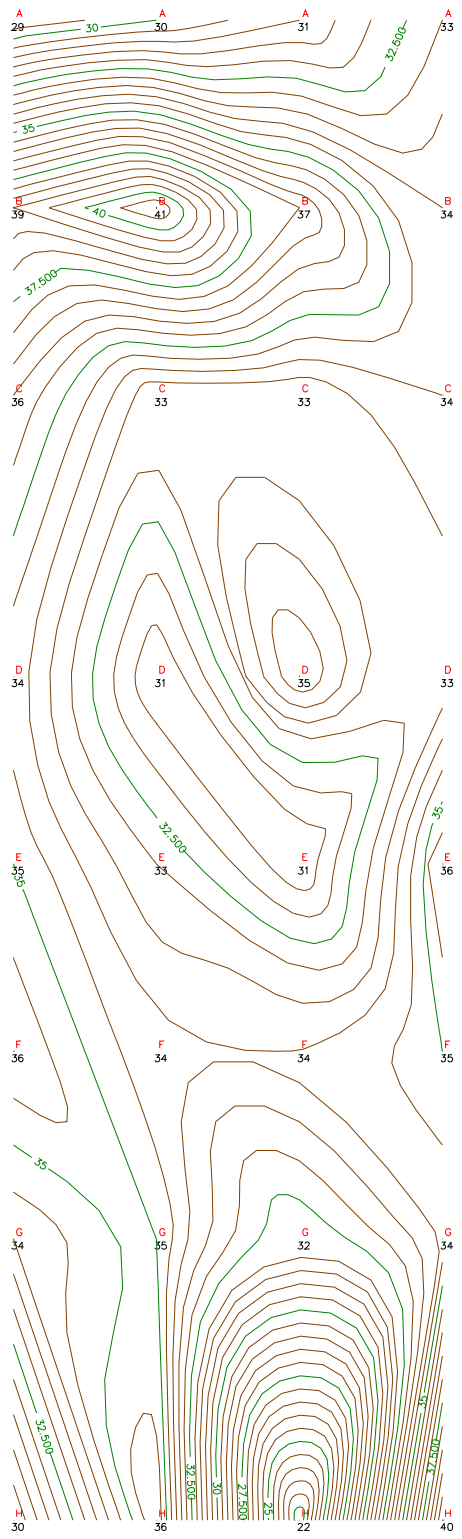


Figura 74 - Curvas de isovalor para ensaio de penetração de pino em pilar de concreto armado em obra.

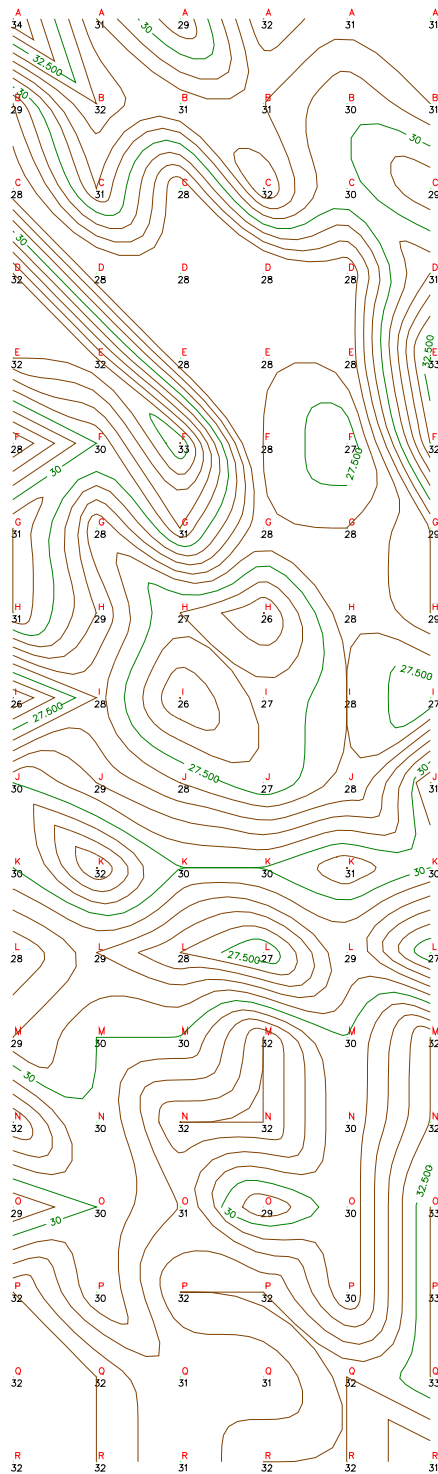


Figura 75- Curvas de isovalor para ensaio de esclerometria em pilar de concreto armado em obra.

### **4.5.3 Discussão dos resultados**

Para a viga de concreto armado apresentada no item 4.5.1, que possui uma seção transversal de 25 x 80 cm, as curvas de isovalor das Figuras 70 e 71 delimitam zonas de maiores e menores resultados dos ensaios. As zonas de menor índice esclerométrico e as de maior valor de penetração de pino estão associadas à menor resistência do concreto. Em função dos resultados das Figuras 70 e 71 fica evidenciada a variação da resistência do concreto dentro do elemento estrutural, com destaque para algumas zonas de menor resistência. Além disso, pode-se também observar que há uma coerência entre as zonas de menor e maior resistência detectadas com auxílio dos dois tipos de ensaios não destrutivos utilizados.

Devido à altura e à largura da viga de concreto avaliada, observou-se na obra que não foram registradas maiores dificuldades para lançamento e adensamento do concreto. Em função disso, as zonas mapeadas no estudo de avaliação da homogeneidade representam pequenas diferenças de valor da resistência à compressão, não sendo possível destacar zonas de grande deficiência. De outra forma pode-se dizer que o concreto da viga avaliada é de bastante homogêneo.

Para o pilar de concreto avaliado (item 4.5.2), que possui uma seção transversal de 20 x 90 cm as curvas de isovalor das Figuras 74 e 75 delimitam zonas de maiores e menores resultados dos ensaios. Em função desses resultados fica evidenciada a variação da resistência do concreto dentro do elemento estrutural, com destaque para algumas zonas de menor resistência. É importante também observar que há uma coerência entre as zonas de menor e maior resistência detectadas com auxílio do ensaio de esclerometria e de penetração de pinos.

Apesar de ser um pilar de grandes dimensões não se registraram maiores dificuldades para lançamento e adensamento do concreto, o que levou à obtenção de um concreto bastante homogêneo dentro do elemento estrutural. Portanto, os resultados do estudo de avaliação da homogeneidade indicam

pequenas diferenças de valor da resistência à compressão ao longo da altura do pilar, não sendo possível destacar zonas de grande deficiência.

No caso da viga de concreto e do pilar avaliados neste trabalho não foram detectadas zonas com grande diferença da resistência à compressão. No entanto, é importante destacar que devido a problemas de execução, altura de lançamento do concreto, exsudação, segregação, dentre outros, é possível ocorrerem zonas com grandes diferenças de resistência nos elementos estruturais em geral. Nesses casos, o estudo da avaliação da homogeneidade torna-se um grande aliado para a determinação da resistência do concreto "in loco". Caso se julgue necessário realizar a extração de testemunhos de concreto para uma avaliação direta da resistência à compressão, os mesmos devem ser retirados das zonas de menor resistência identificadas no estudo de avaliação da homogeneidade.

## **5. Conclusões**

### **5.1. Conclusões Gerais**

Este trabalho foi desenvolvido com o objetivo geral de avaliar homogeneidade e estimar a resistência à compressão de concretos de resistência normal, dosados em central, a partir de resultados de ensaios de penetração de pino e esclerometria.

Um amplo programa experimental foi desenvolvido em condições de laboratório e em obras. Em função dos resultados obtidos, pode-se afirmar que os objetivos geral e específicos foram alcançados e permitem estabelecer algumas conclusões relevantes.

Os modelos de regressão linear simples e múltipla, que foram desenvolvidos com base em concretos na faixa de 4,8 a 52,3 MPa, são capazes de estimar a resistência à compressão do concreto de maneira adequada e apresentaram valores de correlação elevados. Os modelos de regressão linear múltipla que foram elaboradas a partir de resultados de penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE) foram testados com o propósito maior de melhorar a resposta na estimativa da resistência à compressão do concreto, mas considera-se que o ganho obtido foi muito discreto para justificar o uso desses dois tipos de ensaios não destrutivos em conjunto, que avaliam basicamente uma resistência superficial do concreto.

Os pinos de aço utilizados nos ensaios de penetração, apesar de serem de um mesmo lote, apresentaram variação de comprimento e diâmetro da cabeça, o que torna recomendável medir essas dimensões antes da cravação.

Azevedo (2010) apresenta um conjunto de expressões obtidas por diversos autores para correlação entre a resistência à compressão ( $f_c$ ) e os resultados dos ensaios de penetração de pinos (PP). Os coeficientes de correlação dos modelos de regressão citados por esta autora variam de 0,57 a 0,97, com uma média de 0,83.

Com os modelos de regressão elaborados no presente trabalho, a partir dos resultados estimados com auxílio da RNA 3 (Tabela 30), foram obtidos coeficientes de correlação ( $r^2$ ) mais altos do que aqueles obtidos por meio dos modelos de regressão desenvolvidos inicialmente (Tabelas 24 e 26). O coeficiente de correlação foi de 0,888 para modelo de regressão obtido a partir de resultados de ensaios de penetração de pinos (PP) e 0,877 para o modelo obtido a partir de resultados de ensaios de esclerometria (IE). O modelo de regressão múltipla obtido com base nos resultados de ensaios de penetração de pinos (PP) e esclerometria (IE) apresentou um coeficiente de correlação de 0,979. Com base nisto, pode-se afirmar que o refinamento conseguido com as RNAs contribuiu com a melhoria da resposta dos modelos de regressão desenvolvidos inicialmente.

Portanto, os modelos de regressão obtidos neste trabalho tornam possível estimar a resistência do concreto na estrutura a partir de resultados de ensaios não destrutivos, para concretos confeccionados com materiais com características físicas e mecânicas semelhantes aos utilizados na região de Viçosa – MG.

Com base nos resultados da estimativa da resistência à compressão do concreto em obras, utilizando os modelos de regressão desenvolvidos nesse trabalho, pode-se afirmar que os modelos foram capazes de estimar esta propriedade com uma precisão aceitável para problemas de engenharia.

De forma mais ampla, os resultados obtidos confirmam a viabilidade e a importância de se estimar a resistência à compressão do concreto a partir de resultados de ensaios não destrutivos (END), desde que sejam elaborados modelos de correlação para os concretos produzidos em uma determinada região.

Por meio das curvas de isovalor mostradas neste estudo pode-se ter uma idéia clara da qualidade do concreto aplicado no elemento estrutural, assim como pode-se identificar as zonas que potencialmente indicam uma menor resistência, o que permite planejar uma eventual extração de testemunhos para realização de ensaios destrutivos, caso seja necessário.

Após a realização deste trabalho, tem-se uma convicção de que o desenvolvimento e aperfeiçoamento de métodos de ensaio não destrutivos (END) para estimativa das propriedades mecânicas do concreto é um tema de grande relevância para a produção de concreto. A difusão do uso desses ensaios contribui com o ganho de produtividade e a melhoria da qualidade das obras em concreto.

## 5.2 Sugestões para trabalhos futuros

O desenvolvimento deste trabalho permitiu visualizar os seguintes temas como propostas para trabalhos futuros:

- avaliar a utilização do ensaio de determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica associado ao ensaio de penetração de pinos ou de esclerometria;
- ampliar o número de amostras em condições de obras, a fim de avaliar melhor a resposta da estimativa da resistência à compressão do concreto com os modelos desenvolvidos neste trabalho;
- para os ensaios de penetração de pinos deve-se avaliar o quantitativo de materiais a ser consumido nos ensaios e utilizar pinos e finca pinos de um único lote, evitando-se assim uma maior variação das dimensões e da potência de cravação;
- avaliar a possibilidade de se trabalhar com outras marcas de pinos e finca pinos.

## Referências Bibliográficas

America Concrete Institute ACI - 228 - 1R, 1989, **In place methods for determination of strength of concrete**, Detroit, 26pp.

ABENDI – Associação Brasileira de ensaios não destrutivos e inspeções. Disponível em: <<http://www.abendi.com.br>>. Acesso em: 12 fev. 2013.

American Concrete Institute. **ACI - 228 - 1R – 03 - In place methods for determination of strength of concrete**. Detroit: ACI, 2003.

BISHOP, C. **Neural Networks for Pattern Recognition**. Oxford: University Press, 1995.

BRAGA, A. P.; CARVALHO, A. C. P. L.; LUDERMIR, T. B. **Redes Neurais Artificiais: teoria e aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738. Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118. Projeto de estrutura de concreto**. Rio de Janeiro, 2004.

\_\_\_\_\_. **NBR 7584. Avaliação da dureza do superficial pelo esclerômetro de reflexão**. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. **NBR 7680. Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto**. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 8802. Determinação da velocidade de propagação de onda ultra sônica**. Rio de Janeiro, 1994.

ASTM C 803. **Standard method for penetration resistance of hardened concrete**. Philadelphia, 1990.

CAVALCANTI, R. S. **Ensaio de ondas ultra-sônicas e redes neurais artificiais na avaliação da resistência a compressão do concreto**. Recife: Universidade Católica de Pernambuco, 2010.

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO J.R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003**. 3. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2007.

EVANGELISTA, A. C. J. **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**. Rio de Janeiro: Universidade federal do Rio de Janeiro (COPPE), 2002.

HAYKIM,S. **Redes Neurais princípios e prática**. 2. ed. Porto Alegre: Companhia Editora, 2001.

HEBB, D. O. **The Organization of Behavior: A Neuropsychological Theory**. New York: Wiley, 1949.

HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: Editora Pini, 1993.

HOPFIELD, J. J. **Neural Networks and physical systems with emergent collective computational abilities**, Proceedings of the National Academy of Sciences, USA, v. 79, pp.2554-2558, 1982.

KOVÁCS, Z. L. **Redes neurais artificiais, fundamentos e aplicações**. 4. ed. São Paulo: Ed. Livraria da Física, 2006.

LORENZI, A. **Aplicação de redes neurais artificiais para a estimativa da resistência a compressão do concreto a partir da velocidade de propagação do pulso ultra sônico**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010.

MALHOTRA V.M. **Testing Hardened Concrete: Nondestructive methods**. Detroit, 1976. (Series: American Concrete Institute monograph, n 9).

MANUAL PROCEQ PUNDIT LAB. **Aparelho de ultra som**. Disponível em <[www.proceq.com](http://www.proceq.com)>. Acesso em 03 dez. 2012.

McCULLOCH, W. S.; PITTS, W. **A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity**. Bulletin of Mathematical Biophysics, vol. 5, pp.115-133, 1943.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Ed. Pini, 1994.

MINSKY, M. L.; PAPERT, S. A. **Perceptrons**. Cambridge: MIT Press, 1969.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1997.

PALACIOS, M.P.G., **Emprego de ensaios não destrutivos e de extração de testemunhos na avaliação da resistência a compressão do concreto**. Brasília: Universidade de Brasília, 2012.

PINTO R.; DUTRA F. **Variabilidade do ensaio brasileiro de penetração de pinos – efeito da distância entre cravações e umidade Superficial**. In 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Recife, 2005.

CAJAL, S. R. **Histologie du Systeme Nerveux de l'Homme & des Vertebretes**. Paris: Ed. A. Maloine, 1911.

REVISTA TÉCHNE. **Métodos de ensaios não destrutivos para estruturas de concreto**. São Paulo, n 151, 2009.

REVISTA TÉCHNE. **Ensaaios não destrutivos para estruturas de concreto**. São Paulo, n 153, 2009.

ROSENBLATT, F. **The perceptron: a probabilistic model for information storage and organization in the brain**. Psychol. Rev., 65:386-408, 1958.

RUMELHART, D.E.; McCLELLAND, J. **Parallel Distributed Processing**. Cambridge: MIT Press, 1986. 1 v.

SHEPHERD G. M.; KOCH, C. **Introduction to Synaptic Circuits in The Synaptic Organization of the Brain**. New York: Oxford University Press, 1990, p. 3-31.

SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO - SNIC . Disponível em: <[www.snic.org.br](http://www.snic.org.br)>. Acesso em 26 fev. 2012.

VERÍSSIMO, G. S. **Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento**. Belo Horizonte, 2007. Dissertação (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

VERISSIMO, G.S.; VERISSIMO L.B. **Insights de psicologia a partir do estudo de redes neurais artificiais**, 2009.

VIEIRA, D.P. **Método Brasileiro de Penetração de Pinos**. XIX Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural. Santiago: 1978.

## **Apêndice A**

### **Avaliação da resistência de compressão em corpos de prova que foram submetidos à ação da cura úmida e de pares de corpos de prova que não foram curados**

Para o desenvolvimento deste estudo foram moldados corpos de provas cilíndricos de 10 x 20 cm, que formaram a base de correlações dos ensaios destrutivos. Estes exemplares foram moldados em obras e no laboratório, sendo a cura dos corpos de prova diferenciada.

Para os corpos de prova moldados em laboratório todos os exemplares se mantiveram em ambiente de cura saturada já os moldados em obra a serie foi moldada em duplicidade onde uma serie ficou exposta ao ambiente da obra, na

mesma condição de exposição da estrutura e outra serie foi levado para a cura em laboratório.

Estes pares de corpos de prova foram rompidos simultaneamente com o objetivo de avaliar a influência da cura no ganho de resistência do concreto. Nas Tabelas A1 e A2, os corpos de prova das séries de 1 a 8 foram rompidos aos pares e mantidos em ambientes com e sem cura.

Tabela A1 - Resultados de ensaios de resistência à compressão em corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura e com cura úmida em laboratório, aos 14 dias de idade.

Série	1	2	3	4	5	6	7	8	Média Geral
C.P. na Obra	36,4	23,9	25,7	30,0	25,0	30,0	27,0	26,0	28,0
	30,8	25,0	26,2	32,6	30,6	28,3	23,2	28,0	
C.P. no Laboratório	38,2	27,2	30,8	33,9	33,6	30,6	36,9	28,0	33,0
	37,4	34,1	31,3	29,5	33,9	35,7	33,4	33,6	

Tabela A2 - Resultados de ensaios de resistência à compressão em corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura e com cura úmida em laboratório, aos 28 dias de idade.

Série	1	2	3	4	5	6	7	8	Média Geral
C.P. na Obra	35,2	26,5	31,3	35,4	29,6	34,1	31,3	30,3	31,7
	35,4	26,8	34,9	35,7	34,9	34,9	27,0	24,2	
C.P. no Laboratório	52,0	38,5	44,1	44,1	46,4	42,8	33,6	48,7	43,2
	48,2	42,8	45,6	38,5	40,8	43,6	43,6	38,7	

Nas Tabelas A.1 e A.2 são apresentados os rompimentos de séries de mesmo tipo de concreto e rompidos nas idades de 14 e 28 dias. Observa-se a diferença de resistência entre os dois processos de cura onde aos 7 dias um ganho de 17,8% para os corpos de prova mantidos na cura úmida e aos 28 dias um ganho de 36,2% também para os corpos de prova mantidos na cura úmida.

Em uma segunda oportunidade de ensaios o mesmo procedimento foi adotado, porém desta vez as amostragens ocorreram em concretos de resistências mais baixas, apresentados na Tabela A3, A4 e A5.

Tabela A 3 - Resultados de ensaios de resistência à compressão em corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura e com cura úmida em laboratório, aos 7 dias de idade.

Rompimentos aos 7 dias de idade	Séries			Média
	1	2	3	
C.P. Na Obra	22,7	25,2	21,9	21,9
	21,5	19,4	20,6	
	21,6	23,9	20,1	
C.P. No Laboratório	21,4	26,7	21,1	23,0
	22,9	25,5	20,4	

Tabela A 4 - Resultados de ensaios de resistência à compressão em corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura e com cura úmida em laboratório, aos 14 dias de idade.

Rompimentos aos 14 dias de idade	Séries			Média
	1	2	3	
C.P. Na Obra	24,2	26,7	25,7	24,8
	19,4	23,4	26,7	
	24,4	26,0	26,6	
C.P. No Laboratório	23,2	27,2	27,0	26,0
	23,4	27,8	27,2	

Tabela A.5 - Resultados de ensaios de resistência à compressão em corpos de prova curados em condições semelhantes ao concreto da estrutura e com cura úmida em laboratório, aos 28 dias de idade.

Rompimentos aos 28 dias de idade	Séries			Média
	1	2	3	
C.P. Na Obra	24,6	28,3	30,3	27,8
	25,5	28	29,8	
	24,7	28,4	30,3	
C.P. No Laboratório	28,8	30,6	33,1	30,0
	25,0	29,5	33,4	

Nestas séries os corpos de prova foram rompidos nas idades de 7, 14 e 28 dias, analisando as médias obtidas observa-se que todos os exemplares mantidos em cura úmida o ganho de resistência foi superior ao par exposto ao tempo.

Na Figura A1 são apresentados alguns dos corpos de prova após a realização do ensaio de resistência à compressão. Os exemplares A, B e C foram mantidos em cura úmida e os D e E ficaram expostos ao ambiente, na mesma condição de exposição da estrutura.

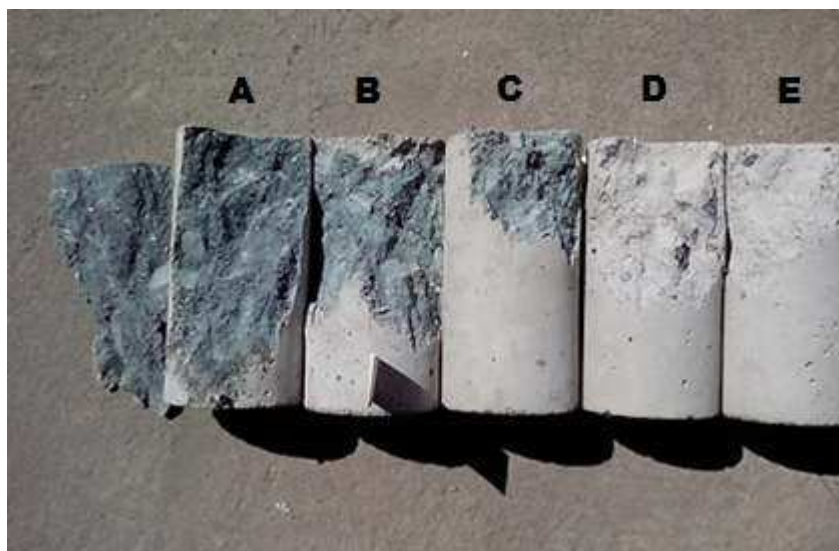


Figura 01 - Corpos de prova após rompimento

Imediatamente após o rompimento os corpos de prova foram quebrados manualmente expondo seu interior, onde se observa na imagem a nítida diferença nos corpos de prova mantidos sob cura úmida (A, B e C) em seu interior a cor do concreto é mais forte e esverdeada, comparando aos corpos de prova D e E que são mais pálidos e acinzentados. A sensação ao manusear os corpos de prova é de que parece ter ocorrido mais atividade do cimento nos exemplares curados, até mesmo a ligação da argamassa ao agregado graúdo parece ser bem mais forte nos CP's A, B e C.

## **Apêndice B**

### **Medidas dos pinos de aço e peso dos finca pinos**

Com o objetivo de avaliar eventuais variações geométricas dos pinos de aço, foi medido o comprimento, diâmetro do pino e diâmetro da cabeça (parte superior) dos pinos de aço com o auxílio de um paquímetro digital. Os pinos de aço e finca pinos são fornecidos em embalagens com 100 unidades. Para este estudo, todo o material foi adquirido de um mesmo lote WSW, com data de fabricação de 08/04/2010.

Na Tabela B1 apresentam-se as medidas dos 100 pinos de uma mesma embalagem de um mesmo lote.

Tabela B1 - Medidas dos pinos de aço

Comprimento		Tamanho / cabeça	Comprimento		Tamanho / cabeça
1	57,69	6,32	51	59,11	6,34
2	57,72	6,34	52	57,48	6,30
3	57,84	6,34	53	59,15	6,30
4	57,76	6,34	54	57,45	6,30
5	57,85	6,33	55	57,68	6,33
6	57,50	6,33	56	57,95	6,31
7	57,77	6,32	57	57,75	6,28
8	58,07	6,29	58	58,58	6,29
9	57,80	6,32	59	57,50	6,30
10	58,08	6,31	60	57,87	6,30
11	57,95	6,34	61	57,50	6,30
12	57,53	6,38	62	57,58	6,34
13	57,29	6,34	63	58,39	6,29
14	57,68	6,29	64	59,33	6,32
15	57,68	6,33	65	59,22	6,30
16	58,08	6,33	66	57,76	6,33
17	58,76	6,02	67	58,05	6,29
18	57,84	6,30	68	58,15	6,29
19	57,52	6,31	69	57,81	6,32
20	57,74	6,30	70	57,31	6,28
21	58,13	6,33	71	57,16	6,34
22	57,82	6,32	72	57,64	6,31
23	57,90	6,30	73	57,77	6,38
24	57,77	6,33	74	57,43	6,30
25	58,49	6,29	75	58,36	6,30
26	57,83	6,30	76	56,93	6,32
27	57,80	6,29	77	57,72	6,30
28	57,65	6,27	78	58,07	6,33
29	57,55	6,27	79	57,43	6,33
30	58,16	6,31	80	58,13	6,29
31	58,18	6,33	81	58,16	6,30
32	56,84	6,37	82	58,14	6,30
33	57,51	6,38	83	57,51	6,37
34	57,91	6,37	84	57,78	6,29

Tabela B1 - Medidas dos pinos de aço (continuação)

Comprimento		Tamanho / cabeça	Comprimento		Tamanho / cabeça
35	57,55	6,33	85	59,31	6,32
36	57,87	6,36	86	57,48	6,33
37	59,22	6,31	87	57,44	6,35
38	58,45	6,32	88	58,06	6,37
39	58,28	6,33	89	57,38	6,38
40	57,80	6,34	90	57,80	6,36
41	58,55	6,32	91	58,00	6,26
42	57,62	6,34	92	58,15	6,35
43	57,44	6,33	93	57,84	6,33
44	58,21	6,32	94	57,54	6,38
45	57,51	6,38	95	57,62	6,31
46	58,01	6,38	96	58,75	6,36
47	57,50	6,31	97	57,66	6,29
48	57,15	6,36	98	57,83	6,32
49	57,95	6,36	99	57,91	6,41
50	57,63	6,35	100	57,65	6,33
Média			57,89		6,32
DPadrão			0,49		0,04
C.V (%)			0,84		0,67

A medida adotada para todo o projeto foi à média do lote ensaiado. Em algumas situações o pino encontrou dificuldade em passar livre pelo cano da pistola e nestas ocorrências o pino foi descartado.

Para os finca pino (cartuchos), foram pesadas 50 unidades em balança de precisão, conforme apresentado na Tabela B2.

Tabela B2 - Medida em peso dos finca pinos (cartuchos), lote 0271, com fabricação em 05/04/2012.

Item	Peso (g)	Item	Peso (g)	Item	Peso (g)	Item	Peso (g)	Item	Peso (g)
1	0,99	11	1,00	21	1,00	31	1,00	41	1,00
2	0,98	12	0,99	22	1,00	32	0,99	42	1,00
3	0,99	13	0,99	23	0,99	33	0,98	43	1,00
4	0,98	14	1,00	24	1,00	34	0,99	44	0,99
5	0,98	15	0,99	25	1,00	35	1,00	45	0,99
6	1,00	16	0,98	26	0,99	36	1,00	46	0,99
7	0,98	17	0,98	27	1,00	37	1,00	47	0,99
8	0,99	18	0,99	28	0,99	38	1,00	48	0,98
9	0,99	19	0,99	29	0,99	39	0,99	49	0,98
10	0,98	20	0,99	30	1,00	40	1,00	50	0,98
Média							0,991		
DPadrão							0,008		
C.V (%)							0,80		

O peso nominal dos finca pinos (cartuchos) é de 1,0 gramas. Pelas medidas dos exemplares, nota-se que a variação foi desprezível, não sendo necessária correção.

## Apêndice C

### Ganho de resistência à compressão com idade de 63 dias

Neste trabalho foram realizados ensaios destrutivos de compressão e ensaios não destrutivos com as idades de 7, 14, 28 e 63 dias. A idade de 63 dias foi mantida pelo fato dos laudos do cimento indicarem ganho de resistência para esta idade. Na Tabela C1 apresenta-se a média dos resultados de todas as séries ensaiadas bem como os valores de resistência a compressão dos corpos de prova para as diversas idades, vale ressaltar a evolução de 28 para 63 dias com crescimento de médio da resistência a compressão de 21,4%.

Tabela C.1 – Resistência a compressão de corpos de prova

Série	Idade dos ensaios (Dias)			
	3	7	28	63
1	16,06	18,08	30,47	36,75
2	13,41	14,18	23,09	30,56
3	12,65	15,02	24,79	31,41
4	11,59	19,35	26,82	38,11
5	8,53	15,92	20,88	32,72
6	14,43	21,05	26,65	37,43
7	13,58	23,43	44,31	52,29
8	5,69	12,39	23,26	32,43
9	4,84	12,90	32,09	38,71
10	6,45	13,84	26,57	32,51
11	20,20	32,09	41,25	44,82
12	20,80	24,96	42,78	46,69
13	14,85	31,58	41,25	43,88
14	13,84	30,30	39,81	41,17
<b>Média</b>	<b><u>12,64</u></b>	<b><u>20,36</u></b>	<b><u>31,72</u></b>	<b><u>38,53</u></b>
				21,4%