

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

AVALIAÇÃO DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO
PARA MENSURAÇÃO INDIRETA DA RESISTÊNCIA À
COMPRESSÃO DO CONCRETO

ENG^a IRENE DE AZEVEDO LIMA JOFFILY

ORIENTADOR: ELTON BAUER

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO:
BRASÍLIA/DF: JUNHO – 2010

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**AVALIAÇÃO DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO PARA
MENSURAÇÃO INDIRETA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO
CONCRETO**

ENG^a IRENE DE AZEVEDO LIMA JOFFILY

**DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE
TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU
DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

APROVADA POR:

**Prof. ELTON BAUER, DSc (ENC-UnB)
(Orientador)**

**Prof. JOÃO HENRIQUE DA SILVA RÊGO, DSc (ENC-UnB)
(Examinador Interno)**

**Prof. IVO JOSÉ PADARATZ, PhD (UFSC)
(Examinador Externo)**

BRASÍLIA/DF, 24 DE JUNHO DE 2010

FICHA CATALOGRÁFICA

J64a	Joffily, Irene de Azevedo Lima Avaliação do ensaio de penetração de pino para mensuração indireta da resistência à compressão do concreto/ Irene de Azevedo Lima Joffily.--2010. xvi, 139 f.: il.; 30 cm Dissertação (mestrado) – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2010. Inclui Bibliografia. 1. Concreto. 2. Resistência dos materiais. I. Bauer, Elton. II. Título CDU 691.32
------	--

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

JOFFILY, I. A. L. (2010). Avaliação do ensaio de penetração de pino para mensuração indireta da resistência à compressão do concreto. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-003A/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Irene de Azevedo Lima Joffily.

TÍTULO: Avaliação do ensaio de penetração de pino para mensuração indireta da resistência à compressão do concreto.

GRAU: Mestre

ANO: 2010

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

Irene de Azevedo Lima Joffily
SGAN 911 Módulo F Bl. H Ap. 208, Cond. Green Park – Asa Norte
70.790.110 Brasília – DF – Brasil.

AGRADECIMENTOS

Chegar ao final desta jornada não foi fácil. Não fosse o apoio e incentivo recebidos de todas as partes, talvez não fosse possível a conclusão deste estudo. A todos vocês o meu sincero muito obrigada!

Ao professor orientador Elton Bauer, pois sem a oportunidade que me foi dada não seria possível obter o título de mestre. Agradeço também pela dedicação, confiança e compreensão, essenciais para o desenvolvimento do trabalho além do apoio e ensinamentos transmitidos nesses anos de convívio.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília, pelo apoio e conhecimento adquirido.

Ao Laboratório de Ensaio de Materiais pela disponibilidade de equipamentos e instalações para realização dos ensaios. Aos técnicos do Laboratório de Ensaio de Materiais: Severo e Xavier pelo auxílio na realização dos ensaios.

Ao professor Afrânio do Departamento de Estatística da Universidade de Brasília pela ajuda com a análise estatística.

À Concrecon, que cedeu os materiais utilizados na pesquisa e o equipamento para realização do ensaio de penetração de pino.

Aos colegas de trabalho durante esses últimos anos: Eliane, Neusa, Nabeel, Severo, Xavier e Gleidson.

Aos meus pais, Antonio e Maria Teresa, a quem devo tudo hoje já alcançado além de serem exemplos de vida nos quais sempre me espelhei. Á minha irmã, Bárbara, meu irmão Leandro e meu amor Rodrigo pelo apoio e ajuda na realização dos ensaios. Ao Levy, pela contribuição e incentivo.

A todos os meus amigos e familiares que contribuíram para que esta etapa se concretizasse.

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, pelo incentivo e
apoio ao longo de toda minha
formação pessoal e profissional
Ao Rodrigo, pela paciência e
compreensão da minha ausência
À Neusa, quem não me deixou
desistir quando faltava pouco

RESUMO

AVALIAÇÃO DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO PARA MENSURAÇÃO INDIRETA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Autora: Irene de Azevedo Lima Joffily

Orientador: Elton Bauer

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, junho de 2010

Atualmente, o número de casos de concretos que apresentam não conformidade com relação à resistência à compressão vem crescendo. Esta não conformidade ocorre quando o valor estimado da resistência característica à compressão é inferior ao valor especificado do f_{ck} de projeto. Uma forma de avaliar a resistência do concreto é por meio de ensaios não destrutivos ou por extração de testemunhos, geralmente utilizados quando a resistência à compressão do concreto é duvidosa ou não se tem informações a seu respeito. O presente estudo visa analisar parâmetros e fatores da composição do concreto relacionados ao ensaio não destrutivo de penetração de pino, a saber: o tamanho do agregado graúdo; a resistência do concreto e o teor de argamassa do concreto. Foram moldados corpos-de-prova prismáticos, submetidos aos ensaios de penetração de pino. Nos mesmos corpos-de-prova foi realizado o ensaio de esclerometria com o intuito de verificar a homogeneidade da dureza superficial entre as faces do corpo-de-prova. Para determinar a resistência do concreto à compressão foram moldados corpos-de-prova cilíndricos. Como resultado da pesquisa, observou-se que à medida que a resistência à compressão do concreto aumenta, não se nota a influência do tamanho máximo do agregado graúdo e do teor de argamassa no ensaio de penetração de pino. Constatou-se que quanto maior a dimensão máxima do agregado graúdo para os concretos estudados, maior a dispersão do ensaio. Obteve-se também, curvas que correlacionam o ensaio de penetração de pino em função da resistência do concreto, sendo melhor obter a curva para cada material utilizado.

Palavras chave: Concreto; Resistência dos materiais; Ensaios não destrutivos; Penetração de pino.

ABSTRACT

EVALUATION OF PIN PENETRATION TEST FOR INDIRECT MEASURE OF COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE.

Author: Irene de Azevedo Lima Joffily

Supervisor: Elton Bauer

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, June of 2010

Nowadays, the number of cases that present noncompliance with respect to the compressive strength is growing. This noncompliance occurs when the estimated value of the resistance is less than the f_{ck} project. A way to evaluate the compressive strength is by nondestructive testing or extraction of cores – generally used when the strength of concrete is questionable or when there is no information about it. The aim of this study is to analyze the specific parameters and factors of concrete composition related to the non-destructive testing of pin penetration: the nominal dimension of the coarse aggregate; the concrete strength and the amount of mortar in the concrete. Prismatic specimens were molded and tested by pin penetration. In the same specimens was performed the sclerometry test in order to verify the homogeneity from the faces of the specimen. To determine the strength of the concrete, cylindrical specimens were molded. The research brought to the observation that, while the resistance to compression of the concrete increases, no influence of the maximum size of coarse aggregate or of the mortar content is noted on the pin penetration test. It was found that the higher the maximum size of coarse aggregate for concrete studied, the greater the dispersion of the test. Curves that correlate the pin penetration test according to the resistance of the concrete were also obtained, being it shown that it is more reliable to obtain a curve for each material used.

Keywords: Concrete; Strength of materials; Nondestructive testing; Pin penetration.

SUMÁRIO

RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES	xv
1.INTRODUÇÃO.....	1
1.1. IMPORTÂNCIA DO TEMA.....	2
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. CONCRETO	4
2.2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO	6
2.3. FATORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA DO CONCRETO	9
2.3.1. Característica e proporções dos materiais	11
2.3.2. Condições de cura	18
2.3.3. Parâmetros de ensaio.....	20
2.4. RECEBIMENTO DO CONCRETO (NBR 12655) E A NBR 6118.....	22
2.5. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MEDIANTE EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS.....	25
2.6. ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS.....	28
2.6.1. Método da velocidade de propagação da onda ultrassônica	30
2.6.2. Ensaio de arrancamento	31
2.6.3. Ensaio esclerométrico	32
2.7. ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO.....	36
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	48
3.1. ESTUDOS PILOTOS	49
3.1.1. DISTÂNCIA ENTRE PENETRAÇÕES	49
3.1.2. POTÊNCIA DA PISTOLA.....	54
3.2. MATERIAIS UTILIZADOS	58
3.2.1. Cimento.....	58
3.2.2. Agregado graúdo.....	59
3.2.3. Agregado miúdo.....	61

3.2.4. Aditivo	63
3.3. CONCRETOS ESTUDADOS	64
3.4. MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS-DE-PROVA	71
3.5. ENSAIOS REALIZADOS	73
3.5.1. Ensaio de resistência à compressão.....	73
3.5.2. Ensaio do índice esclerométrico.....	73
3.5.3. Ensaio de penetração de pino	74
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	78
4.1. Ensaio de resistência à compressão ($f_{c,j}$).....	78
4.2. Ensaio de esclerometria.....	87
4.3. Ensaio de penetração de pino	90
4.3.1. Parâmetros dos pinos e dos cartuchos utilizados	91
4.3.2. Resultados da penetração de pino	92
4.3.3. Análise de variância e teste de Tukey	100
4.4. Correlação e regressão dos dados	103
4.4.1. Resistência à compressão x Penetração de Pino	103
4.4.2. Resistência à compressão x Esclerometria.....	105
4.4.3. Penetração de pino x Esclerometria	106
4.5. Aplicação do ensaio de penetração de pino em obra	106
5. CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	109
APÊNDICE A – AJUSTE DA POTÊNCIA DA PISTOLA	117
APÊNDICE B – RESULTADOS DAS PROPRIEDADES PINO E CARTUCHO	119
APÊNDICE C – ANÁLISE DE VARIÂNCIA DO ENSAIO DE ESCLEROMETRIA ENTRE AS SÉRIES (ANOVA).....	124
APÊNDICE D – HISTOGRAMA E TESTE DE NORMALIDADE DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO	129
APÊNDICE E – ANÁLISE DE VARIÂNCIA DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO (ANOVA).....	134

LISTA DE TABELAS

TABELA 2-1 PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUENCIAM O RESULTADO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO POTENCIAL DO CONCRETO MEDIDA NO ENSAIO DE CONTROLE (HELENE & TERZIAN, 1992).	11
TABELA 2-2 CLASSIFICAÇÃO DOS DIFERENTES TIPOS ADITIVOS DE CONCRETO (MARTIN, 2005)	16
TABELA 2-3 RESUMO DOS FATORES QUE AFETAM A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	21
TABELA 2-4 ALGUNS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO <i>IN LOCO</i>	29
TABELA 2-5 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA – MÉRITOS RELATIVOS (BUNGEY & MILLARD, 1996)	30
TABELA 2-6 FATORES QUE INFLUENCIAM OS RESULTADOS DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO (MODIFICADA - EVANGELISTA, 2002)	39
TABELA 2-7 QUADRO RESUMO DOS TRABALHOS REALIZADOS SOBRE O ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO.	44
TABELA 2-8 - COMPARATIVO ENTRE NORMAS (EVANGELISTA, 2002)	45
TABELA 2-9 EQUAÇÕES DE OUTROS AUTORES PARA CORRELAÇÃO ENTRE F_c E L_p	47
TABELA 3-1 RESULTADOS DO ESTUDO PILOTO DA DISTÂNCIA ENTRE PINOS OBRA A	51
TABELA 3-2 RESULTADOS DO ESTUDO PILOTO DA DISTÂNCIA ENTRE PINOS OBRA B	52
TABELA 3-3 TABELA RESUMO ANÁLISE DE VARIÂNCIA	53
TABELA 3-4 RESULTADOS DO ESTUDO PILOTO DA POTÊNCIA	56
TABELA 3-5 TABELA ANÁLISE DE VARIÂNCIA	57
TABELA 3-6 – ANÁLISE FÍSICO-QUÍMICA DO CIMENTO CPV ARI	59
TABELA 3-7 – GRANULOMETRIA, ÍNDICE DE FORMA E PULVERULENTO DOS AGREGADOS GRAÚDOS	60
TABELA 3-8 – COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA, PULVERULENTO E MASSA ESPECÍFICA DOS AGREGADOS MIÚDOS	62
TABELA 3-9 PROPRIEDADES DO ADITIVO UTILIZADO	63
TABELA 3-10 PROPORÇÕES DOS CONCRETOS UTILIZADOS EM MASSA	67
TABELA 3-11 PARÂMETROS DOS CONCRETOS PRODUZIDOS EM LABORATÓRIO	68
TABELA 4-1 RESULTADOS DE $f_{c,j}$ DO CONCRETO E DESVIO PADRÃO PARA AS SÉRIES T20.	79

TABELA 4-2 PARÂMETROS DO CONCRETO PARA AS SÉRIES T30.	79
TABELA 4-3 PARÂMETROS DO CONCRETO PARA AS SÉRIES T40.	79
TABELA 4-4 RESUMO DO TESTE DE TUKEY	87
TABELA 4-5 ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO DA SÉRIE T20	88
TABELA 4-6 ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO DA SÉRIE T30	89
TABELA 4-7 ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO DA SÉRIE T40	89
TABELA 4-8 RESULTADOS DE MASSA DOS CARTUCHOS E DE MASSA E COMPRIMENTO DOS PINOS	91
TABELA 4-9 RESULTADOS DE PENETRAÇÃO DE PINO PARA AS SÉRIES T20	94
TABELA 4-10 RESULTADOS DE PENETRAÇÃO DE PINO PARA AS SÉRIES T30	94
TABELA 4-11 RESULTADOS DE PENETRAÇÃO DE PINO PARA AS SÉRIES T40	95
TABELA 4-12 ANÁLISE DE VARIÂNCIA PARA AS SÉRIES T20	100
TABELA 4-13 ANÁLISE DE VARIÂNCIA PARA AS SÉRIES T30	100
TABELA 4-14 ANÁLISE DE VARIÂNCIA PARA AS SÉRIES T40	100
TABELA 4-15 ANÁLISE DE VARIÂNCIA PARA AS FAMÍLIAS DOS CONCRETOS T20, T30 E T40	100
TABELA 4-16 RESUMO DO TESTE DE TUKEY	101
TABELA 4-17 REGRESSÃO RESISTÊNCIA E PENETRAÇÃO	104
TABELA 4-18 REGRESSÃO RESISTÊNCIA E ESCLEROMETRIA	105
TABELA 4-19 RESULTADO DE PENETRAÇÃO DE PINO EM OBRA	107

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2-1 REPRESENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO SOB COMPRESSÃO UNIAXIAL (GLUCKLICH APUD MEHTA & MONTEIRO, 2008)	5
FIGURA 2-2 SIGNIFICADO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO OBTIDA ATRAVÉS DO CONTROLE DO CONCRETO (HELENE & TERZIAN, 1993)	8
FIGURA 2-3 FATORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA DO CONCRETO (MEHTA & MONTEIRO, 2008)	10
FIGURA 2-4 DEPENDÊNCIA ENTRE A RESISTÊNCIA E A RELAÇÃO A/C (NEVILLE, 1997).	18
FIGURA 2-5 INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DE CURA SOBRE A RESISTÊNCIA (CONCRETE MANUAL, 8 TH ED., U.S. BUREAU OF RECLAMATION, 1981 APUD MEHTA & MONTEIRO, 2008)	19
FIGURA 2-6 INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RAZÃO ALTURA/DIÂMETRO NA RESISTÊNCIA DO CONCRETO (CONCRETE MANUAL, U.S. BUREAU OF RECLAMATION, 1975 APUD MEHTA & MONTEIRO, 2008)	20
FIGURA 2-7 ENSAIO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DA ONDA ULTRASSÔNICA (HTTP://WWW.CMHTEST.CO.UK/PRODUCTS/PUNDIT.HTML)	31
FIGURA 2-8 ENSAIO DE ARRANCAMENTO (MEHTA & MONTEIRO, 2008)	32
FIGURA 2-9 DIAGRAMA DE OPERAÇÃO DO ESCLERÔMETRO DE REFLEXÃO	33
FIGURA 2-10 INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NO ENSAIO DE ESCLEROMETRIA PARA CONCRETO 25 MPa (CÂMARA, 2006)	35
FIGURA 2-11 EXECUÇÃO DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO	36
FIGURA 2-12 EQUIPAMENTO UTILIZADO NO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO	37
FIGURA 2-13 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO EXPOSTO DO PINO	39
FIGURA 2-14 INFLUÊNCIA DA UMIDADE NO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO (PINTO ET AL, 2004)	40
FIGURA 2-15 INFLUÊNCIA DA UMIDADE NO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO, CONCRETO 20 MPa (CÂMARA, 2006)	41
FIGURA 2-16 PENETRAÇÃO DE PINO DEVIDO AO TIPO DE PINO E A CARGA UTILIZADA OBTIDOS POR MACHADO, A., (2005)	43
FIGURA 3-1 DIAGRAMA DAS ETAPAS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	48
FIGURA 3-2 DISPOSIÇÃO DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO	49

FIGURA 3-3 ESTUDO PILOTO DA DISTÂNCIA REALIZADO NA OBRA B	50
FIGURA 3-4 UTILIZAÇÃO DO DISCO PARA REALIZAÇÃO DA LEITURA	51
FIGURA 3-5 INTERLIGAÇÃO DA FISSURA NOS DISPAROS COM 5,0 CM DE DISTÂNCIA	53
FIGURA 3-6 ESTUDO PILOTO DE POTÊNCIA PARA A OBRA B ($F_{Cf} = 34,7$ MPA) – POTÊNCIA BAIXA	55
FIGURA 3-7 ESTUDO PILOTO DE POTÊNCIA PARA A OBRA B ($F_{Cf} = 34,7$ MPA) – POTÊNCIA ALTA	55
FIGURA 3-8 VARIAÇÃO DA PENETRAÇÃO DE PINO EM FUNÇÃO DA POTÊNCIA	57
FIGURA 3-9 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS AGREGADOS GRAÚDOS	61
FIGURA 3-10 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS AGREGADOS MIÚDOS	62
FIGURA 3-11 VARIÁVEIS DA PESQUISA REALIZADA	65
FIGURA 3-12 VARIAÇÃO DA CONSISTÊNCIA DO CONCRETO AO VARIAR O TEOR DE ARGAMASSA	66
FIGURA 3-13 COMPOSIÇÃO EM VOLUME E PARÂMETROS – TRAÇOS PADRÕES	69
FIGURA 3-14 COMPOSIÇÃO E PARÂMETROS - SÉRIE T20	70
FIGURA 3-15 COMPOSIÇÃO E PARÂMETROS - SÉRIE T30	70
FIGURA 3-16 COMPOSIÇÃO E PARÂMETROS - SÉRIE T40	71
FIGURA 3-17 – CORPO-DE-PROVA PRISMÁTICO: PENETRAÇÃO DE PINO	72
FIGURA 3-18 DISPOSIÇÃO DAS FACES DO CORPO-DE-PROVA PRISMÁTICO	72
FIGURA 3-19 – ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	73
FIGURA 3-20 FACE DO CORPO-DE-PROVA PRISMÁTICO SUBMETIDA AO ENSAIO DE ESCLEROMETRIA E PENETRAÇÃO DE PINO	74
FIGURA 3-21 POSIÇÃO DO PINO DENTRO DO CANO DA PISTOLA	75
FIGURA 3-22 – ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO E ESCLEROMETRIA	75
FIGURA 3-23 – GABARITO PARA PINOS E CARTUCHOS	76
FIGURA 3-24 – MEDIÇÃO DO COMPRIMENTO EXPOSTO DO PINO	76
FIGURA 3-25 PINO NÃO PENETROU DEVIDO AO AGREGADO GRAÚDO	77
FIGURA 3-26 APLICAÇÃO EM OBRA	77
FIGURA 4-1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MÉDIA AOS 28 DIAS DAS SÉRIES T20, T30 E T40	78
FIGURA 4-2 RESISTÊNCIA DO CONCRETO PARA AS SÉRIES T20.	82
FIGURA 4-3 RESISTÊNCIA DO CONCRETO PARA AS SÉRIES T30.	82
FIGURA 4-4 RESISTÊNCIA DO CONCRETO PARA AS SÉRIES T40.	83

FIGURA 4-5 RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO E DAS IDADES PARA OS TRAÇOS PADRÕES.	84
FIGURA 4-6 RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO E DA IDADE DE 3 DIAS PARA AS SÉRIES COM DIFERENTES BRITAS.	85
FIGURA 4-7 RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO E DA IDADE DE 7 DIAS PARA AS SÉRIES COM DIFERENTES BRITAS.	85
FIGURA 4-8 RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO E DA IDADE DE 28 DIAS PARA AS SÉRIES COM DIFERENTES BRITAS.	86
FIGURA 4-9 ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO DAS SÉRIES TP20, TP30 E TP40 EM FUNÇÃO DA FACE ENSAIADA	88
FIGURA 4-10 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO	90
FIGURA 4-11 PENETRAÇÃO DE PINO SOBRE VAZIO	92
FIGURA 4-12 PINO INCLINADO	92
FIGURA 4-13 PONTA DO PINO ENCURVADA	93
FIGURA 4-14 RESULTADO PENETRAÇÃO DE PINO POR FACE PARA OS TRAÇOS PADRÕES	97
FIGURA 4-15 DIAGRAMA DE CAIXAS DA PENETRAÇÃO DE PINO PARA AS SÉRIES T20	98
FIGURA 4-16 DIAGRAMA DE CAIXAS DA PENETRAÇÃO DE PINO PARA AS SÉRIES T30	98
FIGURA 4-17 DIAGRAMA DE CAIXAS DA PENETRAÇÃO DE PINO PARA AS SÉRIES T40	99
FIGURA 4-18 RESULTADO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO VERSUS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	99
FIGURA 4-19 GRÁFICO DE CORRELAÇÃO RESISTÊNCIA E PENETRAÇÃO DE PINO	103
FIGURA 4-20 GRÁFICO DE CORRELAÇÃO RESISTÊNCIA E PENETRAÇÃO DE PINO SEPARADOS POR TIPO DE AGREGADO E TEOR DE ARGAMASSA	104
FIGURA 4-21 GRÁFICO DE CORRELAÇÃO RESISTÊNCIA E ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO	105
FIGURA 4-22 GRÁFICO DE CORRELAÇÃO ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO E PENETRAÇÃO DE PINO	106
FIGURA 4-23 DIAGRAMA DE CAIXAS DA PENETRAÇÃO DE PINO PARA APLICAÇÃO EM OBRA	107
FIGURA 4-24 PENETRAÇÃO DE PINO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARA ENSAIOS NO LABORATÓRIO E EM OBRA	108

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2-1	7
Equação 2-2	23
Equação 2-3	24
Equação 2-4	24
Equação 2-5	24

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

Siglas

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

ASTM – American Society for Testing and Materials

BS – Normas Britanicas – “British Standards”

CP – corpo-de-prova

CP I – Cimento Portland comum

CP II – Cimento Portland composto

CP III - Cimento Portland de Alto Forno

CP IV - Cimento Portland Pozolânico

CP V – ARI - Cimento Portland DE Alta Resistência Inicial

CP RS - Cimento Portland Resistente à Sulfatos

CP BC - Cimento Portland com Baixo Calor de Hidratação

CP B - Cimento Portland Branco

NBR – Norma Brasileira Registrada no INMETRO

NM – Norma Mercosul

UnB – Universidade de Brasília

Letras romanas

a/c – Relação água/cimento

$D_{m\acute{a}x}$ – dimensão máxima do agregado

f_{cj} – resistência média à compressão

f_{ck} – resistência característica à compressão

f_{ckest} – valor estimado da resistência característica à compressão

L_p – penetração de pino

MPa – Mega Pascal

s_d – desvio padrão

Letras gregas

γ_c – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

μ – Média Aritmética

σ – Desvio padrão

Unidades de medidas

cm – centímetros

g – grama

kg – quilograma

mm – milímetro

MPa – megaPascal

% - Porcentagem

1. INTRODUÇÃO

O concreto é o material construtivo mais utilizado no mundo. Segundo Pedroso (2009), o concreto produzido no Brasil por centrais dosadoras é de, aproximadamente, 30 milhões de metros cúbicos por ano e a estimativa mundial é de 11 bilhões de toneladas, o que, de acordo com a *Federación Iberoamericana de Hormigón Premezclado* (apud Pedroso, 2009, p. 14), leva a um consumo de 1,9 toneladas de concreto por habitante, por ano, menor, apenas, que o consumo de água.

Os quantitativos mencionados acima mostram a grandeza da produção de concreto em todo o mundo. A utilização deste material deve-se basicamente a três fatores: à resistência à água, à plasticidade, que possibilita obter todo tipo de forma construtiva, e à facilidade na obtenção dos insumos necessários para a sua produção.

Trata-se, porém, de um material heterogêneo. Sua qualidade depende de inúmeras variáveis, tais como materiais utilizados e forma como é produzido, entre outras. Logo, a sua qualidade deve ser controlada, garantindo uma estrutura segura, de acordo com o que foi projetado.

Atualmente, a forma mais usual de avaliar o concreto produzido é a partir da determinação da resistência à compressão por meio do rompimento de corpos-de-prova moldados durante a concretagem. Esses ensaios podem não representar a realidade, pois a condição de lançamento, cura e adensamento é diferente daquela obtida em obra, além de possíveis erros na amostragem¹. Uma forma de avaliar a resistência da peça após concretada é realizar ensaios destrutivos e não destrutivos *in situ*, que permitem controlar e verificar o concreto aplicado.

¹ Entretanto essas condições adversas são consideradas no coeficiente de ponderação no dimensionamento das estruturas.

1.1. IMPORTÂNCIA DO TEMA

Ensaio destrutivos são aqueles que causam algum dano à estrutura. Geralmente, utiliza-se a recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2003) quando da não conformidade do concreto, que é a extração de testemunhos de concreto *in situ* e seu rompimento à compressão. Os ensaios não destrutivos, como esclerometria, ensaio de propagação de onda ultrassônica, ensaio de penetração de pino, ensaio de maturidade do concreto, entre outros, são, na verdade, uma opção para avaliação da resistência do concreto. A vantagem é que o dano é mínimo ou superficial, não comprometendo o desempenho da estrutura e permitindo repetições.

O ensaio de penetração de pino foi escolhido como tema deste trabalho devido à possibilidade de seu emprego para análise de concretos não conformes em obras da região de Brasília. A quantidade de casos em que o concreto não atende a resistência estipulada em projeto é considerável. Logo, nestes casos, o ensaio de penetração de pino pode ser utilizado para estimar a resistência *in loco*. O ensaio ainda não possui norma brasileira, tendo sido adaptado, no ano de 1978, pelo Engenheiro Pontes Vieira, a partir de um ensaio norte-americano denominado de Windsor Probe (Vieira, 1978).

A maioria dos estudos realizados no Brasil, dentre eles: Machado M. (2005); Câmara (2006); da Silva et al (2008); buscava apenas obter uma curva de correlação entre resistência do concreto e o ensaio de penetração de pino. Evangelista (2002) foi a única a avaliar alguns parâmetros do concreto, como tipo de cimento, tipo e dimensão máxima do agregado graúdo. Este trabalho irá analisar algumas variáveis que interferem no método e sua aplicação em campo para permitir um maior entendimento do ensaio, além de conhecer suas limitações e aplicações.

Este trabalho encontra-se inserido na linha de pesquisa Sistemas Construtivos e Desempenho de Materiais do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília.

1.2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo geral contribuir para o estudo do ensaio de penetração de pino para mensuração indireta da resistência à compressão do concreto, principalmente em relação às características do concreto que afetam o ensaio. Como objetivos específicos têm-se:

- Verificar o comportamento da penetração de pino para diferentes concretos comerciais na região de Brasília;
- Analisar a influência do teor de argamassa e tamanho do agregado graúdo nos concretos como elementos de aumento da variabilidade e imprecisão quando submetidos ao ensaio de penetração de pino;
- Verificar se o comportamento obtido em laboratório para o ensaio de penetração de pino é similar ao obtido quando o mesmo é aplicado em obra.
- Obter curva de relação entre resistência à compressão e o ensaio de penetração de pino aplicável aos concretos de Brasília/DF.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação encontra-se estruturada em cinco capítulos, sendo este o primeiro deles, que contempla a introdução, além de apresentar a importância do tema e os objetivos do trabalho.

O segundo capítulo apresenta uma revisão da bibliografia com relação aos temas tecnologia e resistência do concreto, ensaios destrutivos e não destrutivos, enfatizando o ensaio de penetração de pino, objeto desta pesquisa. No terceiro capítulo, descreve-se o programa experimental desenvolvido, além da caracterização dos materiais e metodologias utilizadas para realização dos ensaios e análises.

Os resultados e discussão são apresentados no capítulo quatro. Neste são encontrados os dados e análises realizadas para os resultados dos ensaios de resistência à compressão, penetração de pino e esclerometria. No quinto e último capítulo são apontadas as principais conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CONCRETO

O concreto é um material compósito, composto essencialmente de um meio aglomerante, geralmente o cimento hidráulico e água, e de agregados. Apesar de não constar na definição de concreto, hoje em dia pode-se dizer que existe um quarto componente que seriam os aditivos e adições, usados frequentemente na mistura do concreto.

O concreto utilizado nas mais diversas construções deve atender aos requisitos no estado fresco, como consistência adequada e coesão para garantir o transporte e lançamento sem apresentar segregação, enquanto no estado endurecido os requisitos são resistência e durabilidade.

O concreto armado é especificado para suportar as forças a ele aplicadas. As tensões que atuam na estrutura podem ser de compressão, tração e cisalhamento, sendo a resistência de um material definida como a capacidade para resistir à tensão sem se romper. O concreto simples apresenta bom comportamento quando submetido ao carregamento de compressão, sendo este o motivo da utilização do parâmetro resistência à compressão do concreto para o seu dimensionamento.

A resistência à tração é da ordem de 10% da resistência à compressão, enquanto a resistência à flexão da ordem de 15%. Esta grande diferença entre resistência à tração e à compressão pode ser explicada pela microestrutura do concreto ser complexa e heterogênea (Mehta & Monteiro, 2008).

Ainda conforme os autores anteriores, o concreto é um material composto de várias fases, no entanto, algumas características não são similares aos materiais que o compõem. Por exemplo, o agregado e a pasta de cimento quando ensaiados separados à compressão apresentam rompimento elástico, enquanto o concreto apresenta comportamento inelástico antes da ruptura, além disso a resistência do concreto geralmente é menor que a resistência individual dos componentes. Esse comportamento pode ser explicado pela existência da zona de transição entre o agregado graúdo e a pasta de cimento.

O módulo de elasticidade é a razão entre tensão e deformação, que no caso do concreto essa relação é complexa. O concreto não é um material elástico e nem as deformações e restrições são uniformes, logo a distribuição de tensão dentro do concreto varia de um ponto a outro (Mehta & Monteiro, 2008).

A Figura 2-1 apresenta o comportamento tensão-deformação do concreto. O concreto, quando submetido ao ensaio de compressão apresenta quatro níveis de solicitação, definidos em porcentagem da resistência máxima. De forma geral, para níveis baixos de solicitação (cerca de 0% a 30% da resistência) o concreto apresenta poucas alterações, com falhas pré-formadas e fissuras na zona de transição, com comportamento da curva linear (Mehta & Monteiro, 2008).

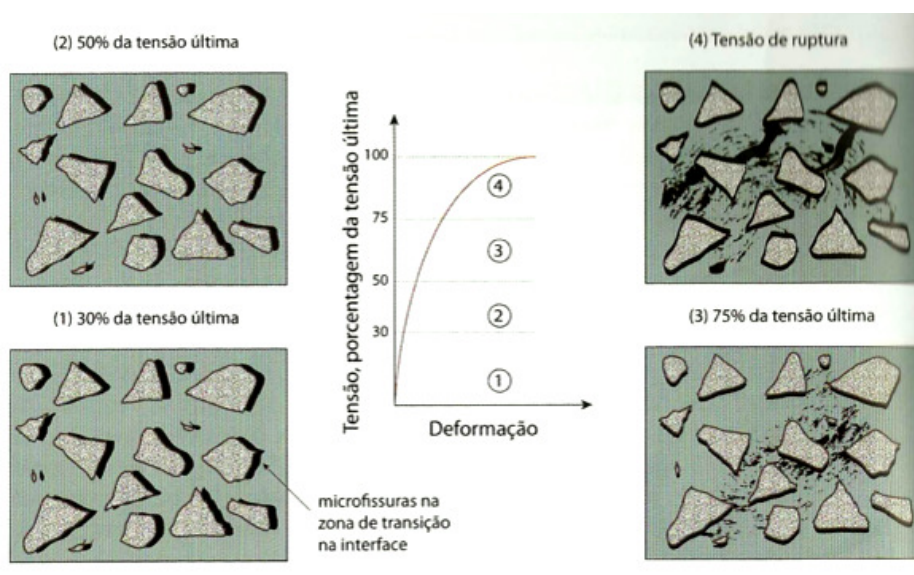


Figura 2-1 Representação do comportamento tensão-deformação do concreto sob compressão uniaxial (Glucklich apud Mehta & Monteiro, 2008)

Para uma tensão de até 50% da resistência, ocorre o crescimento das fissuras na zona de transição e a relação tensão-deformação aumenta e a curva começa a se desviar de uma linha reta. O sistema de microfissuras na zona de transição ainda permanece estável e a fissuração da matriz é insignificante (Mehta & Monteiro, 2008).

Por volta de 75% da resistência, a fissuração na zona de transição fica instável e ocorre um aumento do número de fissuras na matriz. A curva tensão-deformação inclina consideravelmente para a horizontal. Entre 75% e 80% da resistência, a taxa de liberação de energia de deformação alcança um nível crítico, resultando um crescimento espontâneo das fissuras sob tensão constante e o material se deforma até a ruptura. (Mehta & Monteiro, 2008).

2.2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

A resistência à compressão do concreto é a propriedade mais utilizada por projetistas, primeiramente porque considera-se o concreto adequado para suportar cargas de compressão. Outro motivo é a simplicidade do procedimento de moldagem dos corpos-de-prova e ensaio de compressão axial. (Mehta & Monteiro, 2008). No dimensionamento da estrutura, a propriedade adotada é a resistência à compressão do concreto e dela dependerá a segurança da estrutura.

Os valores obtidos de resistência à compressão para condições de produção e ensaio usuais² apresentam uma distribuição normal dos dados, que pode ser descrita pelos parâmetros estatísticos: média (μ) e desvio padrão (σ).

Pereira (2008) analisou os dados obtidos de resistência à compressão pelo controle tecnológico do concreto em três obras localizadas no Distrito Federal. Das três obras estudadas apenas uma delas apresentou uma adequação dos resultados à distribuição normal. O autor atribuiu a inadequação à curva normal dos dados das outras duas obras devido ao fato da produção do concreto ter sido de forma não estacionária³.

A NBR 6118 (ABNT, 2003) e a NBR 12655 (ABNT, 2006) definem a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) como o valor de resistência à compressão, para um lote de material, acima do qual se espera obter 95% de todos os resultados possíveis de ensaio.

² De acordo com as normas NBR 5738, NBR 5739, NBR 12655 e NBR 7212.

³ Variações de fornecedores de matéria prima e procedimentos de produção.

Cabe ao projetista determinar o valor da resistência característica à compressão necessária ao concreto. Já o produtor deve determinar a resistência de dosagem do concreto à compressão associado a um desvio padrão de produção, de forma a garantir o atendimento maior ou igual ao f_{ck} . A variabilidade é considerada a partir do desvio padrão (s_d), de acordo com a equação 2.1.

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 \times s_d \quad (\text{Equação 2-1})$$

onde:

f_{cj} é a resistência média do concreto à compressão, na idade de j dias, em megapascal;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, em megapascal;

s_d é o desvio padrão da dosagem, em megapascal.

A resistência à compressão do concreto da estrutura depende de diversos fatores como os processos de transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto em obra, sendo designada de resistência real ou efetiva do concreto.

O valor obtido através do ensaio de resistência à compressão de amostras retiradas da betoneira, sob condições específicas de cura, adensamento entre outras, de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2003), é denominado resistência potencial do concreto. A Figura 2-2 apresenta de forma esquemática o significado da resistência potencial e efetiva.

As condições de execução da estrutura envolvem o tipo de adensamento, tipo de cura, condições climáticas da região. Por exemplo, uma laje concretada em um dia ensolarado e com temperaturas elevadas pode apresentar fissuras de retração e resistências baixas em caso de cura inadequada (resistência real). Enquanto que a amostra retirada para ensaio em laboratório tem adensamento padronizado e cura em câmara úmida (resistência potencial).

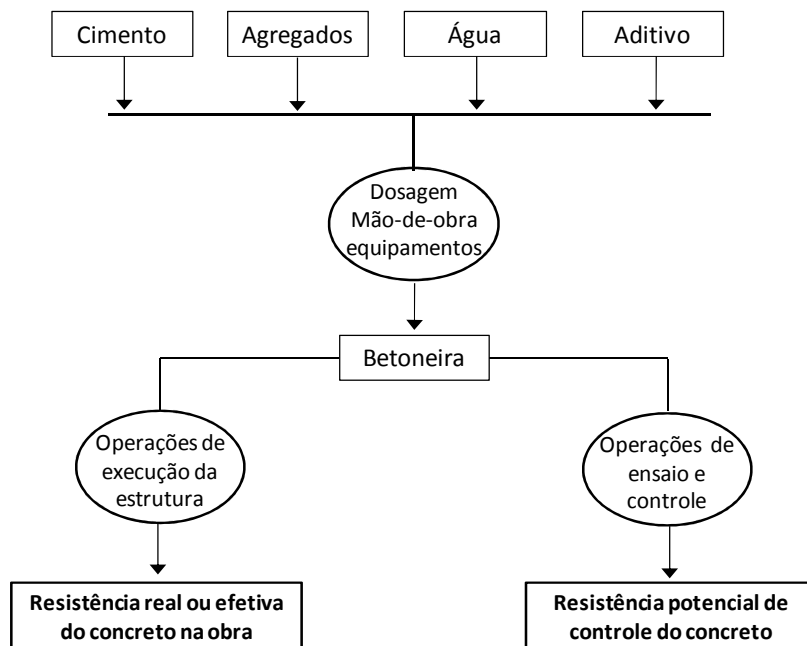


Figura 2-2 Significado da resistência à compressão do concreto obtida através do controle do concreto (Helene & Terzian, 1993)

Existem inúmeras variáveis que contribuem para a existência das diferenças entre as resistências real e potencial. Devido a esta diferenciação das resistências, adota-se um coeficiente de ponderação da resistência do concreto (γ_c). O seu valor para obras consideradas normais é de 1,4, o que equivale dizer que a resistência à compressão do concreto da estrutura será sempre menor que a obtida pelos corpos-de-prova. No entanto, em alguns casos especiais, pode ocorrer o contrário (Helene & Terzian, 1993).

Cremonini (1994) em seu estudo buscou quantificar a diferença existente entre resistência real por meio de extração de testemunhos e potencial, obtida pela moldagem de corpos-de-prova. O coeficiente de ponderação do concreto alcançado foi de 1,24, inferior ao estipulado pela NBR 6118 (ABNT, 2003) para condições normais, que é 1,4.

A NBR 6118 (ABNT, 2003) ressalta que, para obras que apresentem condições desfavoráveis de transporte, adensamento manual ou concretagem deficiente por concentração de armadura, o valor de γ_c deve ainda ser multiplicado por 1,1.

Na verdade, o coeficiente de ponderação (γ_c) pode ser interpretado como resultado da multiplicação de 3 outros coeficientes parciais, de acordo com Fusco (2008):

- γ_{c1} = considera a efetiva aleatoriedade das resistências, levando em conta a possível existência de frações de concreto com resistências menores que $f_{ck,28}$;
- γ_{c2} = considera a diferença entre os processos de moldagem, adensamento e cura do concreto da estrutura e dos corpos-de-prova de controle de resistência;
- γ_{c3} = leva em conta possíveis defeitos localizados de concretagem e possíveis imperfeições do método de avaliação da resistência da peça estrutural em função da resistência do concreto.

A diferença entre a resistência da estrutura e aquela obtida em laboratório, discutida anteriormente, fomentou um maior desenvolvimento de ensaios não destrutivos *in situ*, pois os mesmos oferecem condições para realizar a mensuração da resistência efetiva. Estes ensaios, porém, não substituem o ensaio de resistência à compressão, mas podem resultar na diminuição de custos no controle de qualidade do concreto, quando usados juntamente com a extração de testemunhos (Mehta & Monteiro, 2008).

2.3. FATORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA DO CONCRETO

Muitos são os fatores que influenciam as resistências mecânicas do concreto. A Figura 2-3 apresenta uma visão da complexa rede de inúmeras variáveis que influenciam a resistência do concreto.

Como mostrado na Figura 2-3 a resistência depende tanto dos parâmetros de ensaio como da resistência das fases componentes do concreto. Em geral, existe uma relação inversa entre porosidade e resistência dos sólidos. Porém, para o concreto, esta relação é respeitada, no entanto não é tão simples. A presença de microfissuras na zona de transição na interface entre o agregado graúdo e a matriz faz do concreto um material complexo para obtenção de relações exatas de resistência-porosidade (Mehta & Monteiro).

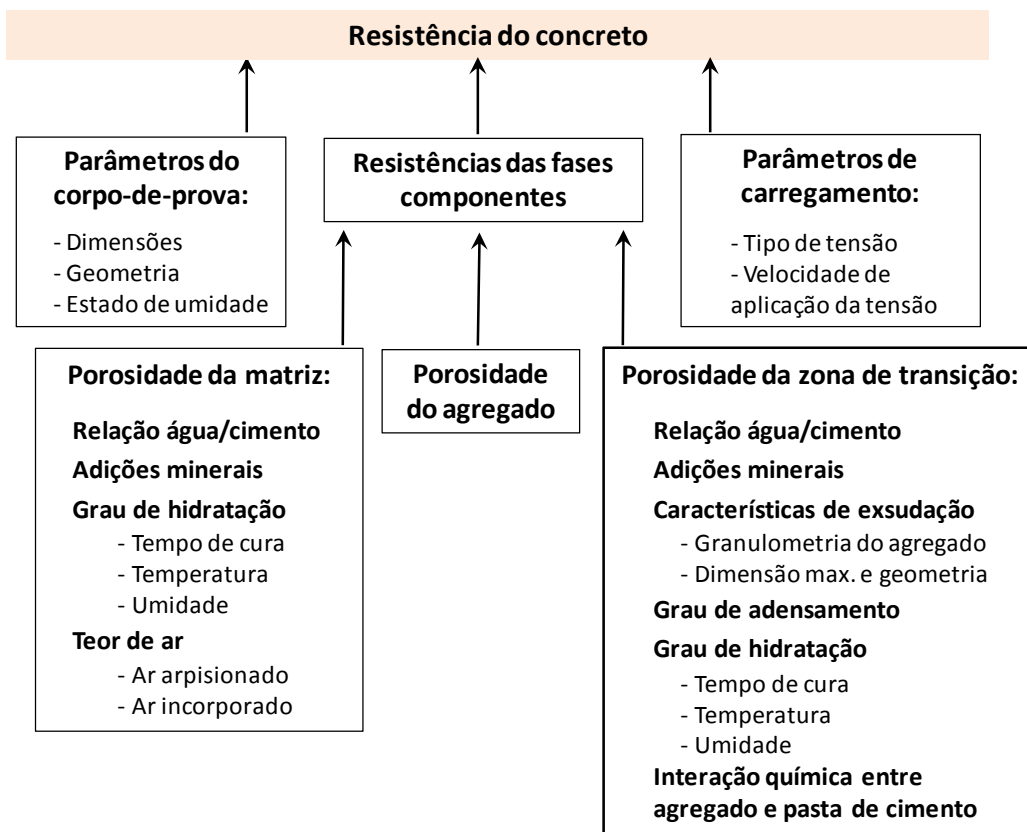


Figura 2-3 Fatores que influenciam a resistência do concreto (Mehta & Monteiro, 2008)

Helene & Terzian (1992) conseguiram quantificar a máxima variação que alguns fatores responsáveis pela variabilidade da resistência à compressão do concreto, podendo ter como causas os materiais, a mão de obra, os equipamentos e o procedimento de ensaio (Tabela 2-1). Neste levantamento não foram considerados erros grosseiros de fabricação e operações de ensaio.

Tabela 2-1 Principais fatores que influenciam o resultado da resistência à compressão potencial do concreto medida no ensaio de controle (Helene & Terzian, 1992).

Causas de Variação	Efeito máximo no resultado
A – Materiais <ul style="list-style-type: none"> • Variabilidade da resistência do cimento • Variabilidade da quantidade total de água • Variabilidade dos agregados (principalmente miúdos) 	<ul style="list-style-type: none"> ± 12% ± 15% ± 8%
B – Mão-de-Obra <ul style="list-style-type: none"> • Variabilidade do tempo e procedimento de mistura 	- 30%
C – Equipamento <ul style="list-style-type: none"> • Ausência de aferição de balanças • Mistura inicial, sobre e subcarregamento, correias, etc. 	<ul style="list-style-type: none"> - 15% - 10%
D – Procedimento de ensaio <ul style="list-style-type: none"> • Coleta imprecisa • Adensamento inadequado • Cura (efeito considerado a 28 dias ou mais) • Remate inadequado dos topos • Ruptura (velocidade de carregamento) 	<ul style="list-style-type: none"> - 10% - 50% ± 10% - 30% para concavidade -50% para convexidade ± 5%

Devido à resistência do concreto depender da interação complexa entre vários fatores, para facilitar o entendimento, Mehta & Monteiro (2008) dividem os mesmos em três categorias: características e proporções dos materiais, condições de cura e parâmetros de ensaio, que serão descritos a seguir.

2.3.1. Característica e proporções dos materiais

2.3.1.1. Cimento

O cimento utilizado pode influenciar no aumento de resistência, assim como na velocidade das reações químicas envolvidas no processo de hidratação, dependendo da composição química do mesmo. Cimentos com maior teor de C_3S e C_3A irão apresentar resistências maiores nas idades de 3, 7 e 28 dias, enquanto cimentos com maior concentração de C_2S resultam em resistências mais baixas nas primeiras idades. Como as reações de hidratação do cimento estão relacionadas à liberação de calor de hidratação, cimentos com maior teor de C_3S e C_3A liberam uma maior energia em idades menores quando comparados com cimentos com alto teor de C_2S .

Outra propriedade do cimento que pode alterar as reações químicas é a finura do mesmo. Quanto maior a área superficial Blaine dos cimentos, maior será a velocidade das reações levando a um ganho mais acentuado de resistência. Porém, esta propriedade é limitada devido aos custos envolvidos no processo de moagem, além de aumentar o calor de hidratação liberado durante a hidratação do cimento (Mehta & Monteiro, 2008)

Devido a essas variações que o cimento pode apresentar, desenvolveram-se vários tipos de cimento, com características adequadas a cada situação: alta resistência inicial, baixo calor de hidratação e resistência à sulfatos. A seguir serão descritas aplicações para cada tipo de cimento comercializado no Brasil (Kihara & Centurione, 2005):

- CPI e CPI-S: usado em serviços de construção em geral, sempre que não sejam exigidas propriedades especiais. Não devem ser utilizados em locais com presença de sulfatos no solo ou em águas subterrâneas.
- CII-Z: por liberar calor de hidratação mais lentamente que o CPI, é recomendado para concretagens de grande volume. Esse cimento também apresenta melhor resistência ao ataque de sulfatos do solo. O concreto proveniente deste cimento é mais impermeável.
- CII-E: é um cimento intermediário, entre o CPI e o CIII, sendo recomendado para peças que necessitem um desprendimento de calor moderado ou que possam ser atacadas por sulfatos.
- CII-F: utilizado para aplicações gerais, como argamassas de assentamento, revestimento, concreto simples, armado, protendido, projetado, rolado, concreto-massa, dentre outros.
- CIII – apresenta maior impermeabilidade e durabilidade, além de baixo calor de hidratação e alta resistência à expansão devido à reação álcali-agregado, além de ser resistente a sulfatos. Sua aplicação é geral: argamassas de assentamento, revestimento, concreto simples, armado, protendido, projetado, rolado, entre outras. Também é recomendado para concreto-massa, obras em ambiente agressivo, concretos com agregados reativos, pistas de aeroportos, entre outras. Devido ao endurecimento mais lento, necessita de maior tempo de cura.

- CPIV – possui resistências menores nas primeiras idades. Mas a resistência final é, em geral, maior. Devido à menor velocidade das reações de hidratação do cimento, libera energia lentamente. Logo, é recomendado para construção de barragens e outras estruturas maciças de concreto. O concreto produzido apresenta menor porosidade, sendo, então, mais durável.
- CPV-ARI: cimento de alta resistência inicial, obtido devido ao aumento de C_3S na sua composição e pela moagem mais fina. Desprende maior calor de hidratação do que o cimento Portland comum, tornando o concreto mais suscetível a fissuração. É recomendado em casos em que for preciso a desforma rápida ou para liberação rápida de um serviço, sendo muito utilizado na indústria de pré-moldados.
- CP RS: apresenta resistência aos meios agressivos sulfatados, como redes de esgoto, água do mar e alguns tipos de solos. Deste modo, podem ser utilizados em estações de tratamento de água e esgoto, regiões litorâneas, subterrâneas e marítimas. Cinco tipos básicos de cimento podem ser resistentes a sulfato: CP I; CP II; CP III; CP IV e CP V.
- CP BC: cimento de baixo calor de hidratação e que tem a propriedade de retardar a liberação de calor em peças de grande volume, evitando o aparecimento de fissuras de origem térmicas.
- CP B: o cimento branco é classificado em dois subtipos: estrutural e não estrutural. O estrutural é aplicado com fins arquitetônicos e o não estrutural é aplicado em rejuntamento e em aplicações não estruturais.

2.3.1.2. Agregado

A resistência à compressão dos agregados é influenciada por sua porosidade. Entretanto, os agregados utilizados na produção do concreto apresentam resistência mecânica superior à do concreto, sendo dificilmente um fator limitante para concretos convencionais (Neto, 2005). No entanto, outras características do agregado, como dimensão máxima, forma, textura superficial, granulometria e mineralogia, podem afetar a resistência do concreto.

Santos (2008) avaliou a influência dos parâmetros de forma, textura e natureza petrográfica dos agregados miúdos nas propriedades dos concretos frescos. O resultado obtido foi de que o aspecto mais influente nas propriedades de consistência, segregação e teor de água exsudada foi a esfericidade dos grãos, não importando a angulosidade de cantos e arestas e a textura superficial.

Com relação ao diâmetro característico máximo do agregado, ao alterá-lo, mantendo uma distribuição granulométrica bem graduada e uma dada mineralogia, têm-se dois efeitos opostos sobre a resistência do concreto. Concretos com partículas de agregados graúdos maiores, para o mesmo teor de cimento e mesma consistência, requerem menos água de amassamento do que concretos com partículas menores. Contudo, partículas grandes tendem a formar zonas de transição mais fracas, com mais fissuras. O resultado final dependerá da relação água/cimento do concreto e da tensão aplicada (Jacintho & Giongo, 2005).

A distribuição granulométrica do agregado graúdo, mantendo constante a dimensão máxima e a relação água/cimento, quando alterada, pode influenciar a resistência do concreto devido à alteração da consistência e da exsudação da mistura. De acordo com Neto (2005), deve-se buscar uma distribuição granulométrica equilibrada que resultará em concretos mais trabalháveis e econômicos, além de proporcionar uma estrutura interna do concreto mais fechada, com menos vazios, e uma maior dificuldade de penetração dos agentes agressivos na forma de líquidos, gases ou vapores.

Os parâmetros de forma e textura superficial dos agregados influenciam mais o concreto no estado fresco do que no estado endurecido. As partículas de textura áspera, angulosas e alongadas necessitam de mais pasta de cimento para produzir concretos trabalháveis, aumentando o custo, quando comparadas às partículas lisas e arredondadas. As partículas alongadas e lamelares devem ser evitadas ou limitadas a 15%, em massa, do total do agregado. Essa limitação é importante tanto para o agregado graúdo quanto para areias artificiais, que contêm grãos alongados e produzem concretos muito ásperos (Mehta & Monteiro, 2008).

Neville (1997) afirma que é preferível ao agregado graúdo a forma equidimensional das partículas, pois as que se afastam deste formato têm maior área superficial e tendem a se acomodar de modo anisotrópico⁴. São elas as alongadas e lamelares. As partículas lamelares ainda podem prejudicar a durabilidade do concreto, pois tendem a se orientar em planos, resultando em acúmulo da água de exsudação e em bolhas de ar sob as mesmas.

Com relação à textura dos agregados, Mehta & Monteiro (2008) afirmam que a resistência do concreto nas primeiras idades pode ser afetada pela textura do agregado, principalmente à flexão. Uma textura mais áspera propicia uma melhor aderência física entre a pasta de cimento e o agregado. Porém, em idades mais avançadas, esse efeito pode não ser tão importante.

2.3.1.3. Água

A água utilizada na produção do concreto com quantidade excessiva de impurezas pode afetar a resistência do concreto e o tempo de pega, além de gerar eflorescências e causar corrosão da armadura. Geralmente, a água não causa preocupação, pois se utiliza a água proveniente de redes de abastecimento e adequada ao consumo humano.

2.3.1.4. Aditivos

Os aditivos vêm tomando um espaço cada vez maior na indústria. Hoje, a maior parte do concreto produzido no mundo contém um ou mais aditivos/adições. Estima-se que de 80% a 90% do concreto produzido nos países desenvolvidos contenham aditivos químicos. São, geralmente, usados no concreto para melhorar a trabalhabilidade, acelerar ou retardar o tempo de pega, controlar o desenvolvimento da resistência, intensificar a resistência à ação do congelamento, a fissuração térmica, a expansão álcali-agregado, o ataque por sulfato e a corrosão de armadura (Mehta & Monteiro, 2008).

⁴ Característica que uma substância possui em que uma certa propriedade física varia com a direção.

A Tabela 2-2 mostra os diferentes tipos de aditivos e as designações segundo a ABNT (EB 1763, 1992) e a ASTM (C494, 2005), conforme Martin (2005).

Tabela 2-2 Classificação dos diferentes tipos aditivos de concreto (Martin, 2005)

EN 934, parte 2	Descrição/Características	ABNT	ASTM
Redutores de água/ plastificantes	Sem afetar a consistência, permitem uma redução no conteúdo de água de uma determinada mistura de concreto, ou sem afetar o conteúdo de água aumentam o abatimento/fluidez ou produzem ambos efeitos simultaneamente	EB 1763 – Tipo P	C 494 – Tipo A
Redutores de água de alto desempenho/ superplastificantes	Sem afetar a consistência, permitem uma alta redução no conteúdo de água de uma determinada mistura de concreto, ou sem afetar o conteúdo de água, aumentam consideravelmente o abatimento/fluidez ou produzem ambos os efeitos simultaneamente	EB 1763 – Tipo SP	C 494 – Tipo F
Aditivos incorporadores de ar	Permitem a incorporação controlada de uma determinada quantidade de microbolhas de ar, uniformemente distribuídas, que é incorporada durante a mistura e que permanece na matriz após o endurecimento. A incorporação de ar resulta em um concreto com maior resistência a ciclos de gelo/degelo, reduzindo a pressão interna no concreto congelado.	EB 1763 – Tipo IAR	C 260
Aditivos retardadores	Estendem o tempo do começo de pega do concreto	EB 1763 – Tipo R	C 494 – Tipo B
Aditivos aceleradores	Reduzem o tempo do começo de pega do concreto	EB 1763 – Tipo A	C 494 – Tipo B
Aditivos retentores de água	Reduzem a perda de água do concreto através do controle da exsudação	-	-
Aditivos impermeabilizantes	Reduz a absorção capilar do concreto endurecido	-	-
Aditivos de retardo/ Retentores de água/Plastificantes	Produzem efeitos combinados de redução de água/plastificantes (função primária) e de retardo (função secundária)	EB 1763 – Tipo PR	C 494 – Tipo D
Redutores de água de alto desempenho/superpl astificantes e Retardadores	Produzem os efeitos combinados de alta redução de água/superplastificantes (função primária) e de retardo (função secundária)	EB 1763 – Tipo SPR	C 494 – Tipo G
Redutores de água/plastificantes e Aceleradores	Produzem os efeitos combinados da redução da água/plastificante (função primária) e de aceleração (função secundária)	EB 1763 – Tipo PA	C 494 – Tipo E

EN 934, parte 2 – Norma Européia

Aditivos redutores de água, geralmente têm influência positiva nas taxas de hidratação do cimento e desenvolvimento de resistências iniciais, para uma dada relação água/cimento. Entretanto, consumos acima do recomendado pelo fabricante resultam em retardo de pega e resistências iniciais muito baixas. Os aditivos retardadores ou aceleradores têm grande influência no ganho da taxa de resistência, porém as resistências finais podem ser afetadas (Mehta & Monteiro, 2008).

Ainda segundo os mesmos autores, a utilização de adições pozolânicas apresenta um efeito retardador sobre as resistências iniciais, porém a reação da adição mineral com o hidróxido de cálcio produzindo silicato de cálcio leva a uma redução da porosidade da matriz e da zona de transição. Como consequência, obtêm-se um concreto mais impermeável e melhor resistência final.

2.3.1.5. Relação água/cimento

De acordo com Neville (1997), na prática da engenharia considera-se que a resistência de um concreto a uma certa idade, curado em água sob temperatura estabelecida, depende apenas de dois fatores: relação água/cimento e grau de adensamento. Considerando-se um concreto plenamente adensado, cerca de 1% de vazios, a resistência será inversamente proporcional à relação água/cimento. Esta relação foi estabelecida por Duff Abrams em 1919.

A lei de Abrams, como é conhecida, pode ser compreendida pelo fato de que o aumento da relação água/cimento leva a um aumento da porosidade, que resulta em um enfraquecimento progressivo da matriz cimentícia. A Figura 2-4 apresenta a curva da dependência da resistência em função da relação água/cimento.

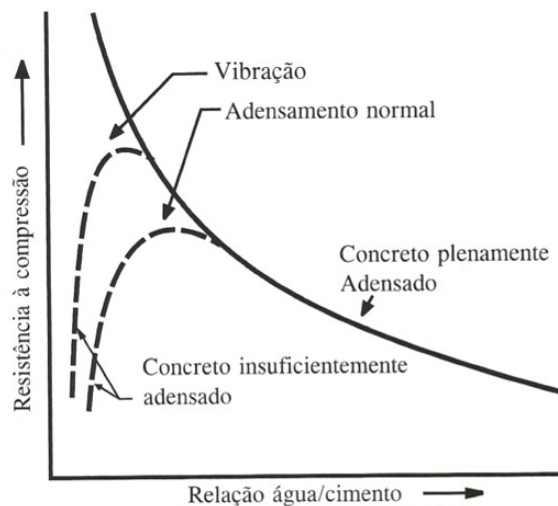


Figura 2-4 Dependência entre a resistência e a relação a/c (Neville, 1997).

2.3.1.6. Ar incorporado

Conforme mostrado na Figura 2-3, o fator que determina a resistência à compressão do concreto é a porosidade das fases componentes. Esta relação entre resistência e volume de vazios não é uma propriedade apenas do concreto e sim de todos os materiais frágeis, nos quais os poros são formados por ação da água (Neville, 1997).

Na prática, os vazios podem ser incorporados ao concreto devido a um adensamento inadequado ou pela utilização de aditivos incorporadores de ar, que resultam em elevado teor de ar incorporando e possível diminuição da resistência do sistema. Porém, a incorporação de ar melhora a trabalhabilidade do concreto e a resistência quando submetido a ciclos de gelo /degelo.

2.3.2. Condições de cura

As condições de cura englobam as variáveis que o concreto é submetido após o seu lançamento, são elas: tempo, temperatura e umidade. A hidratação do cimento só ocorre sob a condição saturada. Se a umidade nos capilares for inferior a 80%, a hidratação praticamente cessa. Portanto, a umidade e o tempo são fatores importantes no processo de hidratação, pois determinam a difusão da água. Já a temperatura atua como acelerador das reações químicas (Mehta & Monteiro, 2008).

A cura úmida deve ser realizada para garantir as reações de hidratação e retardar a retração do concreto. Em geral, a retração do concreto que ocorre nos 7 primeiros dias é da ordem de 50 a 70% da retração total. A cura se torna mais importante quando da utilização de cimentos mais finos e com adições minerais (escória de alto-forno, materiais pozzolânicos, cinzas volantes, microssílica), pois estes materiais não desenvolvem suas propriedades aglomerantes se não houver água (Thomaz, 2005).

A resistência à compressão é função do tempo. Contudo se as condições de cura não forem adequadas e a estrutura ficar submetida às condições de cura ao ar, a resistência não aumentará com tempo. A Figura 2-5 apresenta a influência da cura sobre a resistência do concreto. Porém, as diferenças no ganho de resistência dependem também do tipo de cimento utilizado, como mencionado anteriormente.

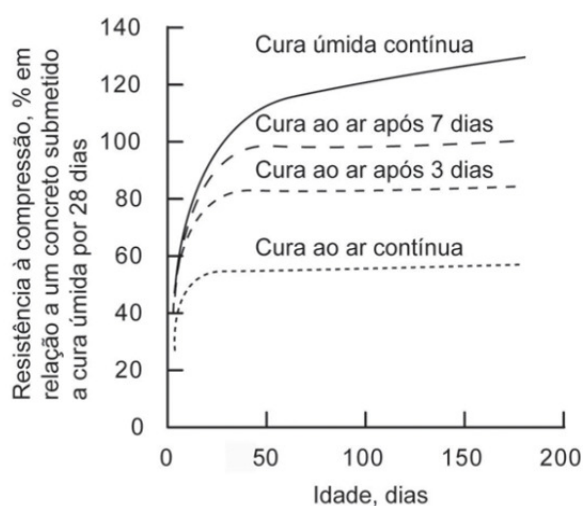


Figura 2-5 Influência das condições de cura sobre a resistência (Concrete Manual, 8th Ed., US. Bureau of Reclamation, 1981 apud Mehta & Monteiro, 2008)

As reações químicas do concreto quando submetido a baixas temperaturas se tornam muito lentas e abaixo de 0°C podem nem acontecer. Ao contrário, em temperaturas muito elevadas (acima de 40°C), as reações acontecem rapidamente, resultando em estrutura interna com menor número de cristais e sem entrelaçamento. Como consequência, o concreto apresenta maiores resistências iniciais. No entanto, as resistências finais são menores.

2.3.3. Parâmetros de ensaio

Os parâmetros de ensaio que podem influenciar o resultado da resistência à compressão são os parâmetros do corpo-de-prova e incluem: tamanho; geometria; condição dos topos e estado de umidade.

Alguns fatores dificultam o estabelecimento de uma relação numérica precisa com relação às dimensões dos corpos-de-prova para a mensuração da resistência. Um fator é o aumento significativo do atrito existente entre o prato da prensa e o corpo-de-prova, com o acréscimo nas dimensões do mesmo. Outro ponto é a necessidade de um equipamento que permita controlar os níveis de carga sem influenciar na dinâmica do rompimento, pois os níveis de carga podem se elevar a níveis nos quais não se pode garantir a indeformabilidade da prensa (Coutinho & Gonçalves, 1994).

Outro fator que altera a resistência à compressão é a relação altura/diâmetro do corpo-de-prova utilizado. Quanto maior esta relação, menor será a resistência do corpo-de-prova. A norma NBR 5739 (ABNT, 2007) recomenda a utilização de corpos-de-prova com relação altura/diâmetro de 2. Para os casos em que esta relação for menor, apresenta uma tabela para minoração dos resultados obtido. A Figura 2-6 apresenta a influência da relação altura/diâmetro na resistência à compressão.

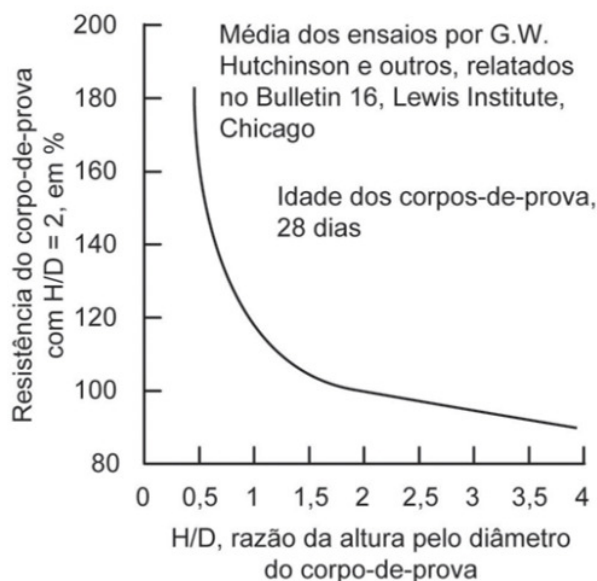


Figura 2-6 Influência da variação da razão altura/diâmetro na resistência do concreto (Concrete Manual, U.S. Bureau of Reclamation, 1975 apud Mehta & Monteiro, 2008)

A NBR 5739 (ABNT, 2007) recomenda que o ensaio de resistência à compressão seja realizado assim que os corpos-de-prova sejam retirados do seu local de cura, ou seja, na condição saturada. O ensaio de resistência à compressão nesta situação leva a menores resultados do que na condição seca ao ar. Mehta & Monteiro (2008) atribuem esta redução à pressão separadora gerada dentro da pasta de cimento.

A superfície do corpo-de-prova em contato com os pratos da prensa é irregular. Neste caso, surgem concentrações de tensões levando a uma diminuição na resistência à compressão. Esta redução é muito maior para concretos de alta resistência.

Para evitar esta redução, a NBR 5738 (ABNT, 2003) coloca a preparação das bases do corpo-de-prova antes da realização do ensaio como imprescindível, visando tornar as superfícies planas e perpendiculares ao eixo longitudinal deste. A norma estabelece ainda três formas para a obtenção dessa condição nas superfícies: regularização com pasta de cimento; retificação ou capeamento.

A partir do levantamento realizado neste item, construiu-se a Tabela 2-3, que apresenta um resumo dos fatores que afetam a resistência à compressão do concreto.

Tabela 2-3 Resumo dos fatores que afetam a resistência à compressão

Fatores	Característica	Como afetam a resistência
Cimento	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Maior Finura ▪ Maior teor de C₃S 	- Maior resistência inicial
Agregado	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Maior D_{máx.} ▪ Distribuição granulométrica adequada ▪ Textura áspera 	- Maior ou menor resistência ¹ - Menor porosidade - Maior resistência inicial
Aditivo	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Redutores de água ▪ Consumo elevado 	- Maiores resistências - Retardo de pega e menor resistência inicial
Relação a/c	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Maior a/c 	- Menor resistência
Teor de ar	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Maior teor de ar 	- Menor resistência
Cura	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Adequada 	- Maior resistência
Corpo-de-prova	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Maior dimensão do cp ▪ Maior relação h/d ▪ Maior teor de umidade ▪ Mau preparo dos topos 	- Menor resistência

1 – Depende da relação água/cimento e da tensão aplicada

2.4. RECEBIMENTO DO CONCRETO (NBR 12655) E A NBR 6118

A qualidade da execução de estruturas em concreto interfere no comportamento mecânico da obra e pode ser refletida em outros sistemas, como alvenaria, revestimento de piso, impermeabilizações e etc. Outro ponto importante são custos e prazos de execução do empreendimento, pois desaprumos, embarrigamentos e outras não conformidades geram atrasos de cronograma, além de desperdícios (Thomaz, 2005).

O concreto, por ser material de extrema importância no quesito de segurança da estrutura, deve ser submetido a rigoroso controle de qualidade. Devido a vários fatores que interferem em suas características, deve ser realizada uma seleção de materiais criteriosa, um estudo de dosagem adequado, controle durante a sua execução, assim como o controle das características do concreto endurecido (Bauer, 2000).

A NBR 12655 (ABNT, 2006) apresenta os critérios necessários para as fases de preparo e aceitação do concreto. Como requisitos básicos para o concreto, têm-se a composição e a seleção de materiais adequados que devem atender às exigências da norma para concreto fresco e endurecido. No item 5.2 da referida norma, também são apresentados requisitos e condições de durabilidade da construção, que classificam a estrutura em relação à agressividade ambiental, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2003), e à correspondente qualidade do concreto, limitando a relação água/cimento, teor de cloretos, entre outros.

A mesma norma ainda determina critérios para armazenamento, mistura e dosagem do concreto. Quando finalmente o concreto chega a uma obra, ele deve ser submetido a dois ensaios de controle de aceitação: o de consistência e o de resistência à compressão, que na verdade será realizado em idades posteriores. O ensaio de consistência é realizado no terço médio do caminhão betoneira e serve como uma aceitação preliminar do concreto. Deste mesmo concreto fresco é retirada uma amostra para aceitação definitiva ou não através do ensaio de resistência à compressão. A NBR 12655 (ABNT, 2006) estabelece os procedimentos para este controle e recebimento e aceitação do concreto.

O motivo da utilização da resistência à compressão do concreto como parâmetro principal de dosagem e controle de qualidade dos concretos deve-se à simplicidade do procedimento de moldagem dos corpos-de-prova e do ensaio de compressão axial. Outro fator que contribui é o fato de a resistência à compressão ser um parâmetro sensível às alterações de composição da mistura (Helene e Terzian, 1993).

A resistência do concreto é obtida a partir de corpos-de-prova curados sob condições pré-estabelecidas de temperatura e umidade - conforme NBR 5738 (ABNT, 2003) -, rompidos à idade de 28 dias. O concreto também pode ser ensaiado a idades inferiores, de 3 e 7 dias, por exemplo, para previsão, no caso de desforma rápida ou protensão.

A NBR 12655 (ABNT, 2006) estabelece a amostragem de dois corpos-de-prova da mesma amassada para cada idade de rompimento, os resultados obtidos devem ser utilizados para aceitação ou rejeição dos lotes de concreto.

Existem dois tipos de controle de resistência: o controle estatístico do concreto por amostragem parcial, onde são retirados exemplares de algumas betonadas de concreto, e o controle por amostragem total, quando todas amassadas de concreto são avaliadas por meio de exemplares.

Quando o controle for parcial, calcula-se o f_{ck} estimado (f_{ckest}) em função do número de exemplares do lote. Um exemplar é constituído de dois corpos-de-prova da mesma betonada, moldados no mesmo ato e o valor admitido como resistência à compressão do exemplar é o maior dos dois valores. Lotes com número de exemplares (n) entre 6 e 20 devem ser calculados de acordo com a Equação 2-2.

$$f_{ckest} = 2 \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m \quad (\text{Equação 2-2})$$

Onde:

f_{ckest} – valor estimado da resistência característica

$m = n/2$. Despreza-se o valor mais alto de n , se for ímpar

f_1, f_2, \dots, f_m valores das resistências dos exemplares, em ordem crescente

n = número de exemplares

Não se deve tomar para f_{ckest} valores inferiores a $\Psi_6.f_1$, adotando-se para Ψ_6 os valores da tabela 8 da NBR 12655 (ABNT, 2006), em função da condição de preparo do concreto e do número de exemplares da amostra, admitindo-se interpolação linear.

Para lotes com número de exemplares maiores do que 20, utiliza-se a Equação 2-3.

$$f_{ckest} = f_{cm} - 1,65s_d \quad (\text{Equação 2-3})$$

Onde:

f_{cm} é a resistência média dos exemplares do lote, em megapascals;

s_d é o desvio padrão da amostra de n elementos, calculado com um grau de liberdade a menos $[(n-1)$ no denominador da fórmula], em megapascals.

No controle por amostragem total o valor estimado da resistência característica é dado por:

a) Para $n \leq 20$, $f_{ckest} = f_1$; (Equação 2-4)

b) Para $n > 20$, $f_{ckest} = f_{ij}$ (Equação 2-5)

Onde:

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

O valor de 0,05 refere-se ao percentual de probabilidade proveniente da definição de f_{ck} , ou seja, 5% dos exemplares.

Os lotes de concreto serão aceitos, quando o valor estimado da resistência característica, calculado de acordo com o tipo de controle e número de exemplares, for maior que a resistência característica (f_{ck}).

O concreto deve ser recebido desde que atendidas todas as condições estabelecidas na NBR 12655 (ABNT, 2006). Nos casos em que existir não-conformidades, devem ser obedecidos os critérios estabelecidos na NBR 6118 (ABNT, 2003).

A NBR 6118 (ABNT, 2003) apresenta como ações corretivas a serem adotadas no caso de não conformidades:

- a) Revisão do projeto para determinar se a estrutura pode ser aceita no todo ou em parte, considerando os valores obtidos nos ensaios
- b) Em caso negativo, devem ser extraídos e ensaiados testemunhos conforme NBR 7680, se houver também deficiência de resistência do concreto cujos resultados devem ser avaliados de acordo com a NBR 12655, procedendo-se a seguir nova verificação da estrutura visando sua aceitação
- c) Não sendo finalmente eliminada a não conformidade, decide-se por uma das três opções: determinar as restrições de uso da estrutura; providenciar projeto de reforço ou decidir pela demolição parcial ou total. Existem casos em que se pode realizar a prova de carga, desde que não haja risco de ruptura frágil.

2.5. AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MEDIANTE EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS

A extração de testemunhos é recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2003) para verificar a resistência de estruturas de concreto que apresentam não-conformidade. Porém, Cánovas (1988) também recomenda a utilização da extração de testemunhos para os seguintes casos:

- Mudança de uso da estrutura, resultando em maiores solicitações desta;
- Comportamento deficiente de uma estrutura em serviço (ex: fissuras e deformações excessivas);
- Determinação da capacidade residual de uma estrutura submetida a incêndio, sobrecarga não prevista, impacto acidental, etc.

A extração de testemunhos consiste em retirar amostras de concreto da estrutura para mensurar a resistência à compressão do mesmo. Os testemunhos são, geralmente, cilíndricos e são retirados por meio de extratoras rotativas com coroa diamantada, sob refrigeração de água. A habilidade do operador é de extrema importância, a fim de minimizar os danos causados ao testemunho pela vibração do equipamento (Castro, 2009).

Geralmente as resistências dos testemunhos obtidas no ensaio de resistência à compressão (resistência efetiva) são inferiores àquelas obtida pelos corpos-de-prova cilíndricos moldados e curados normalmente (resistência potencial). Algumas razões para esta redução da resistência são as condições de transporte, lançamento, microfissuras geradas durante o processo de extração, entre outras.

Devido à diferença da resistência à compressão obtida por testemunhos de concreto (resistência efetiva) e a resistência potencial, a NBR 6118 (ABNT, 2003) permite dividir o coeficiente de ponderação do concreto (γ_c) por 1,1, o que equivale a multiplicar os resultados obtidos por 1,10.

O ACI 214 4R-2003 (apud Vieira Filho, 2007) recomenda que o resultado da resistência à compressão obtida no rompimento do testemunho deva ser majorado pelo coeficiente de 1,06. Vieira Filho (2007), em sua pesquisa, obteve um valor para o coeficiente de correção dos efeitos de broqueamento de 1,07, muito próximo ao recomendado pelo ACI.

Os testemunhos extraídos não devem conter materiais estranhos ao concreto, como pedaços de madeira e barras de aço. Testemunhos que contenham barras de aço serão aceitos se estas barras de aço estiverem na direção ortogonal, variando de 70° a 110° ao seu eixo, e cuja área da seção não ultrapasse 4% da área da seção transversal do testemunho (NBR 7680, 2007).

O local da extração é de extrema importância, principalmente em elementos verticais como pilares, cortinas, paredes diafragmas, devido a fenômenos como o de segregação e exsudação do concreto. Nas regiões mais altas pode-se chegar a uma redução de 20% da resistência quando comparada às partes mais baixas. A NBR 7680 (ABNT, 2007) recomenda, nesses casos, que a extração seja realizada a uma distância de 30 cm abaixo da superfície de concretagem.

O diâmetro mínimo permitido pela norma brasileira NBR 7680 (ABNT, 2007) é de três vezes maior que a dimensão nominal do agregado graúdo e preferencialmente superior a 100 mm. Porém, há casos em que não é possível retirar amostras com o diâmetro estabelecido em norma devido a riscos para a estrutura, espaçamento entre barras muito pequeno, e também, por questões estéticas.

Os diâmetros reduzidos mais utilizados são os de 75 mm, 50 mm e até de 25 mm. A desvantagem de se trabalhar com testemunhos de dimensões pequenas é que os mesmos apresentam maior variabilidade que os padronizados. Logo, quando se utiliza diâmetros menores, como o de 50 mm, a quantidade de testemunhos extraídos deve ser 3 vezes maior (Neville, 1997).

Da Silva et al. (2008) confirmaram a afirmação acima, obtendo um aumento do coeficiente de variação com a diminuição do diâmetro do testemunho, além de uma diminuição na média da resistência para os diâmetros menores. Os diâmetros utilizados na pesquisa foram os seguintes: 25 mm, 32 mm, 50 mm, 100 mm e 150 mm.

Vieira Filho (2007) também chegou a resultados semelhantes aos mencionados anteriormente. Em sua pesquisa ele utilizou testemunhos nos diâmetros de 15 cm, 10 cm, 7,5 cm, 5,0 cm e 2,5 cm e a conclusão a que o autor chegou foi que a variabilidade do ensaio aumenta com a diminuição do testemunho. Ele obteve, porém, boas correlações estatísticas, permitindo a utilização dos testemunhos de diâmetro reduzido (7,5 mm, 5,0 cm e 2,5 cm) na avaliação de estruturas.

A norma de Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto - NBR 7680 (ABNT, 2007) - determina que a amostragem possa ser definida de acordo com os lotes da concretagem ou em função da importância dos elementos que compõem a estrutura. Caso não seja possível a separação em lotes, a norma recomenda a utilização de ensaios não destrutivos realizados paralelamente.

Uma dificuldade encontrada atualmente para a utilização da extração de testemunhos em estruturas é a presença elevada de barras de armadura. Em alguns casos é possível a utilização de testemunhos de diâmetro reduzido, entretanto, como mostrado anteriormente, é necessário uma maior quantidade de ensaios. Esta maior quantidade de testemunhos pode se tornar inviável do ponto de vista de estabilidade da estrutura.

Para evitar danos à estrutura, uma opção é trabalhar com uma combinação da extração de testemunhos e dos ensaios não destrutivos, pois os mesmos oferecem condições para realizar o controle de qualidade do concreto em obra. Outra vantagem seria uma possível diminuição de custos na avaliação do concreto *in loco*.

2.6. ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

O controle de qualidade do concreto, que geralmente é realizado por meio dos ensaios de resistência à compressão de amostras dos caminhões betoneiras, não apresenta a real situação da estrutura. O resultado obtido, nesse caso, é a resistência potencial do concreto, enquanto que o concreto da estrutura apresenta características diferenciadas (resistência real), devido ao lançamento, compactação e cura, entre outras.

Os ensaios não destrutivos são utilizados com a finalidade de avaliar o concreto aplicado nas estruturas com o intuito de dirimir dúvidas à respeito do controle tecnológico do concreto, bem como avaliar a capacidade de estruturas antigas em resistir às solicitações. O termo não destrutivo deve-se ao fato de permitir a análise dos materiais a partir das condições internas ou superficiais, sem a destruição da peça sob análise (Bauer, 2000).

Segundo o ACI 228.2R (1998), os métodos de ensaios não destrutivos podem ser utilizados para: controle de qualidade de construções novas, detecção de problemas em obras novas, avaliação do concreto antigo para reabilitação do edifício e assegurar a qualidade de reparos com concreto.

Os ensaios não destrutivos, além de avaliar a resistência do concreto, podem ser utilizados para determinar informações importantes, como dimensões das peças, localização de fissuras, grau de adensamento, presença de vazios, localização e diâmetro das barras de aço, corrosão na armadura, extensão de danos devido a congelamento, fogo ou exposição química.

A Tabela 2-4 apresenta alguns ensaios não destrutivos utilizados para avaliar a resistência do concreto em obra, com uma breve descrição do princípio do método, normas existentes e precisão. Nota-se que a maioria dos ensaios tem precisão de ± 15 a 20%.

Tabela 2-4 Alguns ensaios não destrutivos para avaliação da resistência do concreto *in loco*

Ensaio	Princípio	Norma	Precisão
Esclerometria	Impactar uma superfície de concreto com energia constante e medir o rebote da massa padrão.	NBR 7584 ASTM C805 BS 1881: Parte 202	± 15 a 20% em laboratório $\pm 25\%$ em estruturas de concreto (Malhotra e Carino, 2004)
Ultrassom	Mede o tempo que uma onda demora para percorrer uma certa distância	NBR 8802 NM 58 ASTM C597 BS 1881: Parte 203	$\pm 20\%$ em laboratório (Popovics, 2001 apud Evangelista, 2002)
Penetração de pino	Disparo, à pólvora, de um pino contra o concreto e mede-se o comprimento exposto do pino.	ASTM C803 BS 1881: Parte 207	± 15 a 20% (Malhotra (1984, apud Evangelista, 2002)
Ensaio de arrancamento	Mede a força necessária para arrancar uma peça metálica de dentro do concreto.	ASTM C900 BS1881: Parte 207	$\pm 15\%$ (BS 1881:Part 201, 1986)
Método da maturidade	Mede-se o tempo e a temperatura de cura	ASTM C1074 BS 1881: Parte 201	---
Método da fratura interna	Mede-se a força necessária para arrancar um parafuso de fixação, instalado com o concreto endurecido.	BS 1881: Parte 207	$\pm 30\%$ (Chabowski e Bryden-Smith, 1980 apud Carino, 1997)

A seguir serão apresentados os métodos não destrutivos mais utilizados para avaliação da resistência do concreto *in loco*: ultrassom; esclerometria e ensaio de arrancamento. O ensaio de penetração de pino, por ser o principal objetivo deste estudo será discutido no item seguinte.

Dentro dos ensaios apresentados, os mais práticos de utilização dentro dos canteiros de obra e capazes de fornecer informações para avaliação das estruturas de concreto são o ensaio de esclerometria e penetração de pino. Os equipamentos são simples e os resultados imediatos.

O ensaio de ultrassom é influenciado pela armadura. Esta, por sua vez, se torna mais densa, devido a projetos cada vez mais carregados, tornando difícil a aplicação do ensaio de propagação de onda ultrassônica em campo. Já os ensaios de maturidade e arrancamento precisam ser planejados, o que dificulta a sua utilização quando da não conformidade dos concretos aplicados em estruturas.

A Tabela 2-5 apresenta de forma resumida algumas características dos ensaios não destrutivos para avaliação da resistência do concreto segundo Bungey & Millard (1996).

Tabela 2-5 Ensaio de resistência – méritos relativos (Bungey & Millard, 1996)

	Ensaio	Custo	Velocidade do ensaio	Dano	Representatividade	Confiabilidade das correlações com resistência
Aplicações gerais	Extração de testemunhos	Alto	Lenta	Moderado	Moderada	Boa
	Pull-out e Resistência à penetração	Moderado	Rápida	Pequeno	Próximo da superfície	Moderada
	Pull-off e Break-off	Moderado	Moderada	Pequeno	Próximo da superfície	Moderada
	Fratura Interna	Baixo	Rápida	Pequeno	Próximo da superfície	Moderada
Avaliação comparativa	Ultrassom	Baixo	Rápido	Nenhum	Boa	Ruim
	Esclerometria	Muito baixo	Rápida	Improvável	Superficial	Ruim
Desenvolvimento da resistência	Maturidade	Moderado	-	Muito pequeno	Boa	Moderada
	Temperatura de cura	Alto	-	Muito pequeno	Boa	Boa

2.6.1. Método da velocidade de propagação da onda ultrassônica

A determinação da velocidade de propagação da onda ultrassônica é o método de ensaio não destrutivo mais antigo para avaliar a resistência do concreto. O método se baseia no tempo que uma onda longitudinal leva para percorrer um comprimento conhecido, em função da densidade e do módulo de deformação do concreto. Trata-se de um ensaio simples, barato e de fácil operação, além de não causar nenhum dano à estrutura.

O ensaio consiste em mensurar o tempo que a onda ultrassônica leva para atravessar o concreto, entre o transmissor e o receptor (Figura 2-7). A velocidade é obtida pela distância entre os transdutores dividida pelo tempo de propagação. As frequências de onda normalmente utilizadas são de 20 kHz a 150 kHz e o tempo de percurso é medido de forma eletrônica (Mehta & Monteiro, 2008).



Figura 2-7 Ensaio da velocidade de propagação da onda ultrassônica (<http://www.cmhtest.co.uk/products/pundit.html>)

De acordo com Popovics (2001 apud Evangelista, 2002), o ensaio de ultrassom permite estimar a resistência do concreto com uma precisão de $\pm 20\%$, quando realizado em laboratório. Em campo este valor pode ser ainda maior.

2.6.2. Ensaio de arrancamento

O ensaio de arrancamento ou “pullout test”, como também é conhecido, consiste em arrancar um elemento metálico inserido no concreto ainda fresco. A força necessária para arrancar a peça é medida com o auxílio de um dinamômetro. A extração do elemento de aço é acompanhada de um cone de concreto, danificando a superfície da peça, que deve ser reparada após o ensaio (Mehta & Monteiro, 2008). A Figura 2-8 ilustra o ensaio descrito.

De acordo com Malhotra apud Neville (1997), o ensaio de arrancamento é melhor que os ensaios com esclerômetro e de penetração, pois abrange um volume maior de concreto. Caso o objetivo do ensaio seja o de verificar se o concreto atingiu uma certa resistência, o ensaio não precisa ser levado até a ruptura da superfície, podendo-se interromper o ensaio após a obtenção da força previamente determinada pela curva de correlação, relacionada com a resistência necessária.

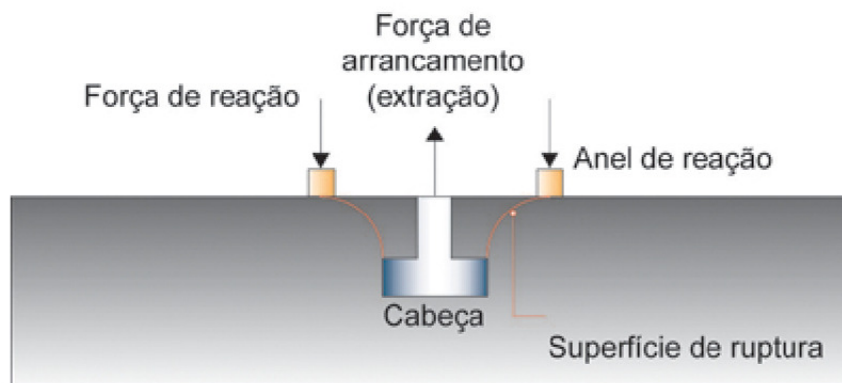


Figura 2-8 Ensaio de arrancamento (Mehta & Monteiro, 2008)

Segundo Stone & Carino apud ACI 437R (1997), o ensaio mede uma força estática e não existe um consenso sobre qual força é obtida no ensaio. Deve-se, então, obter curvas de correlação com a resistência à compressão para utilização deste ensaio. Assim como para os demais ensaios não destrutivos, a correlação é válida apenas para concretos com as mesmas propriedades e materiais utilizados na obtenção da curva de correlação.

Mehta & Monteiro (2008) afirmam que o ensaio de arrancamento é excelente para determinar o desenvolvimento da resistência do concreto nas primeiras idades, além de ser simples e rápido. A desvantagem do método é a de que o mesmo deve ser planejado com antecedência, pois o elemento metálico deve ser inserido durante a concretagem.

Segundo a norma britânica BS 1881:Part 201 (1986, apud Evangelista, 2002), a precisão do ensaio de arrancamento para estimar a resistência à compressão do concreto é $\pm 15\%$.

2.6.3. Ensaio esclerométrico

O ensaio esclerométrico foi idealizado em 1948 por Ernst Schmidt, sendo conhecido também por esclerômetro de Schmidt. O princípio do ensaio consiste em impactar, sobre a superfície do concreto, uma massa elástica, com uma dada energia. O rebote ou reflexão desta massa padrão fornece a dureza superficial, denominada índice esclerométrico. A Figura 2-9 ilustra a forma de operação do esclerômetro de reflexão, que deve sempre estar na direção normal à superfície ensaiada.

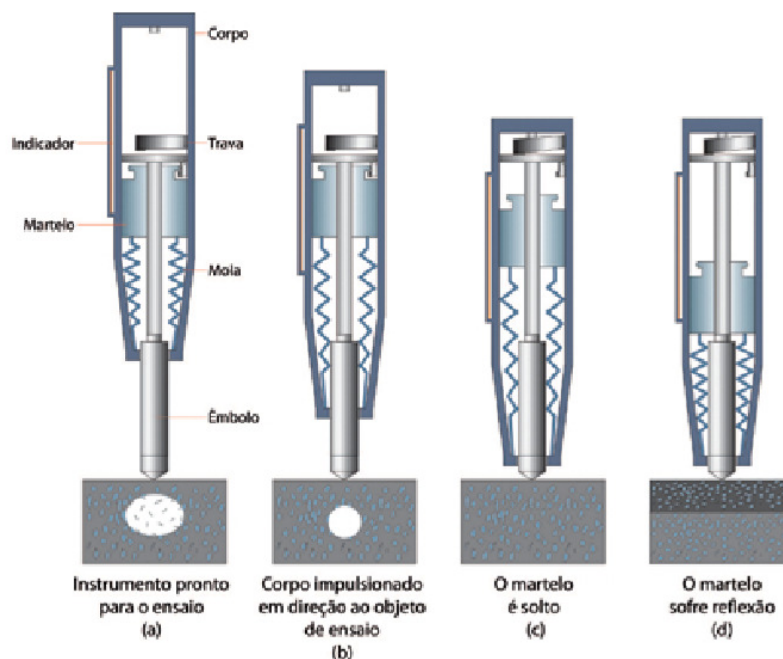


Figura 2-9 Diagrama de operação do esclerômetro de reflexão (Mehta & Monteiro, 2008)

No Brasil, este ensaio é normalizado pela NBR 7584 (ABNT, 1995) que determina a área do ensaio: de 90 x 90 mm a 200 x 200 mm; devendo ser efetuados de 9 a 16 impactos distantes entre si de 30 mm. Para o cálculo do índice esclerométrico, utiliza-se a média dos impactos realizados em uma área de ensaio e desprezam-se os índices esclerométricos afastados mais do que 10% da média.

De acordo com Malhotra & Carino (2004), apesar de o ensaio de esclerometria obter a dureza superficial do concreto e não apresentar relação teórica com a resistência à compressão do concreto, o mesmo pode ser utilizado para obter curvas de correlação com a resistência, dentro de certos limites.

A NBR 7584 (ABNT, 1995) estabelece como campo de aplicação do ensaio os seguintes casos: verificar a homogeneidade do concreto; comparar peças de concreto, tendo para isso um referencial, e estimar a resistência à compressão do concreto, desde que obtida uma curva de correlação confiável e o concreto fabricado com materiais locais.

De acordo com Mehta & Monteiro (2008), o método é de uso simples, permitindo avaliar o concreto endurecido *in loco* de forma rápida e barata. Os seguintes parâmetros influenciam os resultados:

- **Dosagem do concreto:** o tipo e a quantidade de agregado alteram o resultado. No caso de se utilizar o ensaio para comparar a uniformidade do concreto, este fator não é relevante. No entanto, para se estabelecer curvas de correlação entre o índice esclerométrico e a resistência, este fator é crítico, devendo-se identificar o agregado e obter uma curva de correlação para o mesmo.
- **Idade e tipo de cura:** para períodos de tempo longos, existe diferença na relação entre índice esclerométrico e resistência. No caso de cura térmica, deve ser feita uma calibração especial.
- **Uniformidade da superfície:** o ensaio deve ser realizado em superfície lisa e bem compactada. O método não deve ser utilizado em superfícies irregulares ou com agregado exposto.
- **Condição de umidade:** quanto maior a umidade da superfície, menor será o índice esclerométrico obtido, afetando a curva de calibração do equipamento.
- **Carbonatação superficial:** o carbonato de cálcio proveniente da carbonatação superficial é um composto rígido que pode aumentar o índice esclerométrico. No caso de avaliações em estruturas mais antigas, recomenda-se retirar a camada superficial do concreto para realização do ensaio, comparando-se com o resultado obtido na superfície original.
- **Rigidez do elemento:** a rigidez da peça a ser submetida ao ensaio deve ser elevada o suficiente para evitar vibrações durante o impacto da massa. Se houver vibração, o valor do índice de reflexão será menor, comprometendo o ensaio.
- **Localização do êmbolo:** caso o impacto ocorra sobre um agregado rígido ou barra de armadura, o resultado obtido é extremamente elevado e incorreto. Caso o êmbolo seja projetado sobre um vazio ou sobre um agregado mole, o valor do índice esclerométrico será muito baixo.

A Figura 2-10 apresenta os resultados obtidos por Câmara (2006) ao variar a umidade do concreto ensaiado. Como esperado, obteve-se menores índices esclerométricos para os corpos-de-prova úmidos (ECH L-25b) quando comparados com os corpos-de-prova curados ao ar (ECH L-25a).

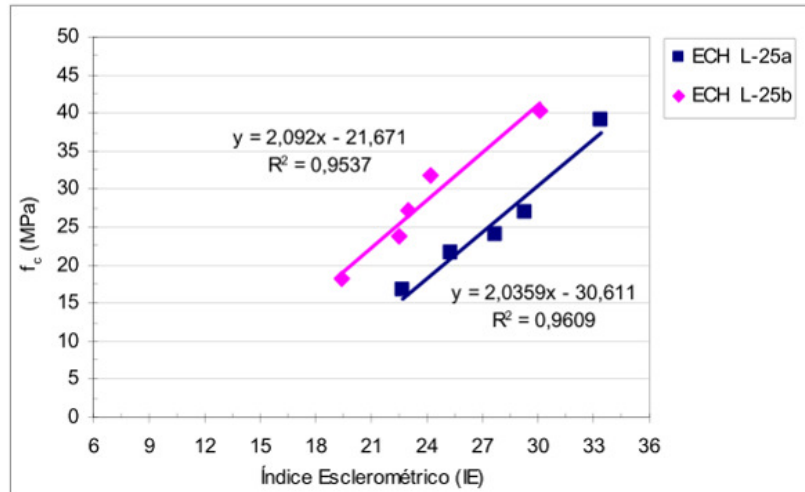


Figura 2-10 Influência do teor de umidade no ensaio de esclerometria para concreto 25 MPa (Câmara, 2006)

A direção do equipamento, em relação à horizontal, também interfere no índice esclerométrico obtido devido à ação da gravidade sobre a massa do equipamento. Deste modo, deve ser feita a correção da leitura conforme a inclinação utilizada do esclerômetro (Bauer, 2000).

Uma consideração importante com relação ao ensaio é que o índice esclerométrico obtido avalia apenas uma profundidade de 20 mm do concreto, quando utilizado esclerômetro com energia de percussão por volta de 2,25 N.m (NBR 7584, 1995).

Malhotra & Carino (2004) afirmam que a precisão do ensaio esclerométrico, na estimativa da resistência à compressão do concreto, é em torno de $\pm 15\%$ a $\pm 20\%$ para corpos-de-prova moldados, curados e testados sob condições de laboratório e com equipamento devidamente calibrado. Entretanto, a precisão provável para estimar a resistência das estruturas é de $\pm 25\%$.

Machado, M. (2005) obteve, para o ensaio de esclerometria, um coeficiente de variação de 3,1% e, na estimativa da resistência do concreto, uma precisão de 7,9%.

2.7. ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO

O ensaio de penetração de pino foi desenvolvido na década de 60 nos Estados Unidos, com o intuito de correlacionar a resistência à compressão do concreto com a profundidade de penetração de um pino ou parafuso, quando disparados por uma pistola (Gonçalves, 1986 apud Evangelista, 2002).

O ensaio de penetração de pino pode ser utilizado para estimar a resistência à compressão do concreto a partir de curvas de correlação, para verificar a homogeneidade do concreto e, também, para determinar quando a forma da estrutura pode ser retirada, pois a penetração pode ser realizada sobre a mesma. A Figura 2-11 ilustra a realização do ensaio de penetração de pino.



Figura 2-11 Execução do ensaio de penetração de pino

O método consiste no disparo de um pino de elevada dureza contra uma peça de concreto. Para isso utiliza-se uma pistola ativada à base de pólvora (pistola finca-pino). O princípio deste ensaio é de que a energia cinética inicial do pino é parcialmente absorvida pelo concreto, outra parte na fratura e no atrito entre o pino e o concreto e o restante é liberado na forma de calor.

Conhecendo-se o comprimento total do pino, obtêm-se o comprimento cravado do mesmo. A partir de curvas de correlação, é possível obter a resistência do concreto, que é inversamente proporcional à penetração do pino.

O método americano, conhecido como Windsor Probe, usualmente utiliza pinos de 6,35 mm de diâmetro e 79,5 mm de comprimento. Para concreto leves utiliza-se pinos mais largos, de 7,94 mm de diâmetro (Bungey & Millard, 1996).

No Brasil, o ensaio foi adaptado por Vieira (1978), utilizando a pistola da marca Walsywa, pinos lisos de aço com 55 mm de comprimento e bitola de ¼ de polegada e cartuchos da marca CBC, também conhecidos como fincapinos, como mostrado na Figura 2-12. O autor recomenda a realização de 5 penetrações em uma área de 30x30 cm². Vale ressaltar que não existe norma brasileira para este ensaio.



Figura 2-12 Equipamento utilizado no ensaio de penetração de pino

Tanto a norma norte-americana ASTM C803 (2003) como a britânica BS 1881: Part 201 (1986, apud Evangelista, 2002) relatam que o método é influenciado tanto pela resistência do concreto como pelo tipo de agregado graúdo utilizado. A norma britânica afirma que o ensaio não é sensível a fatores como teor de umidade, tipo de cimento e cura do concreto.

Algumas vantagens deste método são: a maior profundidade da análise do concreto em relação ao ensaio de esclerometria, realização do disparo sobre a forma de madeira, simplicidade e velocidade de execução. Contudo, o custo do ensaio é mais elevado quando comparado ao ensaio de esclerometria.

Para execução do ensaio é preciso o acesso a pelo menos uma face da peça a ser ensaiada. Sempre devem ser utilizados os equipamentos de segurança necessários e, quando o ensaio for realizado em concreto armado, deve-se evitar as barras de aço (BS 1881: Part 201 apud Machado, A., 2005). Apesar de ser considerado um método não destrutivo, o ensaio de penetração de pino resulta em pequeno dano na superfície do concreto, que necessita reparação posterior.

Malhotra (1984, apud Evangelista, 2002) afirma que o ensaio de penetração de pino, em geral, apresenta coeficientes de variação em torno de 6% a 10% e a resistência à compressão do concreto pode ser estimada com uma precisão que varia de $\pm 15\%$ a $\pm 20\%$, desde que os corpos-de-prova sejam submetidos aos mesmos procedimentos utilizados para obtenção da curva de correlação.

Machado, M., (2005), em seu trabalho de correlação da resistência à compressão com ensaios não destrutivos, obteve, para o ensaio de penetração de pino com equipamento brasileiro, um coeficiente de variação médio de 8%. Pinto & Baggio (2004) obtiveram uma variação de 6,8%, mais próxima dos 5%, estabelecidos pelo ACI 228.1R (2003 apud Câmara, 2006) para o equipamento normalizado nos Estados Unidos.

Na pesquisa realizada por Pinto & Dutra (2005), os coeficientes de variação obtidos ao variar a distância entre penetrações de 5 cm e 10 cm foi de 14,71% e 9,26%, respectivamente. A conclusão obtida neste estudo foi que a distância de 5 cm entre penetração não é recomendada.

Alguns fatores alteram a resistência à penetração do concreto, dentre eles destaca-se o tipo e teor do agregado. Na Figura 2-13 pode ser visto que, para uma mesma resistência à compressão do concreto, obtêm-se diferentes comprimentos expostos dos pinos para um concreto com agregado mole (menor dureza em Mohs) e outro com agregado duro. No caso do concreto com agregado mole, o comprimento do pino cravado é maior que o do concreto com agregado duro.

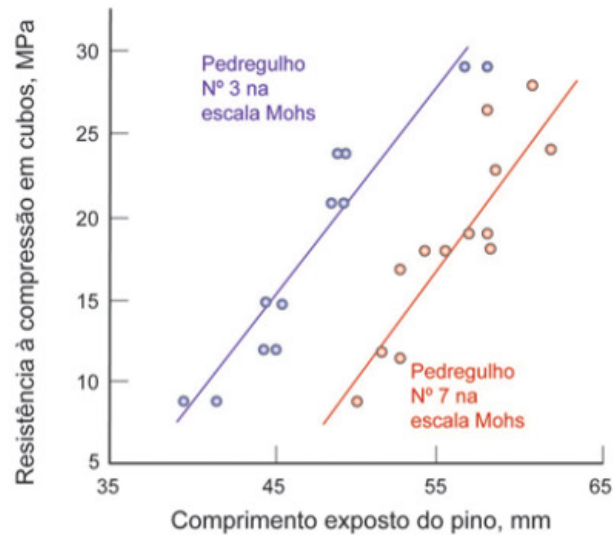


Figura 2-13 - Resistência à compressão em função do comprimento exposto do pino (Mehta & Monteiro, 2008)

A Tabela 2-6 apresenta os fatores levantados por Evangelista (2002) que influenciam o resultado do ensaio de penetração de pino. Na mesma tabela se inclui os resultados obtidos pela autora da mesma.

Tabela 2-6 Fatores que influenciam os resultados do ensaio de penetração de pino (modificada - Evangelista, 2002)

Autor	Tipo de agregado	D_{máx} do agregado	Tipo de cimento	Carga da pólvora
ACI 228 (1989)	x	-	-	-
BS 1881: Part 207 (1992)	x	-	-	-
Bungey (1989)	x	-	-	-
Jenkins (1985)	-	-	-	x
Yun et AL (1988)	-	x	-	x
ASTM C803 (2003)	x	-	-	-
Evangelista (2002)	-	x	x	-

Em seus estudos, Evangelista (2002) não conseguiu realizar os ensaios de penetração de pino em concretos com argila expandida, pois os pinos penetravam por completo, não fornecendo resistência suficiente à penetração do pino. Evangelista também avaliou outros dois tipos de agregados graúdos (brita de gnaiss e de traquito), porém desta vez não detectou diferença no resultado do ensaio. O mesmo estudo permitiu concluir que o ensaio de penetração de pino é influenciado pela dimensão máxima do agregado (9,5 mm e 19 mm) e pelo tipo de cimento, no caso CP III 32 e CP V.

Os resultados obtidos por Evangelista (2002) diferem da norma BS 1881: Part 201 (1986 apud Machado, A., 2005) que coloca que o ensaio é influenciado, principalmente, pelo tipo de agregado, porém não depende do teor de umidade, do tipo de cimento e da cura do concreto. A ASTM C 803M (2003) relata que o tipo de forma utilizado, de madeira ou aço, pode alterar o resultado do ensaio. O tipo de acabamento também pode alterar o ensaio. Em superfícies que recebem o acabamento com a colher de pedreiro, a camada superficial se torna mais dura, podendo causar uma menor penetração, assim como uma maior dispersão dos resultados (ACI 228 1R-89, 1988 apud Machado, A.,2005).

Pinto et al (2004) em seus estudos não obtiveram diferença no ensaio de penetração de pino ao variar o tipo de cura: úmida ou ao ar, como mostra a Figura 2-14.

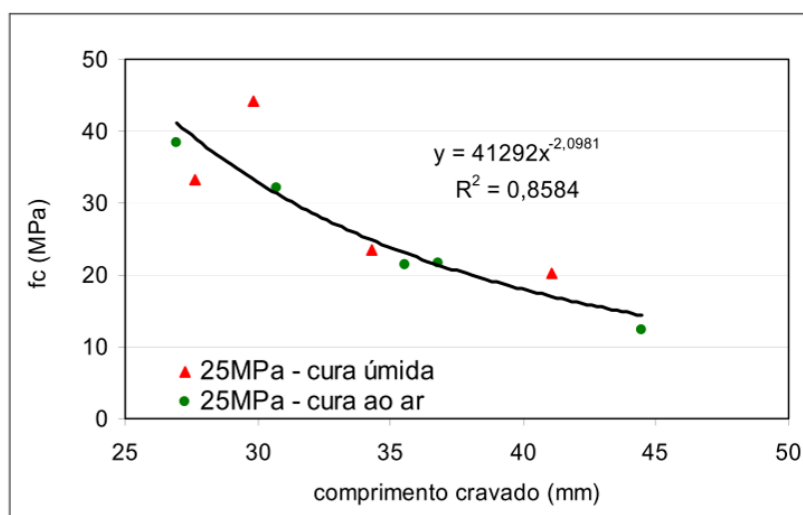
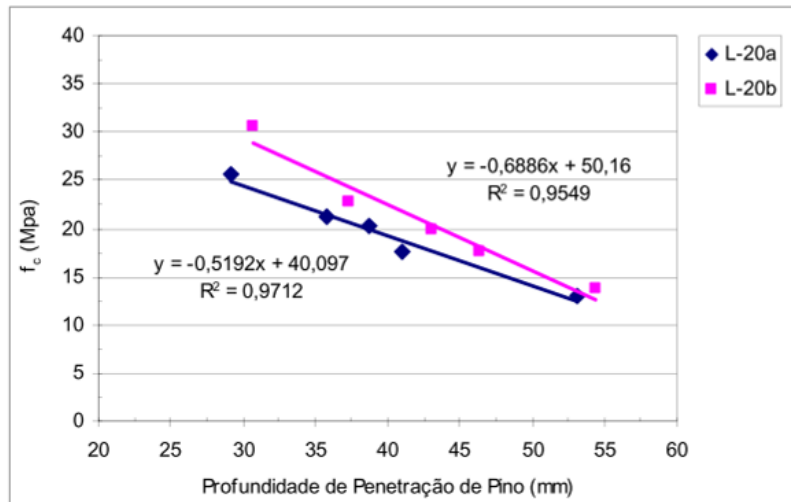


Figura 2-14 Influência da umidade no ensaio de penetração de pino (Pinto et al, 2004)

Em contrapartida, Câmara (2006) obteve resultados divergentes da bibliografia com relação à umidade dos concretos. Os corpos-de-prova submetidos à cura úmida (L-20b) e ensaiados úmidos apresentaram maiores valores de penetração de pino quando comparados com os corpos-de-prova curados ao ar (L-20a), como mostra a Figura 2-15.



Legenda:

L-20a - corpos-de-prova curados ao ar

L-20b - corpos-de-prova submetidos à cura úmida

Figura 2-15 Influência da umidade no ensaio de penetração de pino, concreto 20 MPa (Câmara, 2006)

Para garantir um resultado confiável, a energia envolvida no processo não deve variar. Em função disto, a norma ASTM C 803M (2003) estabelece que o equipamento utilizado deva ser submetido ao teste de balística, onde são realizados 10 disparos e a velocidade inicial do pino deve ter um coeficiente de variação inferior a 3%.

Pinto & Baggio (2004) avaliaram a variação da massa dos cartuchos antes e após a sua utilização e concluíram que esta variável não é uma fonte relevante de variabilidade nos resultados do ensaio de penetração de pino. Neste mesmo estudo, os autores alcançaram um coeficiente de variação de 8%, próximo do valor de 5% admitido para o equipamento normatizado, no caso a pistola americana Windsor. Outra conclusão foi que os resultados obtidos para a penetração de pino seguem uma distribuição normal.

A potência da pistola pode ser diminuída para concretos com resistências menores. Isto pode ser feito de duas formas: diminuindo a carga de pólvora do cartucho e/ou variando a posição do pino dentro do cano da pistola (ASTM C803, 2003).

No Windsor Probe Test são utilizados dois tipos de carga: baixa e padrão. A carga padrão é recomendada para concretos com resistência à compressão superior a 19,4 MPa. Quando a resistência do concreto for desconhecida, primeiro deve-se utilizar a carga baixa. Caso o pino não fixe no concreto, adota-se a carga padrão. A carga do cartucho utilizada é sempre a mesma. O que é modificado para obter a carga baixa é a posição do pino dentro da pistola. Para a carga padrão, utiliza-se o cartucho encostado na cabeça do pino e, no caso da carga baixa, o pino deve ser posicionado a uma distância de 2,5 polegadas da entrada da alma da pistola (Machado, A., 2005, p.78).

O estudo realizado por Machado, A., (2005) buscou avaliar a influência do tipo de pino e da potência do cartucho utilizados no ensaio de penetração de pino. Para isso foram utilizados dois tipos de pinos (liso e com rosca) e dois tipos de cartucho, um curto e outro longo. Os ensaios foram realizados com todas as combinações possíveis de carga e pino: pino liso e cartucho curto (LC); pino liso com cartucho longo (LL); pino com rosca e cartucho curto (RC) e pino com rosca e cartucho longo (RL).

O resultado obtido indica diferença entre o tipo de pino e o tipo de cartucho utilizados, como pode ser visto na Figura 2-16. Entretanto, no caso da carga longa não houve diferença significativa ao variar o tipo de pino – liso e com rosca. De acordo com os resultados obtidos, pode-se dizer que para potência alta (cartucho longo) o tipo de pino não interfere nos resultados, porém para potência baixa (cartucho curto) o tipo de pino influi na penetração de pino obtida.

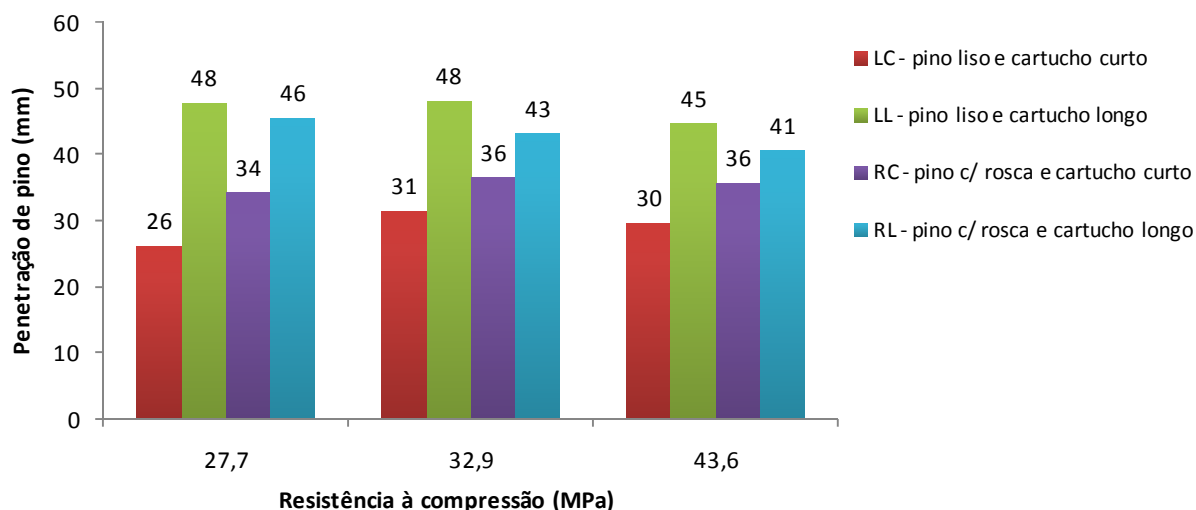


Figura 2-16 Penetração de pino devido ao tipo de pino e a carga utilizada obtidos por Machado, A., (2005)

A Tabela 2-7 apresenta um resumo dos trabalhos realizados nos últimos dez anos sobre o ensaio de penetração de pino. Observa-se uma diversidade dos objetivos de cada estudo, porém, apenas Evangelista (2002) estudou algumas variáveis da composição do concreto. Verifica-se que o número de repetições para avaliação do ensaio variou de 3 a 36 penetrações e o corpo-de-prova utilizado para o ensaio de penetração de pino foi de formato prismático ou laje.

Tabela 2-7 Quadro resumo dos trabalhos realizados sobre o ensaio de penetração de pino.

Autor	Objetivo	CP's (cm)	Idades (dias)	Nº de penetrações e distância	Variáveis dependentes
Evangelista (2002)	Avaliar a variação: cimento, agregado (tipo e tamanho) e relação a/c e obter curvas de correlação	Prismático 20x20x60	3,7,14,28, 90	5 pinos espaçados em 10 cm	resistência , penetração
Pinto & Baggio (2004)	Avaliar a variabilidade do ensaio brasileiro de penetração de pino.	Laje 70x70x15 e Laje 110x60x15	2, 5, 9 e 28	36 pinos espaçados em 10 cm; 25 pinos espaçados em 10 cm	resistência, penetração
Pinto et al (2004)	Obter curvas de correlação.	Prismático 15x20x60 e Laje 70x70x15	3, 7, 14, 28 e 96	5 pinos no prisma e 5 pinos na laje espaçados em 10 cm.	resistência, penetração
Pinto & Dutra (2005)	Estudar o efeito da distância entre cravações e a umidade superficial.	Laje 120x80x15 e Laje 80x60x15	6, 15 e 30	15 pinos para cada distância (5,10 e 15 cm). 28 pinos para cada umidade distância de 10 cm.	resistência, penetração
Machado, M. (2005)	Obter curvas de correlação.	Prismático 20x20x72, 5	3,7,14,28	4 pinos espaçados em 17,5 cm	resistência, penetração
Machado, A. (2005)	Avaliar o ensaio para diferentes tipos de pino e potência	Prismático 23x23x34	Não informada	3 pinos	resistência, penetração
Dutra (2005)	Avaliar dois tipos de pistola para realização do ensaio.	Prismático 23x23x34	28	3 pinos espaçados em 17,5 cm	resistência, penetração
Câmara (2006)	Caracterizar concretos ≠ e obter curvas de correlação	Prismático 15x20x60 e Laje 15x70x70	1,3,7,14,28,90	10 pinos no prisma e 14 na laje	resistência, penetração
Hastepflug (2007)	Verificar a homogeneidade do concreto <i>in situ</i> ao longo dos elementos.	Vigas e pilares	72	4 pinos	resistência, penetração

O ensaio de penetração de pino não possui norma brasileira. Nos Estados Unidos, no entanto, o método é especificado pela ASTM C803 e na Inglaterra pela BS 1881: Parte 207. A Tabela 2-8 apresenta um comparativo entre estas normas para o ensaio de penetração de pinos. O equipamento utilizado consiste em dispositivo ativado à base de pólvora. Nos Estados Unidos utiliza-se a pistola da marca Windsor, que dispara um pino de elevada dureza contra o concreto (Mehta & Monteiro, 2008).

Tabela 2-8 - Comparativo entre normas (Evangelista, 2002)

Item	BS 1881:Part 207:1992	ASTM C803/1990
Área de ensaio	-	Diâmetro de 38 mm para cada pino
Distância mínima entre pinos	200 mm	175 mm
Distância mínima entre pinos e as arestas da peça	150 mm	100 mm
Resultado	Média de 3 penetrações	Média de 3 penetrações
Precisão	5 mm para 3 medições	6,0 mm para 3 medições para argamassa; 8,4 mm para 3 medições para concreto com agregado de $D_{máx} = 25$ mm e 11,7 mm para 3 medições com concreto de agregado $D_{máx} = 50$ mm

A ASTM C803 (2003) limita a distância mínima entre dois pinos em 175 mm e em 100 mm entre o pino e as superfícies. A norma também apresenta valores máximos entre os valores obtidos para as três penetrações realizadas. Caso o valor obtido seja superior ao estabelecido, deve-se realizar mais um disparo.

Pinto e Dutra (2005) estudaram a influência da distância entre as penetrações dos pinos, utilizando os espaçamentos de 5, 10 e 20 cm. Os resultados obtidos mostram que a distância entre pinos de 5 cm não apresenta uma distribuição normal dos dados, além de possuir um coeficiente de variação muito elevado, não sendo indicada a sua utilização. A distância de 10 cm apresentou resultados satisfatórios para o ensaio realizado aos 6 dias. Em idades mais avançadas (30 dias), a distância que apresentou uma menor variação foi a de 20 cm.

Para obtenção de uma curva de correlação entre penetração de pino e resistência do concreto, que possibilite sua aplicação em campo, deverá ser realizado um estudo em laboratório. Neste estudo, tanto os materiais como a dosagem do concreto devem ser os mesmos da estrutura em análise, assim como a potência da pistola, que deverá ser fixada de acordo com a densidade do concreto (ASTM C803, 2003).

Já a norma britânica BS 1881: Part 207 (1992, apud Machado, M., 2005) coloca que para estabelecer uma correlação, deve-se ensaiar um número razoável de amostras, variando apenas a resistência do concreto. Essa variação pode ser feita de duas formas: realizar o ensaio para diferentes idades ou variar a relação água/cimento. Os resultados da resistência podem ser obtidos a partir de corpos-de-prova moldados, desde que preparados e curados sob as mesmas condições da estrutura a ser analisada.

São necessários, no mínimo, oito pontos para obtenção da curva de correlação. Os valores da penetração de pino devem ser a média de 3 disparos e os da resistência à compressão, a média de 3 corpos-de-prova. Resultados mais confiáveis são obtidos por extração de testemunhos próximo do local submetido à penetração de pino, pois os corpos-de-prova moldados não apresentam as mesmas propriedades do concreto da estrutura sob análise (BS 1881: Part 207, 1992, apud Machado, M., 2005)

O ACI 228.1R (1989, apud Evangelista, 2002) recomenda um mínimo de 6 ensaios em diferentes idades. Para cada idade devem ser rompidos, à compressão, 2 corpos-de-prova cilíndricos e realizados 3 disparos.

As curvas de correlação obtidas em estudos já realizados para o ensaio de penetração de pino são mostradas na Tabela 2-9. A maioria dos autores utilizou o ajuste de curva linear, nem sempre era o melhor ajuste, mas devido à maior simplicidade da equação. Verifica-se que os coeficientes de determinação (r^2) obtidos foram da ordem de 0,8, para a maioria das correlações.

Tabela 2-9 Equações de outros autores para correlação entre f_c e L_p

Autor	Tipo de regressão	Equação	r^2
Evangelista (2002)	Linear	$f_c = -1,505L_p + 92,05$ $f_c = -1,287L_p + 85,11$ $f_c = -1,303L_p + 83,31$ $f_c = -2,059L_p + 103,05$	0,81 0,83 0,83 0,57
Pinto & Baggio (2004)	Linear	$f_c = -0,9393L_p + 52,48$	0,88
Pinto et al (2004)	Potência	$f_c = 41292L_p^{-2,0981}$	0,85
Machado M. (2005)	Polinômio 2° grau	$f_c = 0,045L_p^2 - 4,043L_p + 107,1$	0,78
Câmara (2006)	Linear	$f_c = -0,5192L_p + 40,097$ $f_c = -0,6886L_p + 50,16$	0,97 0,95

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental buscou avaliar quais variáveis do concreto podem alterar o resultado do ensaio de penetração de pino. As variáveis escolhidas para análise foram resistência à compressão do concreto, tamanho máximo do agregado graúdo e quantidade do agregado graúdo. Com a finalidade de verificar a homogeneidade dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de penetração de pino, utilizou-se o ensaio de esclerometria. Vale ressaltar que este estudo é de caráter exploratório, buscando identificar tendências no comportamento do ensaio de penetração de pino em função das variações impostas.

A Figura 3-1 apresenta, de forma esquemática, as etapas que se seguiram no desenvolvimento deste estudo. As definições de ensaio, como potência da pistola e distância entre penetrações, foram tomadas com base no estudo piloto. Os materiais e traços utilizados são os correntemente utilizados para a produção de concreto na região de Brasília. Foram designadas as resistências características do concreto de 20, 30 e 40 MPa.

As dimensões dos corpos-de-prova utilizados para o ensaio de penetração de pino foram determinadas a partir do levantamento dos estudos sobre o ensaio de penetração de pino e de forma a permitir 10 repetições por corpo-de-prova.

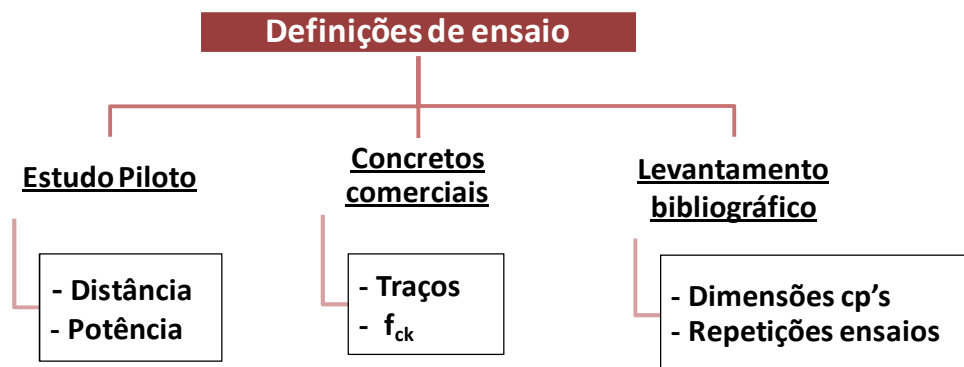


Figura 3-1 Diagrama das etapas do programa experimental

3.1. ESTUDOS PILOTOS

Os estudos pilotos foram realizados para definição da potência da pistola e da distância entre penetrações, sendo realizado em três obras na região de Brasília, designadas de A, B e C. Os resultados permitiram escolher e fixar a distância entre as penetrações de pino e a potência da pistola.

3.1.1. DISTÂNCIA ENTRE PENETRAÇÕES

Com a finalidade de estabelecer a distância de penetração entre os pinos a ser adotada, foi realizado um estudo piloto, onde foram realizados 4 disparos para cada uma das distâncias: 5, 10, 15 e 20 cm, conforme Figura 3-2. Primeiramente, foram disparados os pinos com a distância de 20 cm, em seguida os de 10 cm, entre os de 20 cm e, então, os de 5 cm, entre os de 10 cm. Os pinos espaçados de 15 cm foram realizados em uma linha superior, afastada 20 cm da linha inferior.

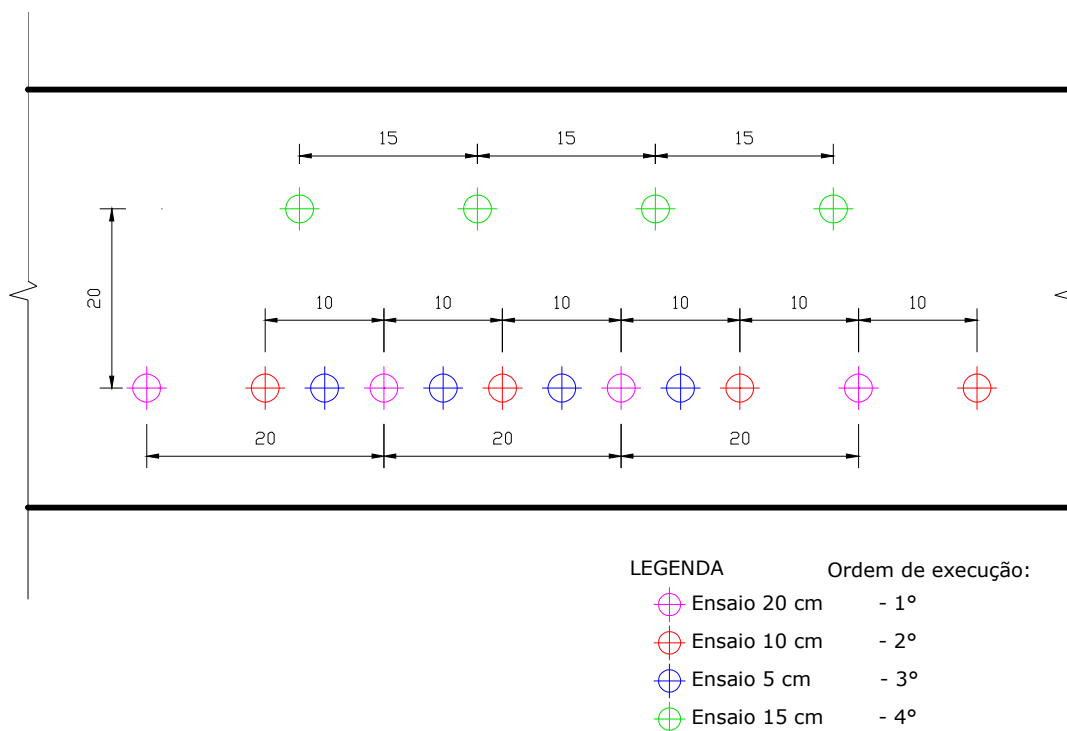


Figura 3-2 Disposição do ensaio de penetração de pino

O estudo piloto para avaliar a distância entre penetrações foi realizado nas obras denominadas A e B. Em cada uma delas foram disparados 16 tiros em uma viga e outros 16 em uma laje proveniente do mesmo caminhão de concreto. Todos os disparos foram realizados na potência máxima da pistola, o que corresponde a uma posição no cano da pistola de 0,0 cm, ou seja, o cartucho fica em contato com o topo do pino.

A Figura 3-3 ilustra o ensaio realizado na viga e na laje da obra B, onde o que variou foi a distância entre as penetrações.



a) Viga

b) Laje

Figura 3-3 Estudo piloto da distância realizado na obra B

Para cada penetração, foram realizadas duas medidas com paquímetro do comprimento do pino que ficou exposto. Também foi utilizado um disco colocado na base do pino para regularizar a superfície do concreto, de forma a facilitar as medições (Figura 3-4). Como o comprimento do pino é conhecido, calculou-se o comprimento cravado do mesmo. A medida adotada para avaliar o ensaio foi o comprimento do pino cravado, pois como o valor é superior ao exposto, resulta em valores menores para o coeficiente de variação. Os resultados do ensaio de penetração realizado nas obras A e B encontram-se nas Tabelas 3-1 e 3-2, respectivamente.



Figura 3-4 Utilização do disco para realização da leitura

Tabela 3-1 Resultados do estudo piloto da distância entre pinos obra A

		Comprimento cravado do pino (mm)				
		Distância (cm)	5	10	15	20
OBRA A - LAJE	Pino 1		47,75	39,20	54,30	47,58
	Pino 2		41,43	48,30	51,88	42,15
	Pino 3		39,10	42,05	43,35	45,28
	Pino 4		52,50	43,45	42,43	40,90
	Média		45,19	43,25	47,99	43,98
	DP		6,09	3,80	5,98	3,02
	CV (%)		13,47%	8,79%	12,47%	6,88%
OBRA A - VIGA	Pino 1		--	43,78	42,95	38,98
	Pino 2		--	44,95	42,58	38,53
	Pino 3		--	36,00	39,33	41,50
	Pino 4		--	40,25	44,03	41,25
	Média		--	41,24	42,22	40,06
	DP		--	4,03	2,02	1,53
	CV (%)		--	9,76%	4,80%	3,82%

Tabela 3-2 Resultados do estudo piloto da distância entre pinos obra B

		Comprimento cravado do pino (mm)			
	Distância (cm)	5	10	15	20
OBRA B - LAJE	Pino 1	40,65	42,73	40,38	45,10
	Pino 2	45,83	36,65	37,58	39,83
	Pino 3	46,05	43,05	36,83	39,28
	Pino 4	42,45	44,48	36,75	39,28
	Média	43,74	41,73	37,88	40,87
	DP	2,64	3,47	1,70	2,83
	CV (%)	6,03%	8,31%	4,50%	6,93%
OBRA B - VIGA	Pino 1	43,35	50,48	44,83	42,90
	Pino 2	50,55	41,90	48,00	48,03
	Pino 3	49,10	47,70	43,30	47,50
	Pino 4	46,55	43,58	40,80	46,78
	Média	47,39	45,91	44,23	46,30
	DP	3,16	3,90	3,01	2,32
	CV (%)	6,67%	8,49%	6,81%	5,02%

Pode-se observar, das Tabelas 3-1 e 3-2, que os menores valores dos coeficientes de variação foram obtidos para a distância entre pinos de 20 cm. Somente na obra B, no ensaio realizado na laje, o resultado foi diferente. Neste caso, a distância entre penetração que apresentou o menor coeficiente de variação foi a de 15 cm.

A distância de 5,0 cm mostrou-se inadequada, pois as penetrações danificaram a superfície do concreto, acarretando fissuras entre os disparos vizinhos, como pode ser observado na Figura 3-5. No caso da obra A, não foi possível realizar o ensaio com a distância de 5,0 cm devido ao dano considerável causado ao concreto para a distância de 10 cm. Na obra B, a distância de 5,0 cm foi a que apresentou os maiores valores de penetração.



Figura 3-5 Interligação da fissura nos disparos com 5,0 cm de distância

Para cada obra e cada peça foi realizada uma análise de variância⁵, buscando verificar se existe diferença no ensaio ao variar a distância entre os pinos. A Tabela 3-3 apresenta o resultado da análise de variância para um nível de significância de 95%. Observa-se que a análise de variância não indicou diferença nos resultados ao variar a distância dos pinos, pois $F < F_{\text{crítico}}$.

Tabela 3-3 Tabela resumo análise de variância

	Fonte de variação	Graus de liberdade	Soma de quadrados	Média quadrática	F₀	F_{crítico}
Obra A - Laje	Entre tratamentos	3	172,36	57,45	0,72	3,49
	Erro	12	956,97	79,75		
	Total	15	1129,32			
Obra A – Viga	Entre tratamentos	2	9,33	4,66	0,62	4,26
	Erro	9	67,95	7,55		
	Total	11	77,28			
Obra B – Laje	Entre tratamentos	3	71,14	23,71	3,17	3,49
	Erro	12	89,75	7,48		
	Total	15	160,89			
Obra B – Viga	Entre tratamentos	3	20,58	6,86	0,69	3,49
	Erro	12	118,91	9,91		
	Total	15	139,49			

⁵ Utilizou-se o programa *Minitab 15*.

A partir da análise dos dados, deduziu-se a distância para realização do ensaio em 20 cm, tomando-se por base o coeficiente de variação obtido. Logo, a distância de 20 cm foi adotada para a realização do estudo em laboratório. No entanto, como o estudo piloto teve caráter exploratório, não se exclui a possibilidade de utilizar as demais distâncias na realização do ensaio, com exceção da distância de 5,0 cm. Distâncias menores entre penetrações possibilitam realizar o ensaio em uma menor área do concreto.

3.1.2. POTÊNCIA DA PISTOLA

Para avaliar a potência da pistola, foi realizado um segundo estudo piloto também em obra. O ajuste da potência pode ser feito de duas formas: alterando o tipo do cartucho ou a posição do pino dentro do cano da pistola. Neste trabalho optou-se por trabalhar com o ajuste do pino dentro do cano da pistola, como mostrado no Apêndice A.

Foram escolhidas três grandezas de resistência à compressão do concreto obtida no controle tecnológico, na ordem de 25 MPa (Obra C), 35 MPa (Obra B) e 45 MPa (Obra B). Devido à dificuldade na obtenção de lajes e vigas com resistência de 25 MPa, optou-se por realizar o ensaio na idade de 7 dias, quando as resistências do concreto são inferiores quando comparadas à idade de 28 dias.

Para o estudo da potência, foram cravados 4 pinos distantes 20 cm (distância escolhida no estudo anterior) para cada potência. Foram utilizadas 3 potências diferentes designadas: alta, média e baixa, o que corresponde a uma posição no cano da pistola de 0,0 cm, 2,0 cm e 4,75 cm, respectivamente. Desta vez os disparos foram realizados em uma linha reta. Também foram realizadas duas medidas do comprimento exposto para cada pino, obtendo-se a média entre as duas medidas. Os dados obtidos foram submetidos ao tratamento estatístico para determinar a melhor potência a se utilizar para o estudo em laboratório.

As Figuras 3-6 e 3-7 mostram as diferenças de penetração do ensaio de penetração de pino para as potências baixa e alta, realizado em uma mesma viga na obra B.



Figura 3-6 Estudo piloto de potência para a obra B ($f_{cj} = 34,7$ MPa) – Potência baixa



Figura 3-7 Estudo piloto de potência para a obra B ($f_{cj} = 34,7$ MPa) – Potência alta

A Tabela 3-4 apresenta os resultados do estudo piloto da potência realizado em duas obras, designadas de B e C. Os resultados mostram que a potência média foi a que apresentou uma menor variação para as três resistências avaliadas. Porém, o comprimento do pino que penetrou no concreto foi considerado muito alto, podendo até atingir a armadura da peça. Em alguns casos (potências alta e média em concretos com resistências menores) o pino penetrou completamente no concreto, resultando um comprimento de penetração maior que 55 mm.

Tabela 3-4 Resultados do estudo piloto da potência
Comprimento cravado do pino (mm)

	Potência	Alta	Média	Baixa
Obra B (fc28=45,0 MPa)	Pino 1	36,15	43,80	29,48
	Pino 2	41,53	43,65	25,75
	Pino 3	42,70	44,95	31,70
	Pino 4	45,93	43,43	31,78
	Média	41,58	43,96	29,68
	DP	4,07	0,68	2,83
	CV (%)	9,78%	1,55%	9,52%
Obra B (fc28=34,7 MPa)	Pino 1	56,30	45,05	31,35
	Pino 2	51,50	46,40	30,45
	Pino 3	45,10	44,88	33,35
	Pino 4	52,88	44,43	29,93
	Média	51,44	45,19	31,27
	DP	4,69	0,85	1,51
	CV (%)	9,11%	1,88%	4,82%
Obra C (fc7=23,4 MPa)	Pino 1	47,05	56,38	34,73
	Pino 2	57,95	56,50	41,08
	Pino 3	57,85	51,95	48,65
	Pino 4	52,90	56,30	40,98
	Média	53,94	55,28	41,36
	DP	5,16	2,22	5,70
	CV (%)	9,57%	4,02%	13,78%

Os dados apresentados anteriormente são mostrados na Figura 3-8, onde é possível verificar o comportamento do ensaio quando a potência é alterada. As curvas indicam que a penetração de pino é proporcional à resistência do concreto. Entretanto, apenas para a obra B (resistência 34,7 MPa) obteve-se uma menor penetração de pino quando a potência diminuiu. Para as resistências de 45 MPa e de 23,4 MPa, a potência média foi a que apresentou a maior penetração. Tal comportamento, observado na Figura 3-8, pode ser explicado pelo desvio padrão obtido para a potência alta, que foi superior ao dobro do desvio padrão para a potência média.

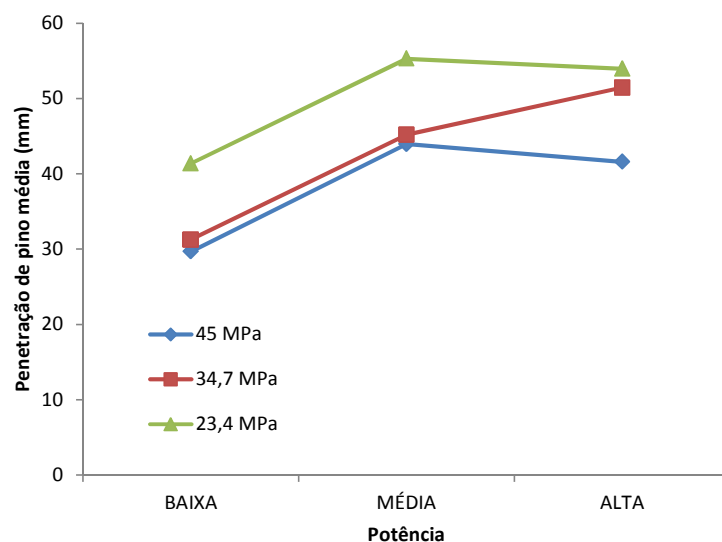


Figura 3-8 Variação da penetração de pino em função da potência

A análise de variância encontra-se resumida na Tabela 3-5. Observa-se que a análise de variância indicou, para as três obras ensaiadas, que a variação da potência da pistola afeta de maneira significativa a penetração de pino, pois $F > F_{\text{crítico}}$.

Tabela 3-5 Tabela análise de variância

	Fonte de variação	Graus de liberdade	Soma de quadrados	Média quadrática	F_0	$F_{\text{crítico}}$
Obra C (23,4 MPa)	Entre tratamentos	2	472,00	236,00	11,05	4,26
	Erro	9	192,14	21,35		
	Total	11	664,13			
Obra B (34,7 MPa)	Entre tratamentos	2	2820,51	1410,25	51,29	4,26
	Erro	9	247,47	27,50		
	Total	11	3067,98			
Obra B (45,0 MPa)	Entre tratamentos	2	468,31	234,16	28,11	4,26
	Erro	9	74,97	8,33		
	Total	11	543,28			

O estudo piloto da potência permitiu concluir que as potências mais elevadas não são adequadas para concretos com resistências mais baixas. Logo, foi definida para o estudo em laboratório a utilização da potência baixa.

3.2. MATERIAIS UTILIZADOS

Os materiais utilizados para confecção dos concretos estudados foram cimento, brita 0, brita 1, brita 2, aditivo plastificante polifuncional e água. A maior parte dos materiais foi doada por uma concreteira de Brasília. Logo, o material e a composição do concreto utilizado na pesquisa são os mesmo utilizados na produção do concreto usinado e comercializado no Distrito Federal. Apenas a brita 2 foi proveniente do depósito do Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília (LEM – UnB).

3.2.1. Cimento

O cimento Portland utilizado é um dos mais empregados para produção de concreto na região de Brasília: CP V ARI, da marca Tocantins. A amostra foi recolhida de um silo e armazenada em sacos plásticos.

As propriedades físico-químicas do cimento utilizado encontram-se na Tabela 3-6. Os resultados dos ensaios foram fornecidos pelo fabricante do cimento, que apresentou todos os resultados dentro dos limites estabelecidos em norma (NBR 5733/1991).

Tabela 3-6 – Análise físico-química do cimento CPV ARI

Ensaio físico e mecânico	CPV ARI	Limites de Norma NBR 5733
#200 (%)	0,3	< 6,0
#325 (%)	1,6	-
Blaine (cm ² /g)	5500	> 3.000
Expansibilidade à quente	0	< 5 mm
Início de pega (min.)	130	> 60
Final de pega (min.)	200	< 600
f _c 1 dias (MPa)	26,6	> 14,0
f _c 3 dias (MPa)	34,3	> 24,0
f _c 7 dias (MPa)	37,2	> 34,0
f _c 28 dias (MPa)	44,4	-
Ensaio químico	CPV ARI	Limites de Norma NBR 5733
Perda ao fogo (%)	2,97	4,5
Resíduo insolúvel (%)	0,71	1,0
CaO (%)	60,31	-
Fe ₂ O ₃ (%)	3,24	-
SiO ₂ (%)	19,24	-
Al ₂ O ₃ (%)	4,49	-
MgO (%)	2,33	6,5
SO ₃ (%)	3,29	3,50
K ₂ O (%)	1,21	-
Na ₂ O ₃ (%)	0,24	-

3.2.2. Agregado graúdo

Os agregados graúdos britados utilizados foram submetidos aos ensaios de determinação da composição granulométrica, material pulverulento e índice de forma, conforme as respectivas normas, NBR NM 248 (ABNT, 2003), NBR NM 46 (ABNT, 2003) e NBR 7809 (ABNT, 2006). Os tamanhos máximos dos agregados utilizados foram de 9,5 mm, 19 mm e 32 mm.

Os resultados do ensaio de determinação da composição granulométrica, realizado conforme a NBR NM 248 (ABNT, 2003), encontram-se resumidos na Tabela 3-7, com os dados da porcentagem de massa retida acumulada, dimensão máxima do agregado e módulo de finura. Na mesma tabela, apresenta-se o índice de forma, massa específica e o material pulverulento. As curvas granulométricas obtidas estão ilustradas na Figura 3-9.

Tabela 3-7 – Granulometria, índice de forma e pulverulento dos agregados graúdos

Peneira (mm)	Brita 2 (% Retida acumulada)	Brita 1 (% Retida acumulada)	Brita 0 (% Retida acumulada)
25,00	12	0	0
19,00	69	3	0
12,50	97	57	0
9,50	99	86	1
6,30	99	97	31
4,80	99	98	72
2,40	99	98	96
1,20	99	98	100
0,60	99	98	100
0,30	99	98	100
0,15	99	98	100
Fundo	100	100	100
$D_{máx}$ (mm)	32	19	9,5
Módulo de finura	7,62	6,77	5,69
Material Pulverulento(%)	0,24	1,49	2,17
Índice de Forma	3,43	3,15	---- ⁽¹⁾

Obs:

(1) O ensaio é utilizado somente para agregados graúdos com dimensão máxima característica maior que 9,5 mm

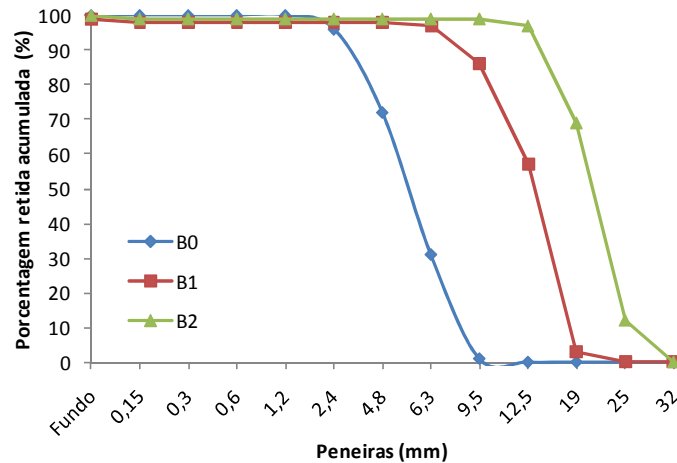


Figura 3-9 – Curvas granulométricas dos agregados graúdos

Observa-se que apenas os agregados graúdos brita 1 e brita 2 se enquadraram nas zonas granulométricas preestabelecidas por norma (NBR 7211/2009), sendo, respectivamente, zona de 9,5/25 e de 19/31,5,. A brita 0 não se enquadrou em nenhuma das zonas de norma.

3.2.3. Agregado miúdo

Areia lavada fina e areia artificial foram os agregados miúdos utilizados. Ambas foram submetidas aos ensaios de determinação da composição granulométrica, material pulverulento e massa específica, conforme as respectivas normas, NBR NM 248 (ABNT, 2003), NBR NM 46 (ABNT, 2003) e NBR NM 52 (ABNT, 2003).

A Tabela 3-8 apresenta os resultados do ensaio de determinação da composição granulométrica, de material pulverulento e da massa específica para as duas areias estudadas. As curvas granulométricas obtidas estão ilustradas na Figura 3-10.

Tabela 3-8 – Composição granulométrica, pulverulento e massa específica dos agregados miúdos

Peneira (mm)	Areia artificial (% Retida acumulada)	Areia lavada (% Retida acumulada)
25,00	0	0
19,00	0	0
12,50	0	0
9,50	0	0
6,30	0	1
4,80	0	1
2,40	15	2
1,20	53	3
0,60	73	4
0,30	82	18
0,15	82	79
Fundo	100	99
Dmáx	4,8	0,6
Módulo de finura	3,05	1,07
Material Pulverulento	2,65	4,81
Massa específica (g/cm ³)	2,7	2,6

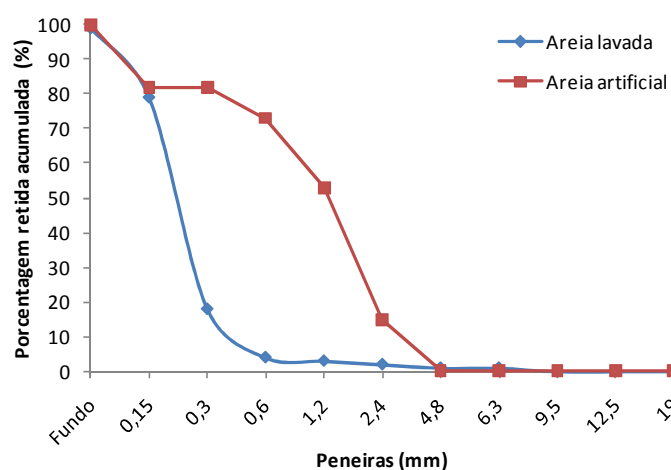


Figura 3-10 – Curvas granulométricas dos agregados miúdos

Nenhuma das duas areias ensaiadas se encontra dentro das zonas granulométrica ótima e/ou utilizável. No entanto, ao realizar a mistura das duas na proporção de 50%, como utilizado na fabricação do concreto desta pesquisa, obtém-se uma melhor distribuição granulométrica que se enquadra na zona utilizável, com exceção da peneira 0,15 mm, onde a porcentagem de massa retida acumulada ficou 4% abaixo do limite inferior da zona utilizável.

Com relação ao material fino que passa através da peneira 75 µm por lavagem, ou seja, material pulverulento, as duas areias apresentaram porcentagem inferior ao limite de norma que é de 5% para concretos protegidos do desgaste superficial.

3.2.4. Aditivo

Para todos os concretos, foi utilizado um aditivo plastificante polifuncional da marca Grace, sob o nome comercial de Mira-50. O fabricante recomenda um consumo de 0,6% a 0,8% sobre a massa de cimento. Neste trabalho utilizou-se um teor de 0,6%.

A Tabela 3-9 apresenta algumas características do aditivo utilizado, como densidade, teor de sólidos e pH. As informações foram fornecidas pelo fabricante do produto.

Tabela 3-9 Propriedades do aditivo utilizado

Propriedades	Mira 50
Densidade a 20°C (kg/dm ³)	1,12 - 1,15
Teor de sólidos (%)	28%
pH a 20°C	7,0 a 8,0

3.3. CONCRETOS ESTUDADOS

As composições dos traços escolhidas para a realização da pesquisa são as comercialmente utilizadas na confecção dos concretos na região de Brasília, sendo elegidos os concretos com resistência característica de 20, 30 e 40 MPa. A opção de trabalhar com concretos comercializados nesta cidade foi feita por ser este o concreto presente nas estruturas existentes atualmente. Os concretos foram replicados em laboratório para avaliação do ensaio de penetração de pino e para obtenção de curvas de correlação para os mesmos, sendo estas, mais representativas do concreto utilizado na região de Brasília. Vale ressaltar que, apesar de o concreto ser o mesmo dos utilizados em obra, as condições de produção, transporte, adensamento e cura são distintas.

As variáveis escolhidas para a pesquisa são as que apresentam maiores influências no ensaio de penetração de pino, de acordo com a revisão bibliográfica: dimensão e quantidade do agregado graúdo. O tipo de agregado também é fator determinante, porém não foi objeto de estudo desta pesquisa.

Além destas variáveis trabalhou-se com três níveis de resistências do concreto: 20; 30 e 40 MPa. Para obter mais pontos na curva de correlação os concretos de resistência 30 e 40 MPa foram ensaiados nas idades de 7 e 28, sendo que o de 20 MPa foi ensaiado apenas na idade de 28 dias.

A Figura 3-11 apresenta as variáveis do estudo, sendo classificadas como variáveis independentes aquelas introduzidas intencionalmente: resistência característica do concreto; tamanho do agregado graúdo; teor de argamassa e idade do concreto. As variáveis dependentes são as que se deseja obter como resultado: resistência à compressão do concreto e penetração de pino. O ensaio de esclerometria também foi realizado, com o intuito de verificar a homogeneidade da dureza superficial entre as diferentes faces do corpo-de-prova.

Para verificar o comportamento do ensaio de penetração de pino, a primeira propriedade do concreto a variar é a resistência. Selecionou-se, então, as resistências características de 20, 30 e 40 MPa, pois são comumente utilizadas nos projetos de estruturas na cidade de Brasília, fazendo parte da linha de produção das centrais de concreto.

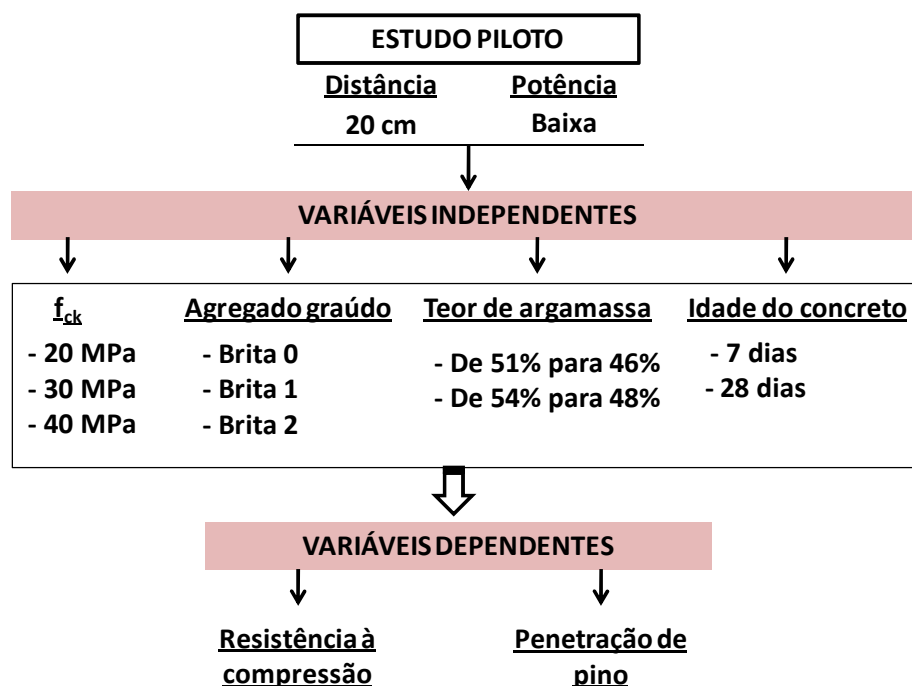


Figura 3-11 Variáveis da pesquisa realizada

Com o intuito de avaliar a influência do tamanho máximo do agregado graúdo no ensaio de penetração, utilizou-se, separadamente, agregados com dimensão máxima de 9,5 mm, 19 mm e 32 mm. Então, para cada resistência característica, foram utilizados os três agregados graúdos separadamente, sendo a série com brita um designada de referência (TP).

A alteração do teor de argamassa foi realizada apenas na série referência, ou seja, aquele com brita um. A partir de cada série referência, reduziu-se o teor de argamassa em 6% (de 54% para 48%), no caso dos traços de f_{ck} 20 MPa e 30 MPa, e em 5% (de 51% para 46%) para o concreto de 40 MPa. Estas alterações buscaram aumentar a quantidade de brita, porém o ajuste do teor de argamassa foi feito durante a produção, de forma a manter o concreto com certa coesão e sem exsudação. Por este motivo, se obteve teores de argamassa diferente para a série T40. A Figura 3-12 apresenta a diferença na consistência do concreto para a série T40 quando da redução do teor de argamassa.



Figura 3-12 Variação da consistência do concreto ao variar o teor de argamassa

A série T20 foi ensaiada aos 28 dias e a T30 e T40 foram ensaiadas nas idades de 7 e 28 dias, para obtenção de cinco níveis de resistência. Essas combinações foram escolhidas de forma a possibilitar o estudo da influência da resistência do concreto, do tamanho do agregado graúdo, assim como o teor de argamassa no ensaio de penetração de pino.

A Tabela 3-10 apresenta as proporções utilizadas, em massa, e sua designação, que serão utilizados durante o restante do trabalho. A variação da resistência entre os traços padrões é feita variando-se a composição dos mesmos e não apenas a relação água/cimento, como recomendado pela BS 1881: Part 207 (1992, apud Machado, M., 2005) para obtenção de curvas de correlação.

Para a variação do agregado graúdo, utilizou-se as mesmas proporções, apenas substituindo a brita 1 por brita 0 ou brita 2. Já para a alteração do teor de argamassa, foi feito o ajuste do traço, reduzindo o teor de argamassa para cada uma das séries.

Tabela 3-10 Proporções dos concretos utilizados em massa

Família	f _{ck} (MPa)	Designação série	Tipo brita	Traço ¹	Cimento (kg)	Areia lav. (kg)	Areia art. (kg)	Brita (kg)	Água (l)	Aditivo ² (ml)
T20	20	TP20	1	1:1,80:1,80:3,92:0,68	15,0	27,0	27,0	58,8	12,4	90
		T20-B0	0		15,0	27,0	27,0	58,8	12,5	90
		T20B2	2		15,0	27,0	27,0	58,8	12,6	90
		T20-α48%	1		14,7	22,8	22,8	65,4	12,2	89
T30	30	TP30	1	1:1,26:1,26:3,0:0,52	19,5	24,7	24,7	58,7	12,6	117
		TP30(7d)	1		19,5	24,7	24,7	58,7	13,1	117
		T30-B0	0		19,5	24,7	24,7	58,7	13,5	117
		T30-B2	2		19,5	24,7	24,7	58,7	12,9	117
		T30-α48%	1		19,0	20,2	20,2	64,4	12,3	114
T40	40	TP40	1	1:0,68:0,68:2,22:0,37	27,9	18,9	18,9	62,0	13,6	168
		TP40(7d)	1		27,9	18,9	18,9	62,0	12,1	168
		T40-B0	0		27,9	18,9	18,9	62,0	13,9	168
		T40-B2	2		27,9	18,9	18,9	62,0	12,8	168
		T40-α46%	1		27,1	15,0	15,0	67,0	13,2	163

1 – A composição do traço apresentado está na ordem cimento:areia lavada:areia artificial:brita:relação água/cimento.

2 – O consumo de aditivo utilizado foi de 0,6% sobre peso do cimento.

Vale ressaltar que a NBR 6118 (ABNT, 2003) limita a relação água/cimento a 0,65 para concreto armado submetido à classe de agressividade I (fraca), geralmente em ambiente rural e estruturas submersas e a 0,60 para concreto armado em classe de agressividade II (moderada), que engloba ambiente urbano com algumas ressalvas. Para a série T20 a relação água/cimento teórica do traço era de 0,68, porém no ajuste para obtenção do abatimento do tronco de cone de 10±1 cm obteve-se relações de a/c da ordem de 0,83 para a série T20 e de 0,65 para a T30. Estes valores podem ser observados na Tabela 3-11, ultrapassando o limite de norma.

Para evitar possíveis erros na coleta de dados, decidiu-se realizar a produção dos concretos de forma aleatória. Devido à esta opção, não se fixou a relação a/c, e sim o abatimento de tronco de cone em 10±1 cm, definido em função da aplicação do concreto. Esperava-se obter uma variação insignificativa da relação a/c, devido à substituição da brita 1 por brita 0 e 2.

Conseqüentemente, a definição da relação a/c dos concretos estudados foi obtida a partir do ajuste do abatimento de tronco de cone durante a produção de cada um dos concretos. Em específico, para a série com variação do teor de argamassa ($\alpha=46\%$ e $\alpha=48\%$), o critério adotado foi manter a relação a/c da série referência, uma vez que estes foram executados por último.

Os parâmetros do concreto fresco, como abatimento, relação água/cimento (a/c), teor de argamassa (α), consumo de cimento (C), relação água/materiais secos (H) e a relação entre agregado graúdo e agregado total dos concretos rodados em laboratório, encontram-se na Tabela 3-11.

Tabela 3-11 Parâmetros dos concretos produzidos em laboratório

Famílias	Séries	a/c	Slump (cm)	α (%)	H (%)	C (kg/m ³)	agregado graúdo/ total
T20	TP20	0,83	10,0	54%	9,7%	252,5	52,1%
	T20-B0	0,83	10,0	54%	9,8%	252,2	52,1%
	T20-B2	0,84	10,5	54%	9,9%	251,8	52,1%
	T20-48%	0,83	19,0	48%	9,7%	252,9	58,9%
T30	TP30	0,65	10,0	54%	9,9%	330,4	54,3%
	TP30(7d)	0,64	10,0	54%	9,8%	331,1	54,3%
	T30-B0	0,69	9,5	54%	10,6%	325,4	54,3%
	T30-B2	0,66	10,5	54%	10,1%	328,9	54,3%
	T30-48%	0,65	17,5	48%	10,0%	330,3	61,4%
T40	TP40	0,49	10,5	51%	10,6%	467,3	62,1%
	TP40(7d)	0,44	10,5	51%	9,5%	478,8	62,1%
	T40-B0	0,50	9,5	51%	10,9%	464,9	62,1%
	T40-B2	0,46	11,0	51%	10,0%	473,3	62,1%
	T40-46%	0,49	19,5	46%	10,7%	467,1	69,1%

A partir da Tabela 3-11, verifica-se que houve alguma variação na relação água/cimento dentro da mesma família, devido à fixação do abatimento de tronco de cone e não da relação água/cimento. Esta escolha, como já mencionada anteriormente, foi feita em função da ordem da confecção das séries de concretos ser aleatória. Ao alterar o agregado graúdo, a quantidade de água demandada para obtenção do abatimento de tronco de cone de 10 ± 1 cm varia.

Nota-se, também, que para as três famílias de concreto a redução do teor de argamassa, mantida a relação a/c, resultou em aumento considerável no abatimento de tronco de cone. Isto pode ser explicado pela menor área específica das partículas quando da diminuição do teor de argamassa. Tal alteração resulta em maior relação entre agregados graúdos e agregado total e, provavelmente, uma maior quantidade de água livre.

Pode-se verificar na Figura 3-13 e pela Tabela 3-11 que a variação da composição entre os três traços padrões para obtenção de diferentes resistências ocorre da seguinte forma: do TP20 para o TP30 aumenta o consumo de cimento e diminui a quantidade de agregado miúdo, mantendo-se constante o teor de argamassa e a quantidade de agregado graúdo. Do TP30 para o TP40, o aumento de resistência é obtido pelo maior consumo de cimento e redução da quantidade de agregado miúdo e um pequeno aumento de agregado graúdo, levando a uma redução do teor de argamassa de 54% para 51%.

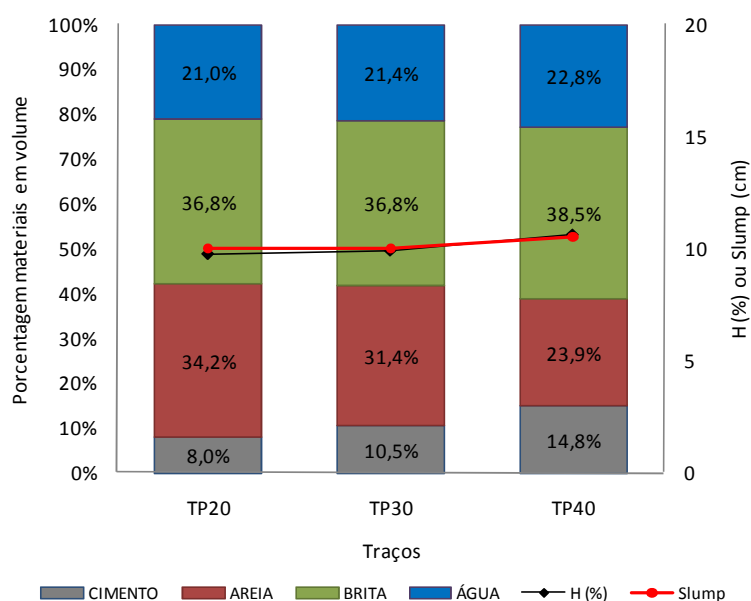


Figura 3-13 Composição em volume e parâmetros – traços padrões

A norma britânica BS 1881: Part 207 (1992, apud Machado, M., 2005) e o ACI 228.1R (1989, apud Evangelista, 2002) recomendam apenas alterar a relação água/cimento e a idade do ensaio para obter variação da resistência para obtenção de curvas de correlação com ensaios não destrutivos. Entretanto, no presente trabalho, optou-se por utilizar concretos com composições diferentes, por ser o que realmente acontece na produção do concreto.

A seguir serão ilustradas, por meio de gráficos de barras, as alterações, em volume absoluto, dentro de cada família de concreto, além dos parâmetros obtidos (*slump* e água/materiais secos) – Figuras 3-14 a 3-16.

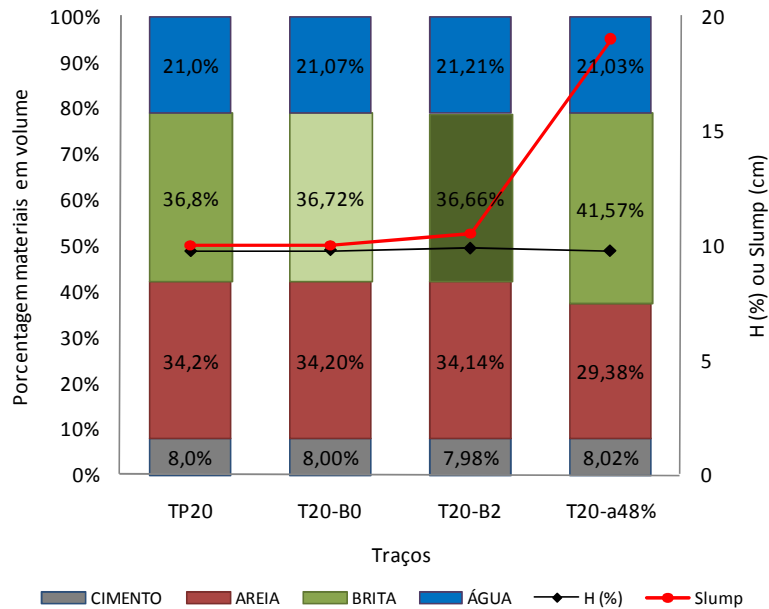


Figura 3-14 Composição e parâmetros - série T20

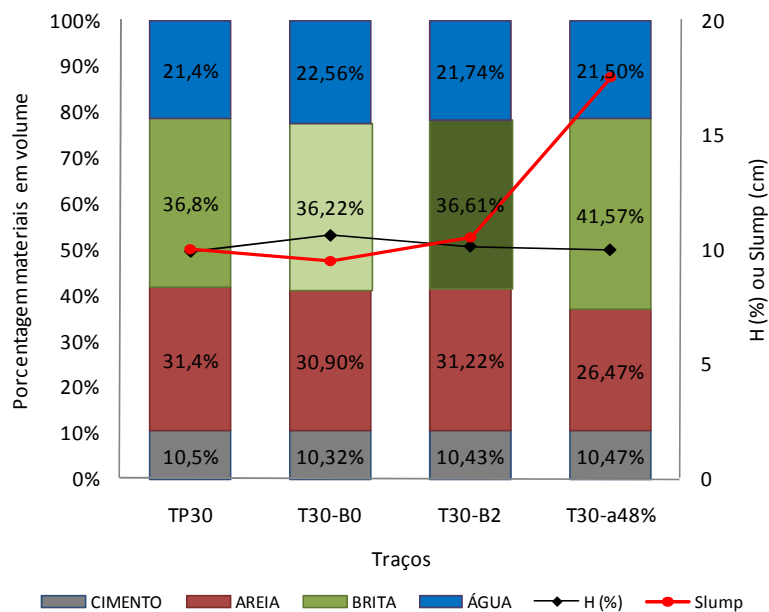


Figura 3-15 Composição e parâmetros - série T30

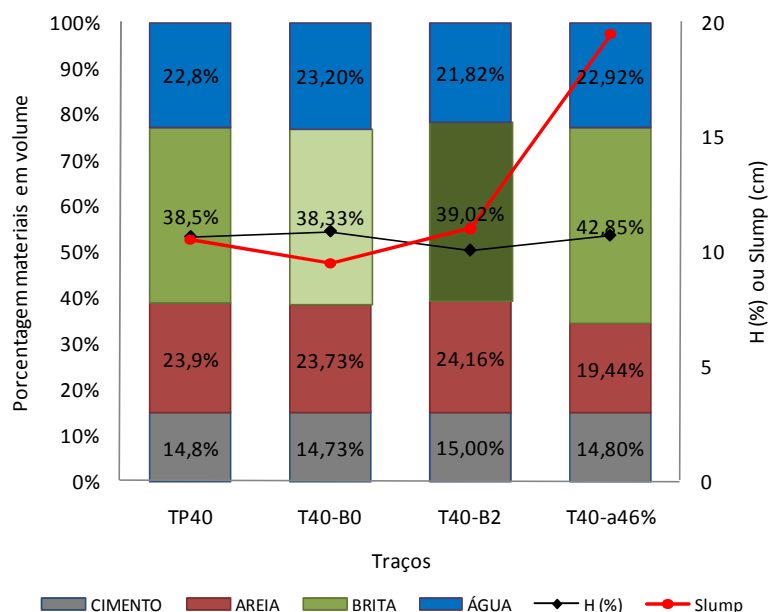
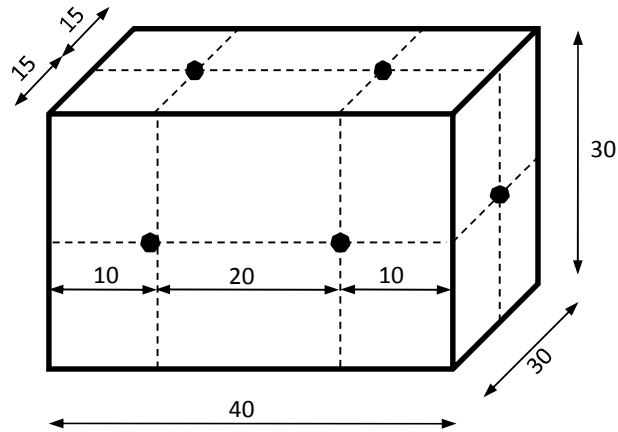


Figura 3-16 Composição e parâmetros - série T40

As Figuras 3-14 a 3-16 mostram a redução do teor de argamassa obtida pelo aumento do agregado graúdo e diminuição do agregado miúdo, resultando em um abatimento de tronco de cone maior, como já discutido anteriormente. Para as séries com variação da dimensão máxima do agregado graúdo, a composição dos concretos praticamente não alterou.

3.4. MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS-DE-PROVA

Para cada série, foram moldados nove corpos-de-prova cilíndricos de 10x20 cm para o ensaio de resistência à compressão nas idades de 3, 7 e 28 dias, de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2008). Para o ensaio de penetração de pino, foi moldado um corpo-de-prova prismático de 30x30x40 cm para permitir duas penetrações, por face, espaçadas em 20 cm e 10 cm das bordas, nas faces de 30x40 cm, e uma penetração centrada nas faces de 30x30 cm, totalizando 10 disparos por corpo-de-prova, de acordo com a Figura 3-17.



Distâncias em cm

Figura 3-17 – Corpo-de-prova prismático: penetração de pino

Em cada corpo-de-prova prismático foram realizados os ensaios de penetração de pino e esclerometria em todas as faces e na seguinte sequência: topo; lateral 1; lateral 2; fundo; canto 1 e canto 2. Sendo que em cada uma das faces utilizou-se uma malha de 4x4 para ensaio esclerométrico. A Figura 3-18 ilustra a posição das faces no corpo-de-prova.

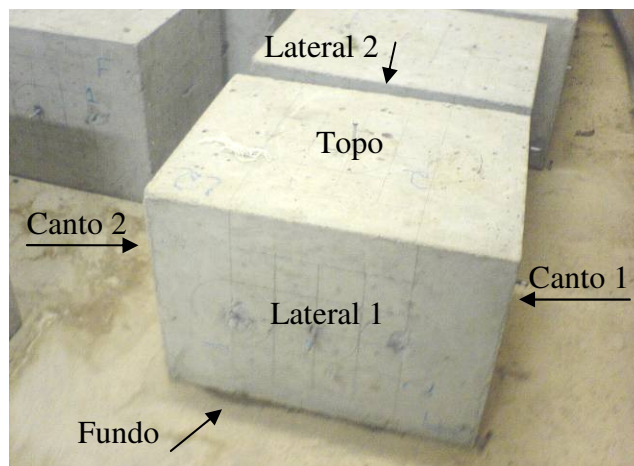


Figura 3-18 Disposição das faces do corpo-de-prova prismático

Os corpos-de-prova cilíndricos foram preparados de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2003) e os corpos-de-prova prismáticos foram adensados com vibrador, submetidos à cura úmida de 3 dias e posterior cura ao ar no interior do laboratório. A desforma dos blocos ocorreu na idade de 7 dias.

3.5. ENSAIOS REALIZADOS

Os ensaios realizados nesta pesquisa foram os de resistência à compressão, penetração de pino e esclerometria, conforme descrito a seguir.

3.5.1. Ensaio de resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão em corpos cilíndricos de 10x20 cm foi realizado de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2007) nas idades de 3, 7 e 28 dias. Para cada idade foram ensaiados três corpos-de-prova e calculada a média dos resultados obtidos.

A Figura 3-19 ilustra o ensaio de resistência à compressão, realizado em uma prensa marca Soiltest, Classe 0,5. Utilizou-se o sistema de capeamento dos corpos-de-prova com neoprene e velocidade de carregamento da ordem de 0,50 MPa/s.



Figura 3-19 – Ensaio de resistência à compressão

3.5.2. Ensaio do índice esclerométrico

A esclerometria foi realizada em todas as faces do corpo-de-prova prismático com uma malha de 16 pontos por face, para verificar alguma diferença entre as faces. O ensaio de esclerometria foi realizado na mesma idade do ensaio de penetração de pino, porém executado antes. O equipamento utilizado foi um esclerômetro de reflexão marca Soiltest. O ensaio foi efetuado com os cuidados necessários conforme prescreve a NBR 7584 (ABNT, 1995).

A Figura 3-20 apresenta a face do corpo-de-prova com a malha de dezesseis pontos utilizada no ensaio de esclerometria. O ensaio foi realizado sempre com o esclerômetro na posição vertical. Para isso o corpo-de-prova era revirado, mantendo a face ensaiada virada para cima.

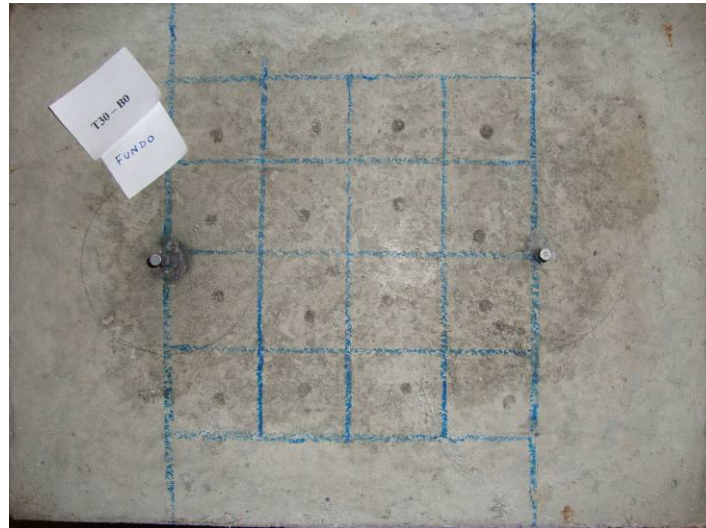


Figura 3-20 Face do corpo-de-prova prismático submetida ao ensaio de esclerometria e penetração de pino

3.5.3. Ensaio de penetração de pino

Para realização do ensaio de penetração de pino adotou-se a norma norte-americana ASTM C803 (2003) e o método brasileiro de penetração de pinos desenvolvido por Vieira (1978), com algumas adaptações.

A distância entre os disparos e a potência da pistola foram determinadas a partir do estudo piloto, sendo 20 cm para a distância e potência baixa. Esta potência baixa corresponde a uma profundidade de 4,75 cm dentro do cano da pistola (Figura 3-21). Os equipamentos e acessórios utilizados no ensaio foram: pistola marca Walsywa; cartucho calibre 22 curto; pino liso com diâmetro de 1/4'' e comprimento de 55 mm.



Figura 3-21 Posição do pino dentro do cano da pistola

O ensaio de penetração foi realizado na idade de 28 dias para todas as séries. Entretanto, para a série referência de 30 e 40 MPa, o ensaio também foi realizado na idade de 7 dias, para isso realizou-se mais um traço idêntico a série referência (TP30(7d) e TP40(7d)).

A Figura 3-22 ilustra o corpo-de-prova após o ensaio de esclerometria e penetração de pino em uma das faces. Tanto a penetração de pino como a esclerometria foram realizadas sempre com a face ensaiada voltada para cima. A cada mudança de face o corpo-de-prova era reposicionado de tal forma que a face a ser ensaiada se encontrasse voltada para cima.



Figura 3-22 – Ensaio de penetração de pino e esclerometria

Para realização do ensaio de penetração, foram pesados os cartuchos antes e depois do disparo para verificar eventuais disparidades. O comprimento dos pinos também foi aferido antes do disparo. Para auxiliar a ordenação dos pinos e cartuchos foi utilizado um gabarito, conforme Figura 3-23.



Figura 3-23 – Gabarito para pinos e cartuchos

A medida do comprimento exposto do pino foi feita com o auxílio de um disco mostrado na Figura 3-24. Para cada pino foram feitas duas medições e então calculada a média do comprimento exposto, que ao final era subtraído do comprimento total do pino, trabalhando-se sempre com o comprimento cravado do pino.



Figura 3-24 – Medição do comprimento exposto do pino

Em alguns casos, principalmente nas séries com brita 2, o pino disparado encontrou uma partícula de agregado graúdo, não penetrando no concreto (Figura 3-25), nestes casos não se tem resultado para o disparo.



Figura 3-25 Pino não penetrou devido ao agregado graúdo

A análise dos dados⁶ será realizada com base nos parâmetros estatísticos e por meio da análise de variância entre as séries.

Por fim, para verificar o comportamento do ensaio de penetração *in loco*, foram realizadas mais algumas aplicações em obra com potência baixa e distância entre penetrações de 20 cm, sempre em vigas, como mostra a Figura 3-26.



Figura 3-26 Aplicação em obra

⁶ Para realização desta análise será utilizado o programa *Minitab 15*.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos durante a pesquisa para os concretos estudados, a saber: resistência à compressão, esclerometria e penetração de pino.

Apresenta-se, ainda, a análise estatística de variância (ANOVA) para avaliar a influência da dimensão máxima do agregado graúdo, teor de argamassa dos concretos nos resultados dos ensaios de penetração de pino e curva de regressão para os ensaios de penetração de pino e esclerometria.

4.1. Ensaio de resistência à compressão ($f_{c,j}$)

A Figura 4-1 ilustra o comportamento da resistência à compressão média na idade de 28 dias para as séries T20, T30 e T40. Observa-se uma tendência crescente da resistência à compressão ao aumentar a resistência característica (f_{ck}). Nota-se que a variação da resistência dentro da mesma família foi da ordem de 3 MPa, exceto para as séries T40 em que a brita 2 e a redução do teor de argamassa apresentaram uma redução mais significativa, de 8 MPa e 5 MPa, respectivamente.

Castro (2009) também obteve uma redução de 4,5 MPa na resistência à compressão para a idade de 28 dias ao substituir a brita 1 por uma combinação de brita 1 e 2.

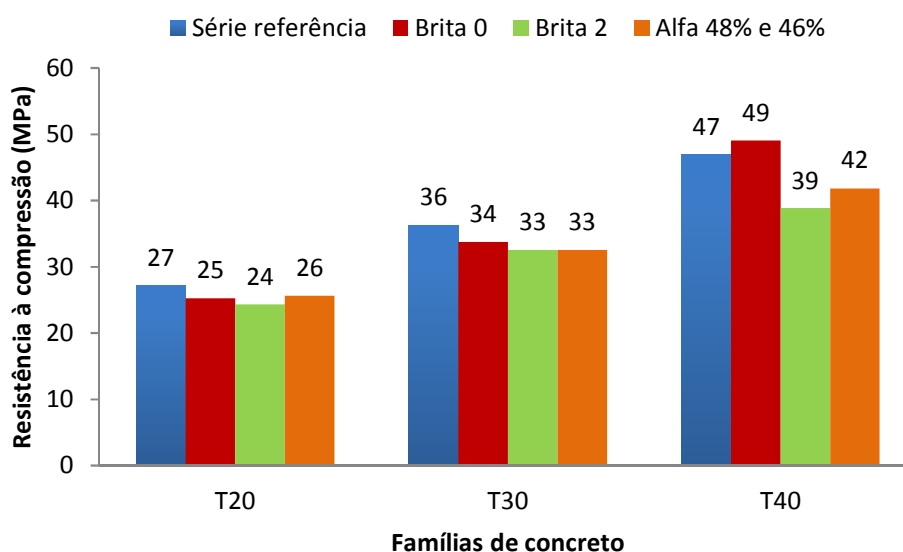


Figura 4-1 Resistência à compressão média aos 28 dias das séries T20, T30 e T40

Nas famílias T20 e T30 as maiores resistências obtidas foram para os casos com brita 1 e na família T40 o maior resultado foi para a série com brita 0. Em todos os níveis de resistência as séries com brita 2 foram as que apresentaram menor resistência.

Nas Tabelas 4-1 a 4-3 têm-se os resultados da resistência média à compressão para as idades de 3, 7 e 28 dias para todos os concretos estudados. Também são mostrados os desvios padrões obtidos assim como as relações água/cimento de cada série.

Tabela 4-1 Resultados de $f_{c,j}$ do concreto e desvio padrão para as séries T20.

Série	TP20		T20-B0		T20-B2		T20- α 48%	
Idades (dias)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)
3	20,4	0,2	20,6	0,4	18,7	2,1	21,8	0,2
7	23,9	0,5	21,7	0,7	22,6	0,4	23,4	0,8
28	27,2	0,9	25,3	0,3	24,4	0,3	25,7	0,3
a/c	0,83		0,83		0,84		0,83	

Tabela 4-2 Parâmetros do concreto para as séries T30.

Série	TP30		TP30(7D)		T30-B0		T30-B2		T30- α 48%	
Idades (dias)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)
3	30,3	0,3	30,3	0,2	26,3	0,7	27,2	1,4	28,0	1,0
7	32,9	0,6	32,9	0,6	29,4	0,2	31,6	0,6	29,4	1,1
28	36,3	0,3	38,4	0,7	33,8	0,7	32,6	1,4	32,6	2,0
a/c	0,65		0,64		0,69		0,66		0,65	

Tabela 4-3 Parâmetros do concreto para as séries T40.

Série	TP40		TP40(7D)		T40-B0		T40-B2		T40- α 46%	
Idades (dias)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)	$f_{c,j}$ (MPa)	DP (MPa)
3	36,8	1,0	39,8	0,7	39,5	0,5	31,2	1,8	31,6	1,1
7	38,1	1,5	43,0	1,6	39,2	2,4	35,7	0,3	34,7	1,2
28	46,9	1,8	51,8	1,5	49,1	0,9	38,9	1,2	41,9	0,6
a/c	0,49		0,44		0,50		0,46		0,49	

De forma geral, avaliando apenas a alteração do tamanho do agregado graúdo, observa-se que para as séries T20 e T30 os maiores valores de resistência média à compressão aos 28 dias foram obtidas para os concretos com brita 1: 27,2 MPa e 36,3 MPa, respectivamente. Enquanto que os menores resultados foram para os concretos com brita 2, sendo de 24,4 MPa para a série T20 e 32,6 para a série T30.

Vale ressaltar que a relação a/c para a série T20 foi da ordem de 0,83, enquanto para o T30 na ordem de 0,65, mantendo-se praticamente constante mesmo com as mudanças de brita. Em especial, no caso do T40-B0 a resistência média à compressão foi praticamente igual nas idades de 3 e 7 dias. Porém, o desvio padrão obtido para a idade de 7 dias foi de 2,4 MPa, enquanto para 3 dias foi de 0,5. Na idade de 7 dias obteve-se um valor inferior aos resultados na idade de 3 dias, reduzindo o valor da média para próximo do resultado de 3 dias e resultando em um maior desvio padrão.

No caso da série T40, a substituição da brita 1 por brita 0 levou a um aumento da resistência à compressão média aos 28 dias de 2,2 MPa, para relação a/c similares, da ordem de 0,50. Na alteração de brita 1 para brita 2, obteve-se uma redução significativa de 8,0 MPa para a resistência à compressão, além de uma redução da relação a/c de 6%.

Uma explicação para a diminuição da resistência à compressão com o aumento da dimensão máxima do agregado graúdo, resultado também obtido por Castro (2009), é a de que agregados maiores apresentam menores superfícies de molhagem, levando a um aumento da relação água/cimento localizada na zona de transição da interface, resultando um concreto menos resistente e mais permeável (Mehta & Monteiro, 2008).

Para Mehta & Monteiro (2008), esse comportamento justifica-se pelo fato de que agregados graúdos com partículas maiores que 19 mm tendem a produzir mais microfissuras na zona de transição (interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento), em especial para misturas de concreto de altas resistências, conforme verificado na série T40.

Na série T40 a variação da relação água/cimento foi mais significativa do que nas séries T20 e T30, o que pode ter contribuído nos resultados obtidos para a resistência à compressão. Esta variação ocorreu em função do parâmetro fixado ser o abatimento de tronco de cone e não a relação água/cimento, devido a ordem de produção dos concretos.

Nos resultados obtidos para resistência à compressão média aos 28 dias entre o TP20 e T20- α 48%, a redução foi de 1,5 MPa e entre o TP30 e o T30- α 48% foi de 3,7 MPa. Para a série T40, em que o teor de argamassa da série referência foi alterado de 51% para 46%, a redução da resistência foi de 5,0 MPa.

Uma das justificativas desta redução de resistência se deve a menor área específica dos grãos e conseqüentemente uma maior quantidade de água na interface do agregado com a pasta, resultando em uma zona de transição com menor resistência (Mehta & Monteiro, 2008).

Por fim, comparando os resultados de resistência à compressão das séries reproduzidas para a realização dos ensaios de penetração de pino aos 7 dias, verifica-se que os resultados foram iguais para o TP30 nas idades de 3 e 7 dias, e para a idade de 28 dias a diferença foi de 2,1 MPa.

Para as séries TP40 e TP40(7d), as diferenças da resistência à compressão média foram mais significativas, sendo de 3,0 MPa para a idade de 3 dias e de 4,9 MPa para as idades de 7 e 28 dias. Tal fato pode ser explicado de certa forma pela variação na relação a/c, com redução de 10% do TP40 para o TP40(7d), para obtenção da mesma consistência (slump de 10 ± 1 cm).

As Figuras 4-2 a 4-4 apresentam a resistência à compressão ao longo das idades de 3, 7 e 28 dias para os concretos estudados. No geral, o comportamento observado para a evolução da resistência à compressão das séries estudadas ao longo do tempo foi crescente e com mesma tendência, com exceção do T40-B0 que praticamente não apresentou aumento de resistência entre 3 e 7 dias. Como mostrado anteriormente, este comportamento pode ser explicado pelo desvio padrão elevado na idade de 7 dias.

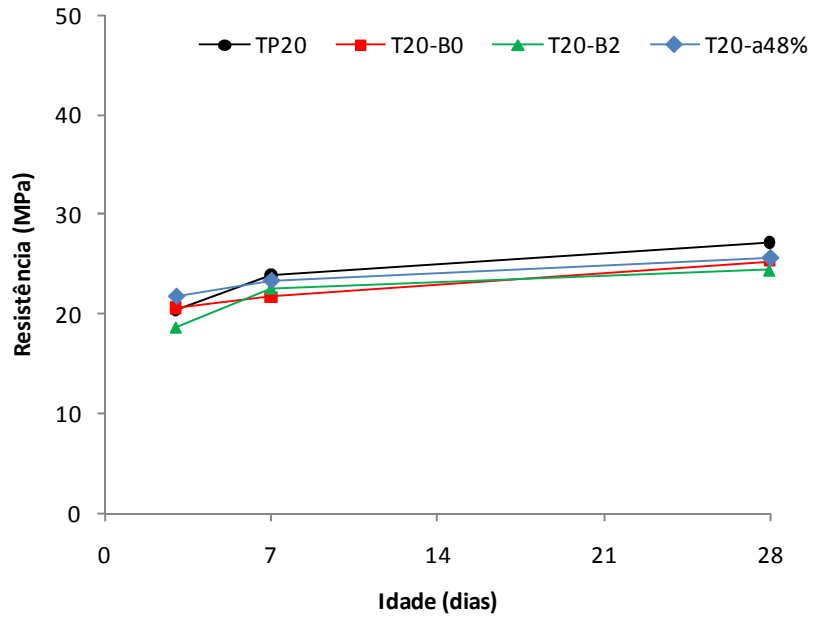


Figura 4-2 Resistência do concreto para as séries T20.

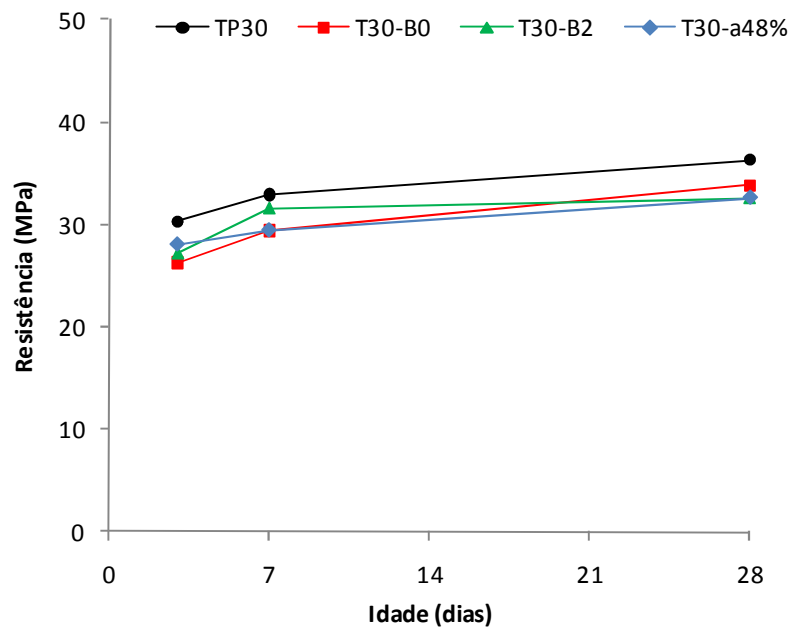


Figura 4-3 Resistência do concreto para as séries T30.

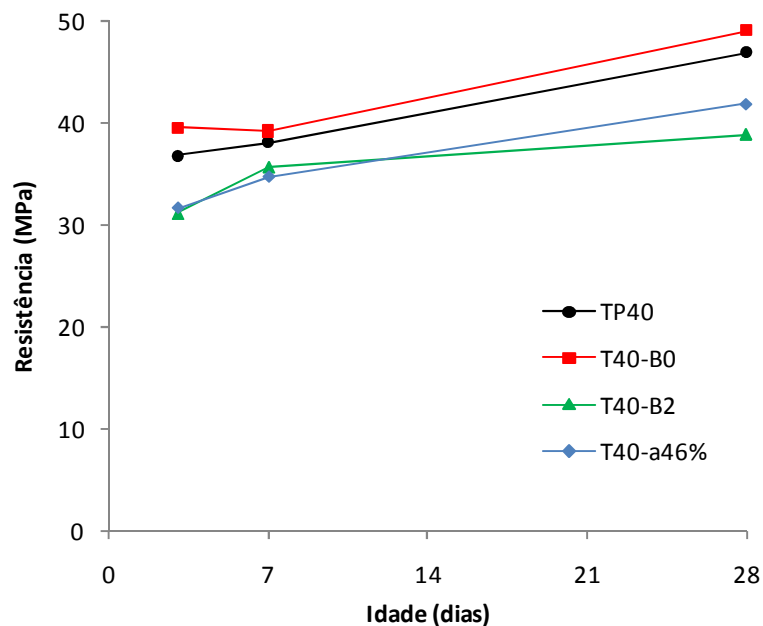


Figura 4-4 Resistência do concreto para as séries T40.

Nas séries T20 e T30, a série referência manteve-se com valores superiores aos demais, comportamento não observado para a série T40 em que o T40-B0 apresentou resultados superiores ao padrão, como já discutido anteriormente.

Pode-se notar que a resistência à compressão aos 28 dias apresentou uma maior variabilidade entre as séries T40, quando comparada com as demais. Um dos aspectos que pode levar a tal comportamento é fato de que quanto maior a resistência, menor será a porosidade da matriz. Logo, o que irá determinar a ruptura dos corpos-de-prova será a existência de falhas, como o acúmulo de água sob grãos maiores. Outro fator que pode ter contribuído foi a maior variação obtida para a relação água/cimento.

A Figura 4-5 apresenta os resultados médios obtidos para cada série referência seguindo a lei de Abrams. O gráfico foi elaborado para uma melhor compreensão dos comportamentos obtidos para a resistência à compressão, quando da substituição do agregado graúdo.

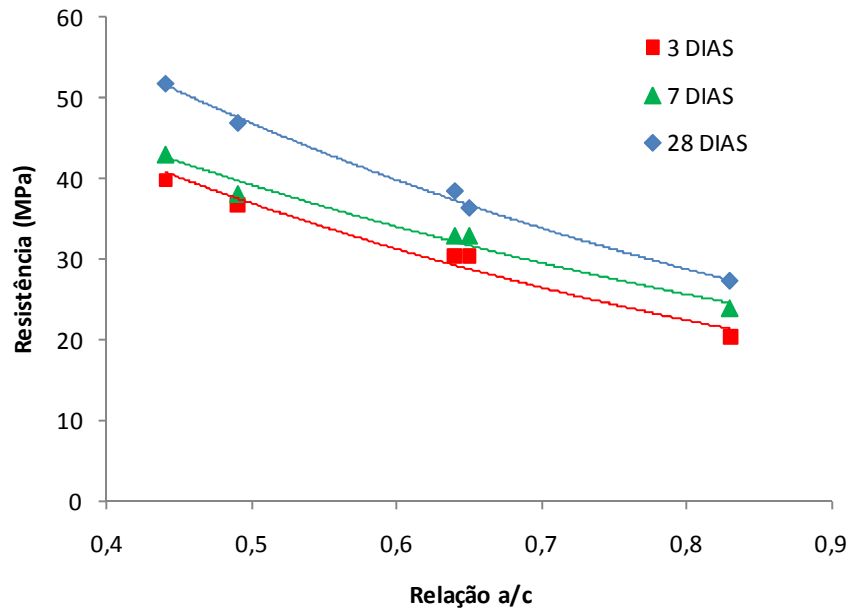


Figura 4-5 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e das idades para os traços padrões.

Apesar da utilização de um aditivo polifuncional nos concretos estudados, que pode influenciar o comportamento da resistência à compressão, observou-se que as curvas obtidas são coerentes com a lei de Abrams, demonstrando que a resistência à compressão segue uma tendência, sendo inversamente proporcional à relação a/c e diretamente proporcional à idade.

Nas Figuras 4-6 a 4-8 observa-se que a resistência à compressão das séries com brita 2 e teor de argamassa alterado é menor quando comparada com os traços padrões e com brita 0, sendo mais evidente nas séries T30 e T40. Possivelmente, conforme colocado anteriormente, devido a agregados maiores produzirem mais microfissuras na zona de transição, levando a uma redução da resistência, em especial em concretos de alta resistência, levando a uma ruptura com carga mais baixa.

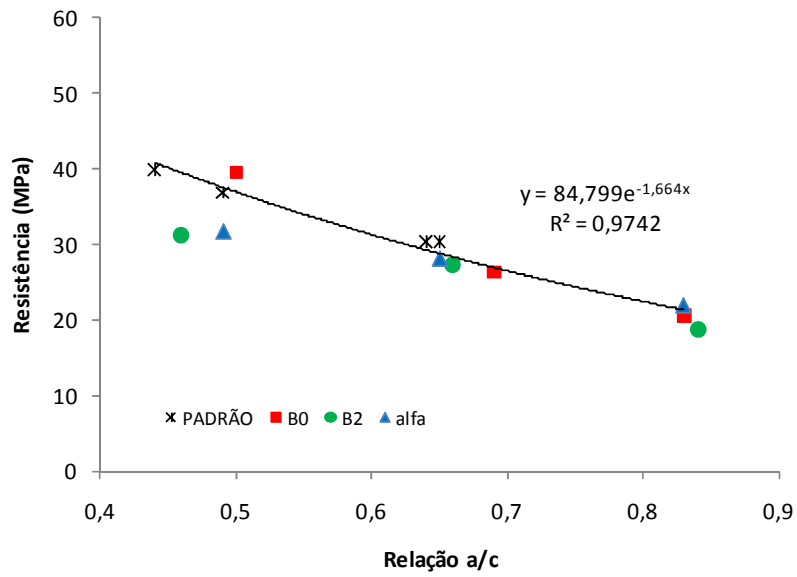


Figura 4-6 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade de 3 dias para as séries com diferentes britas.

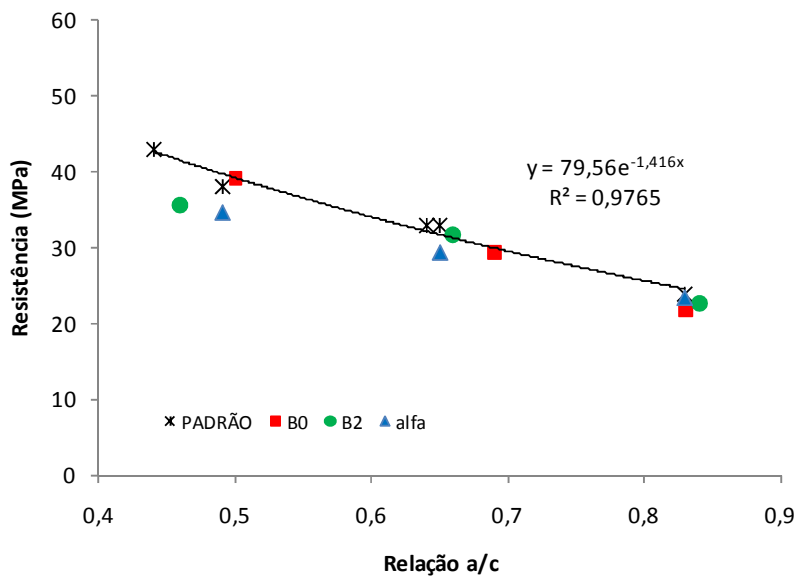


Figura 4-7 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade de 7 dias para as séries com diferentes britas.

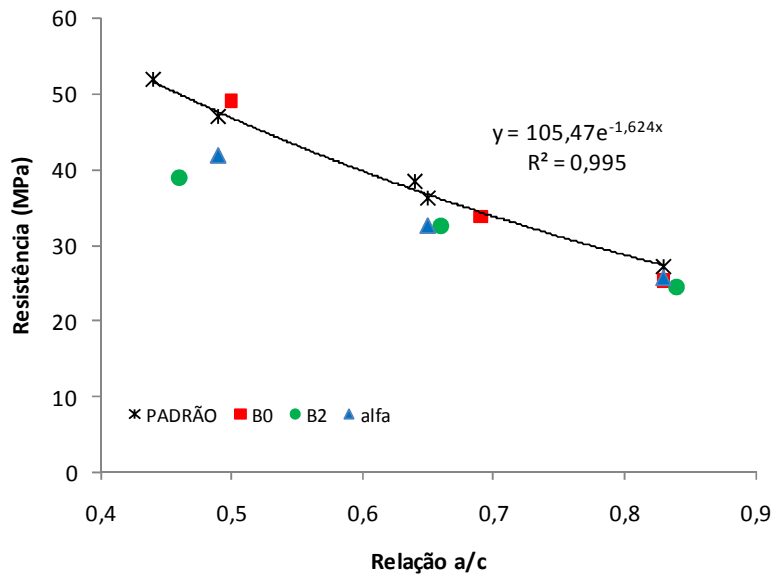


Figura 4-8 Resistência média à compressão em função da relação água/cimento e da idade de 28 dias para as séries com diferentes britas.

Para melhor compreensão dos resultados para o ensaio de penetração de pino realizados nos concretos produzidos, realizou-se uma análise de variância dentro das famílias de concreto com a finalidade de verificar a desigualdade das resistências à compressão obtidas.

A Tabela 4-4 apresenta, de forma resumida, o resultado do teste de Tukey⁷, onde cores iguais indicam resistências similares dentro da mesma família de concreto para intervalo de confiança de 95%. Para a série T20 a análise indicou que apenas o TP20 apresenta uma diferença significativa dos demais. Para as séries T30 e T40 obteve-se um comportamento similar, onde os traços padrões e com brita 0 apresentaram resultados considerados iguais, porém diferentes das séries com brita 2 e teor de argamassa reduzido.

⁷ Teste de comparação de médias entre todos os tipos de tratamento. Utiliza a distribuição chamada de distribuição da amplitude studentizada. O teste calcula um valor crítico e caso a diferença entre médias dos tratamentos seja superior ao crítico, considera-se que as médias apresentam diferenças significantes.

Tabela 4-4 Resumo do teste de Tukey

T20	TP20	T20-B0	T20-B2	T20-48%
f_{c28} (MPa)	27,2	25,3	24,4	25,7
T30	TP30	T30-B0	T30-B2	T30-48%
f_{c28} (MPa)	36,3	33,8	32,6	32,6
T40	TP40	T40-B0	T40-B2	T40-46%
f_{c28} (MPa)	46,9	49,1	38,9	41,9

Células com a mesma cor indicam resistências à compressão iguais dentro da mesma série.

A partir da análise da Tabela 4-4 e das Figuras 4-6 a 4-8 conclui-se que as variáveis que influenciaram a resistência à compressão do concreto em relação aos traços padrões foram, principalmente, a utilização de brita 2 e a redução do teor de argamassa, mais evidente nas séries T30 e T40.

4.2. Ensaio de esclerometria

O ensaio de esclerometria foi utilizado nesta pesquisa com a finalidade de verificar a homogeneidade do concreto, em todas as faces do corpo-de-prova, utilizado para o ensaio de penetração de pino, além de possibilitar uma análise comparativa com o ensaio de penetração de pino.

Os índices esclerométricos obtidos para as diferentes faces dos corpos-de-prova prismáticos para os traços padrões são mostrados na Figura 4-9. Não se observou nenhuma tendência para as faces ensaiadas. Desta forma, optou-se por trabalhar com a média dos índices esclerométricos das faces que se mostraram iguais dentro da análise de comparação de média, como mostrado a seguir.

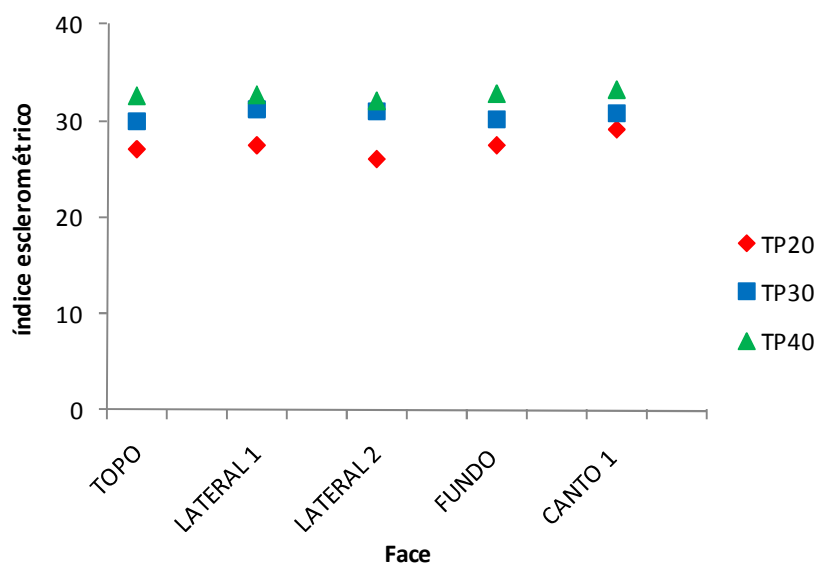


Figura 4-9 Índice esclerométrico das séries TP20, TP30 e TP40 em função da face ensaiada

As Tabelas 4-5 a 4-7 apresentam o índice esclerométrico médio efetivo para as seis faces do corpo-de-prova e a média geral do corpo-de-prova. Nota-se que para a série T20 o índice esclerométrico médio do corpo-de-prova variou de 26,70 a 29,28, para a série T30 de 28,05 a 31,57 e para a T40 de 32,5 a 34,5, seguindo uma ordem crescente de acordo com o aumento da resistência, como esperado. O coeficiente de variação máximo obtido para o ensaio de esclerometria foi de 2,72%, ficando próximo do obtido por Machado, M., (2005), que foi de 3,1%.

Tabela 4-5 Índice esclerométrico da série T20

Índice Esclerométrico				
	TP20	T20-B2	T20-B0	T20-α48%
Topo	27,1	26,9	28,9	26,5
Lateral 1	27,5	27,9	27,2	27,1
Lateral 2	26,1	28,4	29,4	27,2
Fundo	27,5	26,1	25,3	25,9
Canto 1	29,1	27,5	29,0	26,8
Canto 2	29,1	27,9	29,8	24,2
Média	27,05	27,72	29,28	26,70
DP	0,66	0,56	0,41	0,52
CV (%)	2,44	2,02	1,40	1,96

Os valores em vermelhos foram considerados diferentes dos demais no teste de Tukey e então descartados.

Tabela 4-6 Índice esclerométrico da série T30

Índice Esclerométrico					
	TP30	TP30(7d)	T30-B2	T30-B0	T30-a48 %
Topo	30,0	27,7	31,0	30,3	27,0
Lateral 1	31,1	28,0	30,9	32,1	30,0
Lateral 2	31,0	28,2	32,0	31,6	28,8
Fundo	30,1	27,6	30,9	28,2	27,8
Canto 1	30,7	28,8	32,1	33,0	29,9
Canto 2	31,2	28,0	32,0	31,0	29,5
Média	30,68	28,05	31,48	31,57	29,55
DP	0,52	0,43	0,60	0,55	0,54
CV (%)	1,69	1,53	1,92	1,74	1,84

Os valores em vermelhos foram considerados diferentes dos demais no teste de Tukey e então descartados.

Tabela 4-7 Índice esclerométrico da série T40

Índice Esclerométrico					
	TP40	TP40(7d)	T40-B2	T40-B0	T40-a46 %
Topo	32,6	32,6	31,8	33,7	30,8
Lateral 1	32,7	31,5	32,6	34,5	32,8
Lateral 2	32,1	31,5	32,9	33,8	33,5
Fundo	32,8	32,7	32,4	34,9	32,6
Canto 1	33,2	33,8	32,9	35,4	30,8
Canto 2	32,9	32,9	32,6	34,5	30,8
Média	32,72	32,50	32,53	34,47	32,97
DP	0,37	0,88	0,41	0,65	0,47
CV (%)	1,12	2,72	1,25	1,88	1,43

Os valores em vermelhos foram considerados diferentes dos demais no teste de Tukey e então descartados.

Os valores em vermelho mostrados nas Tabelas 4-5 a 4-7, indicam as faces que apresentaram índices esclerométricos significativamente diferentes das demais, conclusão esta obtida pela análise de comparação múltipla das médias (Teste de Tukey). Tais valores não foram incluídos no cálculo das medidas resumo (média, desvio padrão e coeficiente de variação) e nem nos diagramas de caixas mostrados no Apêndice C.

Os valores considerados díspares com relação ao índice esclerométrico podem ser explicados pela diferença no teor de umidade entre as faces além do grau de adensamento, pois o concreto é o mesmo para um dado corpo-de-prova. Cabe salientar que a direção do esclerômetro durante o ensaio foi sempre a mesma: vertical.

A Figura 4-10 apresenta os resultados obtidos para o índice esclerométrico em função da resistência à compressão obtida para cada corpo-de-prova. Observa-se que os dados apresentaram uma relação de proporcionalidade significativa.

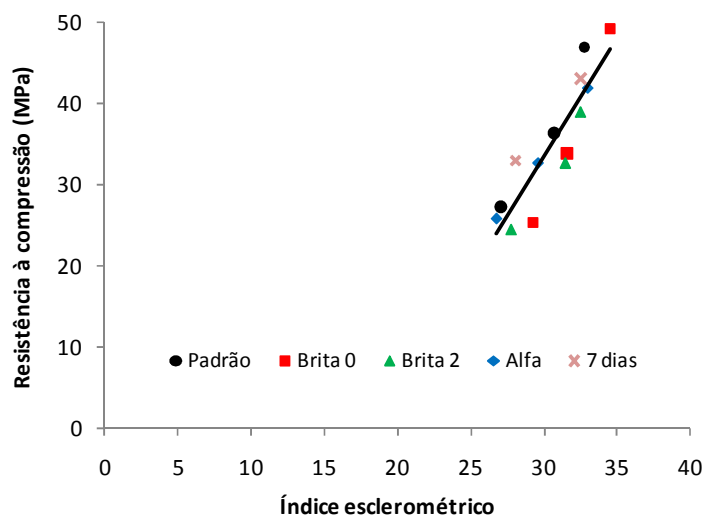


Figura 4-10 Resistência à compressão e índice esclerométrico

4.3. Ensaio de penetração de pino

Os resultados obtidos no ensaio de penetração de pino serão apresentados neste item, contemplando as características dos pinos e cartuchos utilizados, bem como os valores de penetração. Será feita ainda uma abordagem estatística, mediante análise de variância entre os diferentes concretos.

O ensaio de índice de forma dos agregados graúdos foi realizado com o intuito de relacioná-lo com os resultados do ensaio de penetração de pino. Porém devido a obtenção do índice de forma apenas da brita 1 e 2, devido a NBR 7809 (ABNT, 2006) não se aplicar a brita 0 e a obtenção de resultados similares: 3,43 (brita 2) e 3,15 (brita 1), não foi possível obter uma relação.

4.3.1. Parâmetros dos pinos e dos cartuchos utilizados

A Tabela 4-8 apresenta os resultados médios, desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV) obtidos para a massa dos cartuchos antes e depois do disparo, como também da massa e comprimento dos pinos para todos os disparos realizados nos corpos-de-prova prismáticos de todas as séries. A mensuração de tais parâmetros foi realizada com a finalidade de verificar dispersões consideráveis que podem afetar o resultado do ensaio.

Tabela 4-8 Resultados de massa dos cartuchos e de massa e comprimento dos pinos

Propriedades		Nº de ensaios	Média	DP	CV (%)
Cartucho (g)	Massa antes (g)	140	1,01	0,017	1,7%
	Massa depois (g)	140	0,67	0,020	3,0%
Pino	Massa (g)	140	5,32	0,037	0,7%
	L(mm)	140	55,47	0,306	0,6%

O coeficiente de variação obtido para a massa dos cartuchos, antes do disparo, foi de 1,7% e, depois do disparo, foi de 3,0%. Pode-se considerar que os resultados mostrados apresentam variabilidade muito pequena, o que leva a concluir que a massa dos cartuchos não é fonte significativa de variabilidade nos ensaios de penetração de pino.

Pinto e Baggio (2004) obtiveram resultados semelhantes para o coeficiente de variação da massa dos cartuchos antes e depois dos disparos, de 1,1% e 1,9%, respectivamente.

No caso da massa e do comprimento dos pinos, obteve-se coeficientes de variação de 0,7% para a massa e de 0,6% para o comprimento. A ASTM C803 (2003) limita a variação no comprimento do pino a $\pm 0,5\%$ do comprimento nominal. O coeficiente de variação obtido para o comprimento do pino ficou próximo do recomendado por norma, porém a média dos comprimentos foi de 55,47 mm. Neste estudo foi utilizado o comprimento individual de cada pino para obtenção do comprimento cravado, no entanto, a autora recomenda utilizar o comprimento nominal do pino para aplicações em campo de 55,50 mm.

4.3.2. Resultados da penetração de pino

Como mostrado no programa experimental, em alguns disparos o pino não penetrou devido ao choque contra uma partícula de agregado graúdo. Outros dois comportamentos foram observados: disparos sobre vazios resultando em penetrações elevadas; inclinação do pino com um todo ou apenas na ponta, provavelmente devido ao choque com o agregado graúdo. Geralmente, quando a penetração era realizada sobre um vazio a bucha do pino penetrava por completo, o que não ocorria na maioria dos outros disparos. As Figuras 4-11 a 4-13 apresentam os casos citados.



Figura 4-11 Penetração de pino sobre vazio

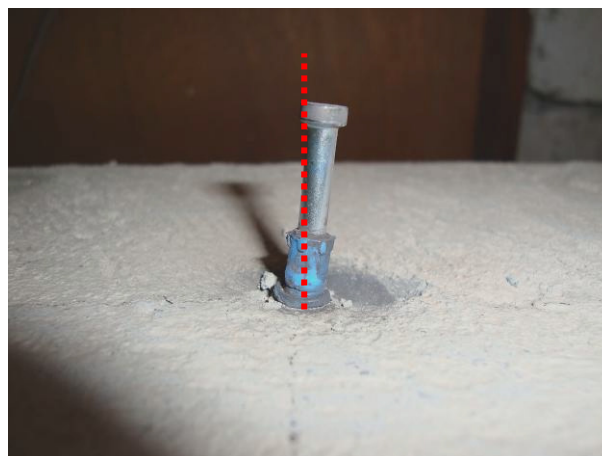


Figura 4-12 Pino inclinado



Figura 4-13 Ponta do pino encurvada

A norma ASTM C803 (2003) apresenta o seguinte comentário para o ensaio de penetração de pino sem pólvora: os pinos que atingirem agregado graúdo ou vazios devem ser descartados, porém o mesmo comentário não consta para o ensaio com pólvora utilizado neste estudo. No entanto, como a maioria dos casos citados anteriormente resultaram em valores díspares dos demais, optou-se por retirar estes dados da análise.

As Tabelas 4-9 a 4-11 apresentam os resultados obtidos para o ensaio de penetração de pino para as séries T20, T30 e T40, respectivamente, onde os resultados desconsiderados encontram-se na cor vermelha e não foram incluídos nas medidas resumo apresentadas ao final da tabela.

Além dos valores descartados devido ao ensaio ser realizado sobre partícula de agregado ou vazio, também se utilizou do critério da ASTM C803 (2003), onde para valores de penetração de pino com diferenças maiores do que 8,4 mm ($D_{\text{máx}} < 25$ mm) ou 11,7 ($D_{\text{máx}} < 50$ mm) para um mesmo ensaio, deve-se descartar o valor mais distante da média, recalculando a mesma. Estes valores serão apresentados nas Tabela 4-9 a Tabela 4-11 na cor azul e não serão incluídos no cálculo da média e do desvio padrão.

Tabela 4-9 Resultados de penetração de pino para as séries T20

Região	Penetração de pino (mm)			
	TP20	T20-B0	T20-B2	T20- α 48%
Topo	32,95	37,80	28,38	27,30
Topo	27,00 ¹	39,08	28,65	28,50
Lateral 1	31,90	36,00	*	32,15
Lateral 1	*	36,40	26,88	22,70 ¹
Lateral 2	31,08	44,95 ¹	31,25	24,63
Lateral 2	33,13	35,80	27,85	31,60 ¹
Fundo	35,70	35,70	41,38 ¹	26,60
Fundo	30,30	40,70	23,63 ¹	29,20
Canto 1	36,80	40,20	21,78 ¹	32,98
Canto 2	23,00 ¹	31,75 ²	32,33	25,65
Média	33,12	37,71	29,22	28,38
DP (mm)	2,37	2,05	2,11	2,97
CV (%)	7,17%	5,43%	7,21%	10,48%

* O pino não penetrou.

1 – Valores descartados – penetração sobre agregado ou vazio.

2 – Valores descartados pelo critério de diferença entre penetrações.

Tabela 4-10 Resultados de penetração de pino para as séries T30

Região	Penetração de pino (mm)				
	TP30	T30-B0	T30-B2	T30- α 48%	T30(7D)
Topo	19,53 ¹	36,03	32,25 ²	21,53	28,20
Topo	28,55	38,10	*	25,90	22,35 ¹
Lateral 1	22,18 ¹	33,58	21,20	25,70	34,38 ¹
Lateral 1	25,83	23,98 ¹	*	21,90	29,60
Lateral 2	27,93	30,78 ¹	27,28 ¹	24,08	25,28
Lateral 2	22,00	29,50 ²	*	18,05 ¹	26,40 ¹
Fundo	27,45	35,70	27,58	32,05 ²	22,25 ¹
Fundo	22,18	33,60	18,53	30,53 ²	26,38
Canto 1	28,63	30,15	20,40 ¹	25,08 ¹	27,90
Canto 2	26,03 ¹	36,18	16,85	11,98 ¹	25,03
Média	26,08	34,76	21,04	23,82	27,07
DP (mm)	2,88	2,57	4,71	2,05	1,80
CV (%)	11,05%	7,40%	22,40%	8,62%	6,65%

* O pino não penetrou.

1 – Valores descartados – penetração sobre agregado ou vazio.

2 – Valores descartados pelo critério de diferença entre penetrações ASTM C803

Tabela 4-11 Resultados de penetração de pino para as séries T40

Região	Penetração de pino (mm)				
	TP40	T40-B0	T40-B2	T40- α 46%	T40(7D)
Topo	23,95	28,35	36,63 ¹	24,90	22,95
Topo	20,70	26,40	27,05	22,30	25,38
Lateral 1	30,38 ¹	24,05	24,08	18,28	19,60 ¹
Lateral 1	24,48	24,30	21,25 ¹	20,15 ¹	23,35
Lateral 2	26,33	26,90	32,60 ¹	19,05	26,90
Lateral 2	24,30 ¹	25,95	16,70 ¹	21,93	27,93
Fundo	17,05 ¹	24,50	*	24,00	20,23
Fundo	*	22,75	27,05	18,85	22,58
Canto 1	14,78 ¹	25,75	25,55	20,15	27,08
Canto 2	27,10	27,20	20,35	24,98	*
Média	24,51	25,62	24,82	21,60	24,55
DP (mm)	2,49	1,70	2,78	2,64	2,69
CV (%)	10,17%	6,64%	11,22%	12,23%	10,95%

* O pino não penetrou.

1 – Valores descartados penetração sobre agregado ou vazio.

Os valores médios de penetração de pino dentro das famílias de concreto variaram de 28,38 mm a 37,71 mm, série T20- α 48% e T20-B0, respectivamente; de 21,04 mm a 34,76 mm, séries T30-B2 e T30-B0, respectivamente e de 21,60 mm a 25,62 mm, séries T40- α 46% e T40-B0, respectivamente.

Observa-se que os desvios padrões obtidos ficaram na ordem de 2 mm. Pinto e Baggio (2004) no estudo de variabilidade do ensaio de penetração obtiveram resultados próximos do obtido neste estudo para o valor do desvio padrão que variou de 2,18 mm a 3,05 mm, após o uso continuado da pistola.

Em relação aos coeficientes de variação, os traços padrões variaram de 7,17% a 11,05%, os com brita 0 de 5,43% a 7,40%, os com brita 2 de 7,21% a 22,40% e com redução do teor de argamassa de 8,62% a 12,23%. No geral as séries com brita 0 apresentaram os menores valores.

Segundo Malhotra (1984, apud Evangelista, 2002), o ensaio de penetração de pino, em geral, apresenta coeficientes de variação em torno de 6% a 10%. Já Machado, M. (2005), obteve um coeficiente de variação médio de 8%, próximo ao obtido no presente estudo, que foi de 8,7%.

A penetração de pino para as séries T20 e T30 apresentou a seguinte ordem ao comparar os diferentes tamanhos dos agregados graúdos: $B2 < B1 < B0$. Este comportamento pode ser explicado pela maior influência do agregado graúdo de acordo com a sua dimensão máxima. Quanto maior a dimensão da brita mais difícil será a penetração do pino, devido a maior probabilidade de se acertar uma partícula de agregado ou da mesma influenciar a penetração do pino.

Entretanto, para a série T40, não se obteve o mesmo resultado, talvez devido à maior resistência da matriz cimentícia, levando a uma menor influência do tamanho máximo do agregado. Como resultado, obteve-se valores mais similares entre as séries com diferentes agregados.

Ao reduzir o teor de argamassa da série referência, em geral o resultado foi uma menor penetração de pino. Provavelmente, este comportamento pode ser entendido pelo fato de a redução do teor de argamassa aumentar a quantidade de agregado graúdo, levando a um maior encunhamento das partículas e maior oposição à penetração de pino.

Os histogramas de frequência obtidos para cada série, assim como o teste de normalidade dos dados obtidos para penetração de pino, encontram-se disponíveis no Apêndice D. De forma geral, o ensaio de penetração de pino apresenta uma distribuição normal dos dados obtidos.

Para verificar o comportamento do ensaio de penetração de pino por face para os traços padrões, elaborou-se o gráfico mostrado na Figura 4-14. Observa-se uma dispersão dos resultados de penetração de pino para uma mesma face. Entretanto, observa-se que, de forma geral, a penetração de pino aumenta quando a resistência do concreto diminui.

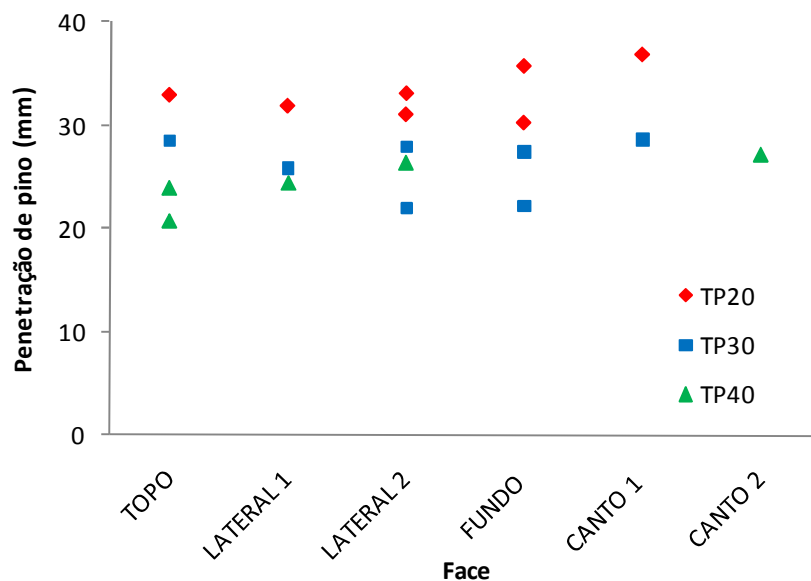


Figura 4-14 Resultado penetração de pino por face para os traços padrões

Para avaliar os dados obtidos, construiu-se o gráfico *box plot*⁸, que possibilita verificar a dispersão, assimetria e a existência de dados discrepantes. As Figuras 4-15 a 4-17 apresentam os diagramas de caixas para a penetração de pino para as séries T20, T30 e T40.

Observa-se na Figura 4-15 que a série T20-B0 apresentou o maior valor de penetração de pino e que a maior dispersão dos resultados aconteceu para a série T20- α 48%. Na Figura 4-16, a série com brita 0 também foi o que apresentou o maior valor de penetração, enquanto que a maior dispersão foi o T30-B2. No gráfico mostrado na Figura 4-17 observa-se que a série T40-a46% apresentou um menor valor de penetração sendo que as demais séries resultaram em valores próximos.

⁸ Utilizou-se o programa *Minitab 15*

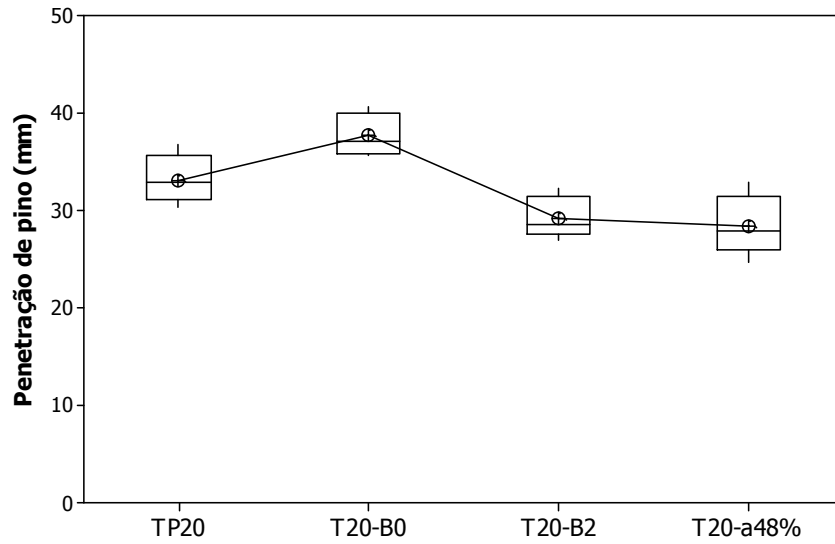


Figura 4-15 Diagrama de caixas da penetração de pino para as séries T20

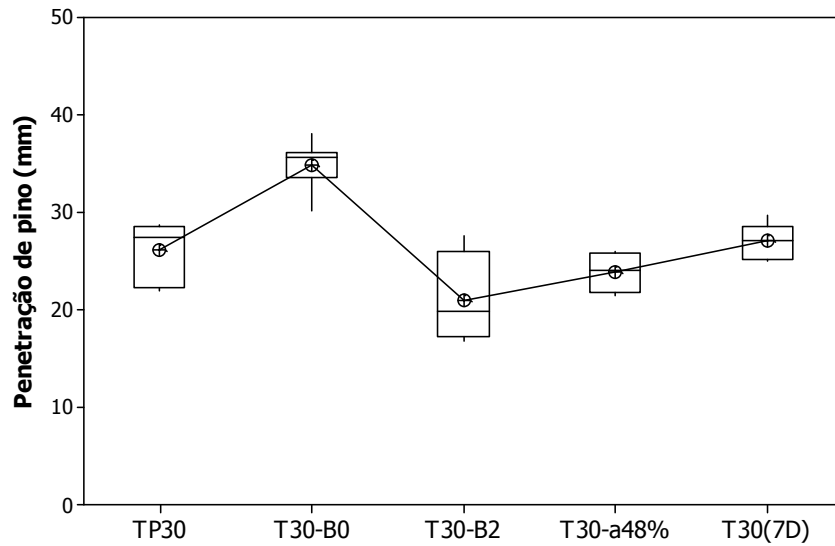


Figura 4-16 Diagrama de caixas da penetração de pino para as séries T30

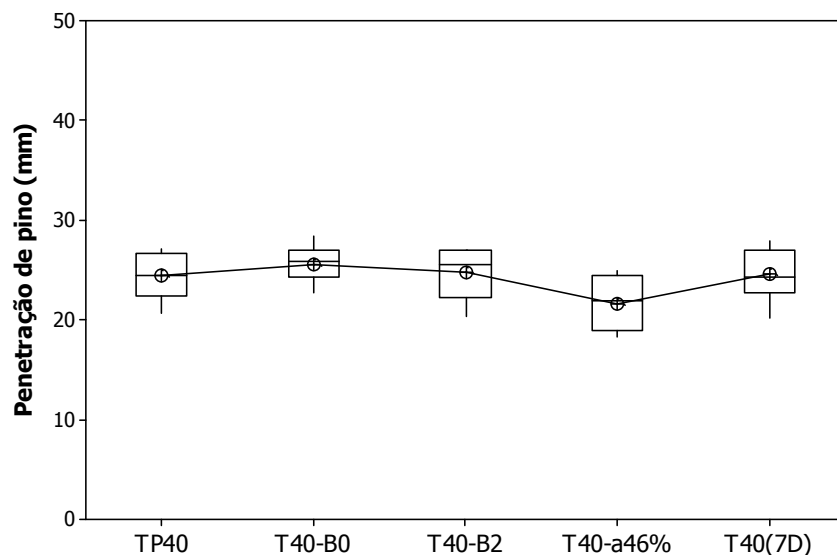


Figura 4-17 Diagrama de caixas da penetração de pino para as séries T40

A partir das Figuras 4-15 a 4-17 observa-se que não foram encontrados valores considerados atípicos, designados de *outliers*, pois quando existentes, são representados por asteriscos.

A Figura 4-18 apresenta os valores de penetração média em função da resistência do concreto. Nota-se uma dispersão dos dados, sendo que as séries com brita 0 resultaram em valores de penetração maiores que os demais, enquanto que a série com redução do teor de argamassa e brita 2 apresentaram, de forma geral, os menores valores.

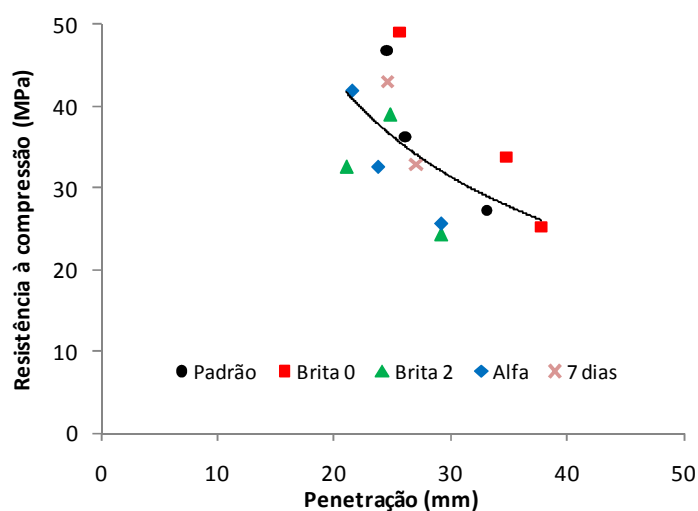


Figura 4-18 Resultado ensaio de penetração de pino versus resistência à compressão

4.3.3. Análise de variância e teste de Tukey

A análise de variância foi utilizada para verificar a existência de comportamentos diferentes no ensaio de penetração quando das alterações nas séries: dimensão máxima do agregado graúdo, teor de argamassa e idade do ensaio. Utilizou-se o programa *Minitab* para realizar as análises. As análises são mostradas nas Tabelas 4-12 a 4-14.

Tabela 4-12 Análise de variância para as séries T20

Fonte de variação	Graus de liberdade	Soma de quadrados	Média quadrática	F ₀	P
Entre tratamentos	3	418,90	139,63	23,71	0,000
Erro	25	147,26	5,89		
Total	28	566,16			

Tabela 4-13 Análise de variância para as séries T30

Fonte de variação	Graus de liberdade	Soma de quadrados	Média quadrática	F ₀	P
Entre tratamentos	4	617,89	154,47	19,59	0,000
Erro	24	189,22	7,88		
Total	28	807,11			

Tabela 4-14 Análise de variância para as séries T40

Fonte de variação	Graus de liberdade	Soma de quadrados	Média quadrática	F ₀	P
Entre tratamentos	4	84,01	21,00	3,57	0,016
Erro	32	188,32	5,88		
Total	36	272,33			

A Tabela 4-15 apresenta um resumo da análise de variância realizada para as famílias dos concretos T20, T30 e T40. Os resultados completos da análise de variância encontram-se disponíveis no Apêndice E.

Tabela 4-15 Análise de variância para as famílias dos concretos T20, T30 e T40

Série	F	valor-P	F crítico
T20	23,71	0,000	2,99
T30	19,59	0,000	2,78
T40	3,57	0,016	2,67

Da comparação entre o valor do F obtido para cada uma das análises com o F crítico, mostrados na Tabela 4-15, pode-se concluir que, para todas as famílias de concreto, a análise de variância indicou que a média da penetração entre as séries são significativamente diferentes, pois $F > F$ crítico.

O resultado da análise de variância fornece apenas a aceitação ou rejeição da hipótese de que todas as médias são iguais, não indicando quais médias diferem umas das outras. Para realizar esta comparação, recomenda-se a comparação múltipla das médias, como o teste de Tukey. O teste foi realizado dentro das séries T20, T30 e T40, utilizando o programa *Minitab* e a saídas estão apresentadas no Apêndice E.

A Tabela 4-16 apresenta, de forma resumida, o resultado obtido no teste de Tukey. Na coluna Grupos, letras iguais indicam que não existe diferença significativa para a penetração média entre as séries. No caso das médias que não apresentam a mesma letra, os resultados da penetração média diferem.

Tabela 4-16 Resumo do teste de Tukey

Séries:	N	Média (mm)	Grupos	
T20-B0	8	37,71	A	
TP20	7	33,12	B	
T20-B2	6	29,22	C	
T20- α 48%	8	28,38	C	
T30-B0	7	34,763	A	
TP30	7	26,081	B	C
T30- α 48%	5	23,820	B	C
T30-B2	4	21,040	C	
T40-B0	10	25,615	A	
T40-B2	5	24,816	A	B
TP40	5	24,512	A	B
T40- α 46%	9	21,603	B	

N – número de repetições

Média – penetração de pino

Médias que não apresentam a mesma letra são significativamente diferentes, de acordo com o teste de Tukey.

Antes de analisar o resultado obtido para o Teste de Tukey, vale lembrar os resultados obtidos para a resistência à compressão dos concretos estudados. A análise gráfica permitiu verificar que, para as três famílias de concreto, os que continham brita 2 e teor de argamassa menores apresentaram resistências à compressão inferiores as demais. Segundo o teste de Tukey, para o T20, apenas a série TP20 apresentou diferença em relação as demais. Nas séries T30, o TP30 e T30-B0 se mostraram equivalentes e os T30-B2 e T30-a48% iguais entre si, porém diferentes dos citados anteriormente. A família de concreto T40 teve o mesmo resultado da família T30.

A partir da análise da Tabela 4-16, observa-se que na família T20 a variação do tamanho máximo do agregado graúdo alterou o resultado do ensaio de penetração de pino. Na comparação dos resultados entre diferentes teores de argamassa também houve diferença significativa do resultado.

Para as séries T30, o único que apresentou diferença significativa, quando da alteração do tipo de brita foi o T30-B0. Quanto a alteração do teor de argamassa não foi encontrada diferença entre os resultados obtidos. No caso da família T40, as médias de penetração de pino não apresentaram diferenças significativas em relação ao tamanho do agregado graúdo e nem para a alteração no teor de argamassa.

Evangelista (2002), ao ensaiar concretos com agregados de dimensão máxima de 9,5 mm e 19 mm, também obteve comprimentos cravados de pino superiores para os concretos com agregado de $D_{m\acute{a}x}=9,5$ mm.

Pode-se notar que o comportamento do ensaio de penetração de pino e da resistência à compressão não apresentaram as mesmas respostas quando as séries foram modificadas, de acordo com o teste de Tukey. No caso da resistência, os fatores que mais influenciaram foram a brita 2 e o teor de argamassa, enquanto que no ensaio de penetração de pino foi o teor de argamassa para a série T20 e a brita 0 para as séries T20 e T30.

4.4. Correlação e regressão dos dados

Neste item serão apresentadas a correlação dos dados obtidos além das equações de regressão, tendo como variáveis os ensaios de resistência à compressão, penetração de pino e esclerometria.

4.4.1. Resistência à compressão x Penetração de Pino

A Figura 4-19 apresenta o diagrama de dispersão dos resultados médios obtidos para o ensaio de resistência à compressão e penetração de pino. Observa-se que os dados não se ajustaram, de forma significativa, à equação de regressão.

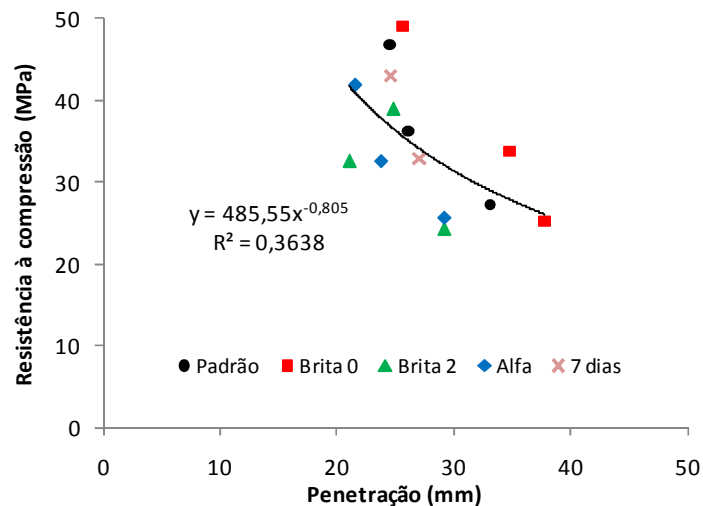


Figura 4-19 Gráfico de correlação resistência e penetração de pino

Devido à diferença apresentada na análise de variância, decidiu-se agrupar as séries por tipo de agregado graúdo e teor de argamassa, como mostra a Figura 4-20. As séries seguiram uma tendência de correlação linear negativa, quando agrupados de acordo com o tipo de agregado graúdo, a exceção da série com brita 2, que não foi apresentada no gráfico.

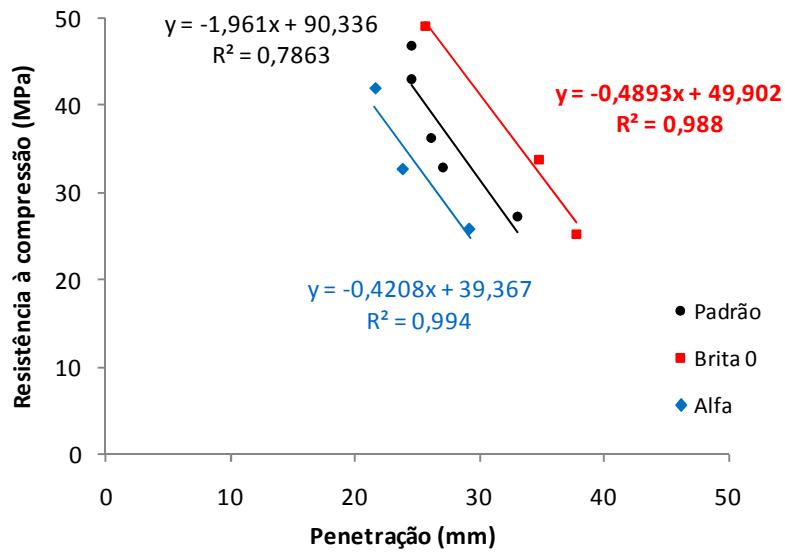


Figura 4-20 Gráfico de correlação resistência e penetração de pino separados por tipo de agregado e teor de argamassa

Observa-se que as séries com brita 0 resultaram em maior penetração de pino, principalmente para menores resistências do concreto, enquanto a série com teor de argamassa alterado apresentou valores inferiores aos traços padrões.

Apesar do número reduzido de pontos, fez-se a análise de regressão de todos os dados agrupados e separando as séries de acordo com o tipo de agregado graúdo e teor de argamassa. Os resultados encontram-se na Tabela 4-17, onde se tem o coeficiente de determinação (r^2) e a equação obtida para a regressão dos dados.

O melhor ajuste para todos os dados foi o tipo de curva potencial, resultando um coeficiente de determinação de 0,3638. Ao separar as séries, obteve-se coeficientes de determinação mais significativos.

Tabela 4-17 Regressão resistência e penetração

Séries	r^2	Equação
Todas	0,3638	$f_c = 485,55L_p^{-0,805}$
Brita 1	0,7863	$f_c = -1,961L_p + 90,336$
Brita 0	0,988	$f_c = -0,4893L_p + 49,902$
Alfa	0,994	$f_c = -0,4208L_p + 39,367$

4.4.2. Resistência à compressão x Esclerometria

A Figura 4-21 apresenta o diagrama de dispersão dos resultados médios obtidos para o ensaio de resistência à compressão e índice esclerométrico. Observa-se que os dados apresentam uma tendência de correlação linear positiva, como se esperava, pois quanto maior a resistência do concreto, maior deve ser a dureza superficial do mesmo.

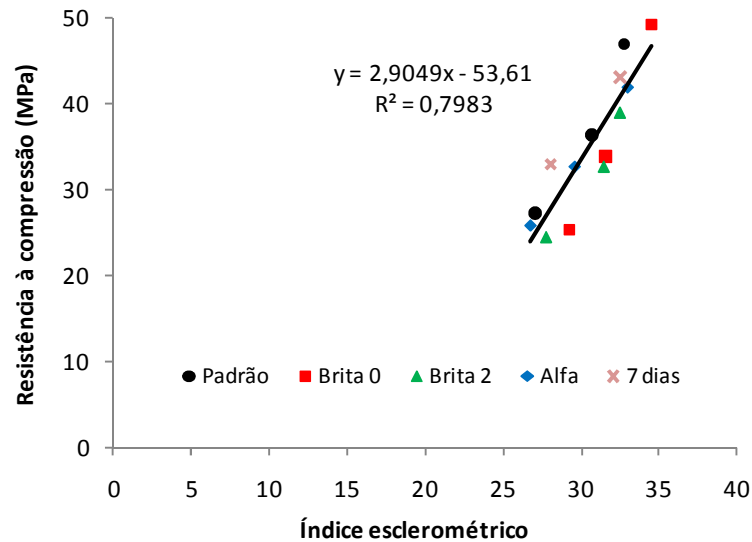


Figura 4-21 Gráfico de correlação resistência e índice esclerométrico

É possível verificar que o comportamento do índice esclerométrico em relação à resistência à compressão do concreto foi muito similar para todas as séries, logo, optou-se por uma análise de regressão única com todos os dados. O resultado encontra-se na Tabela 4-18. No caso do índice esclerométrico, pode-se dizer que a resistência do concreto é importante para explicar a sua variabilidade, pois o coeficiente de determinação obtido foi de 0,7983.

Tabela 4-18 Regressão resistência e esclerometria

Série	r ²	Equação
Todos	0,7983	$f_c = 2,9049IE - 53,61$

4.4.3. Penetração de pino x Esclerometria

O diagrama de dispersão dos resultados médios do índice esclerométrico e da penetração de pino encontra-se na Figura 4-22. Pode-se observar que o comportamento obtido foi uma correlação linear negativa, bastante similar ao do gráfico de dispersão da resistência à compressão versus penetração de pino.

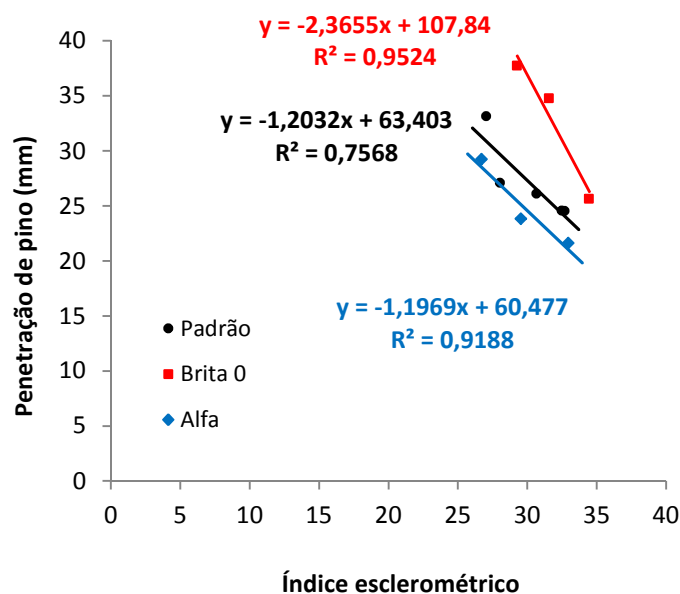


Figura 4-22 Gráfico de correlação índice esclerométrico e penetração de pino

As séries com brita 0 apresentaram uma maior penetração de pino, enquanto as séries com teor de argamassa de 46% e 48% foram os que apresentaram as menores penetrações.

4.5. Aplicação do ensaio de penetração de pino em obra

Foram realizadas oito aplicações em concretos provenientes de diferentes caminhões betoneiras que foram aplicados em vigas e lajes de um edifício de uma mesma obra. Não foi possível obter a dosagem utilizada para a produção do concreto da obra, mas o agregado graúdo utilizado foi brita 1. As resistências foram obtidas pelo controle tecnológico do concreto na idade de 28 dias, sendo o ensaio de penetração de pino realizado no concreto com idade de 31 dias. A Tabela 4-19 apresenta os resultados obtidos para as oito aplicações realizadas em diferentes vigas, V1 a V8.

Tabela 4-19 Resultado de penetração de pino em obra

Identificação	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8
Pino 1	21,05 ¹	32,13 ¹	27,35	30,60	39,93	30,95	25,90	33,28
Pino 2	29,20	28,13	32,75	35,58	40,03	25,10	25,73	33,68
Pino 3	29,55	23,93	30,68	27,85	43,85	27,73	23,40	36,25
Pino 4	30,23	28,45	27,25	32,33	29,43 ¹	-	23,78	39,45
Pino 5	21,73 ¹	22,88	32,35	31,25	34,13 ¹	-	23,63	33,68
Média	29,66	25,84	30,08	31,52	41,27	27,93	24,49	34,22
DP	0,52	2,86	2,65	2,81	2,24	2,93	1,22	1,37
CV (%)	1,76%	11,06%	8,81%	8,90%	5,42%	10,49%	4,99%	4,00%

1 – Valores descartados pelo critério de diferença entre penetrações da ASTM C803.

O mesmo critério adotado em laboratório foi utilizado nos resultados de penetração de pino realizados em obra, de acordo com a norma ASTM C803 (2003). Valores de penetração de pino com diferenças maiores do que 8,4 mm ($D_{\text{máx}} < 25$ mm) para um mesmo ensaio, se descartar o valor mais distante da média, recalculando a mesma. Estes valores são apresentados na Tabela 4-19 na cor vermelha e não são incluídos no cálculo da média e do desvio padrão.

Os valores obtidos para o coeficiente de variação nas aplicações em obra variaram de 1,76% a 11,06% enquanto no estudo realizado em laboratório foi de 7,17% a 11,05%, para as séries com brita 1. O diagrama de caixas dos resultados obtidos na aplicação do ensaio de penetração de pino em obra encontra-se na Figura 4-23.

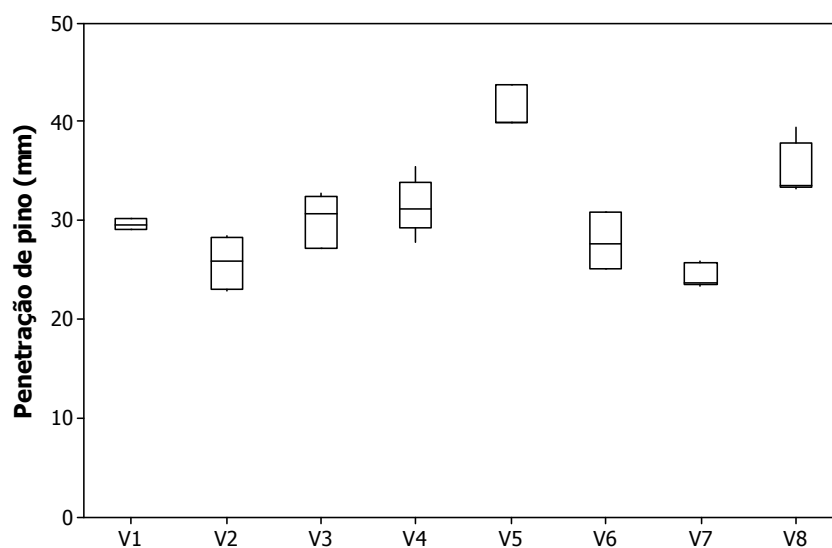


Figura 4-23 Diagrama de caixas da penetração de pino para aplicação em obra

A Figura 4-24 apresenta todos os resultados de penetração média de pino realizados em laboratório para os traços padrões, assim como as oito aplicações em obra e os valores estimados, calculados pela equação de regressão obtida para as séries com brita 1 ensaiadas em laboratório ($f_c = -1,961L_p + 90,336$).

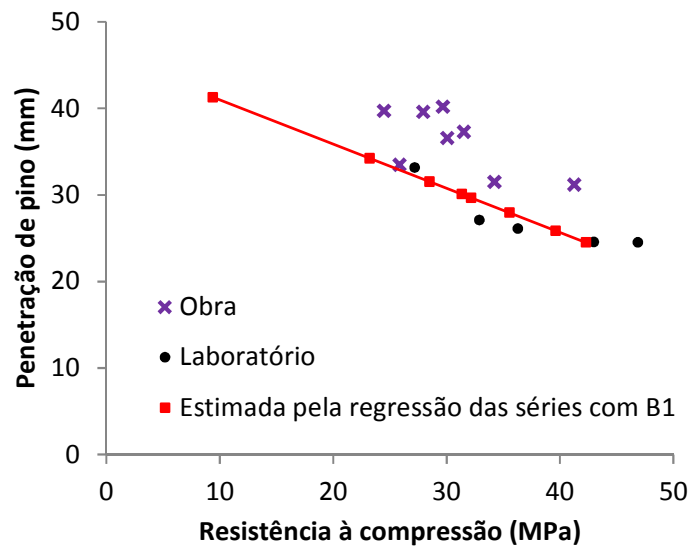


Figura 4-24 Penetração de pino e resistência à compressão para ensaios no laboratório e em obra

Os resultados obtidos em obra apresentaram valores de penetração superior ao obtido em laboratório para o mesmo tipo de agregado graúdo. Tal comportamento indica uma maior penetração para o ensaio quando aplicado em campo, provavelmente devido as diferentes condições de transporte, lançamento, cura entre outros.

5. CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Esta pesquisa teve como objetivo identificar e analisar alguns parâmetros do concreto quando submetido ao ensaio de penetração de pino. Vale lembrar que os materiais utilizados nesta pesquisa foram da região de Brasília e as composições dos concretos as comercialmente utilizadas nesta cidade.

A maioria das conclusões obtidas confirmou o que era conhecido, porém para aplicação do método de penetração de pino aos materiais e concretos da região de Brasília foi necessário desenvolvimento de estudo piloto para definição de alguns parâmetros, como potência e distância entre penetrações. Por fim, foi possível estabelecer curvas de correlação para os concretos estudados. Com base nos resultados e discussões apresentadas neste estudo, pode-se concluir:

- A alteração da dimensão máxima do agregado graúdo de 19 mm para 32 mm, para uma mesma composição do concreto, afeta a resistência à compressão do mesmo, principalmente em concretos de maiores resistências;
- O estudo piloto permitiu determinar a potência baixa como a mais adequada para os concretos da região e a distância entre penetrações de 20 cm;
- Pode-se considerar que a variação da massa dos cartuchos antes e depois dos disparos não apresentam fonte significativa de variabilidade para o ensaio de penetração de pino, assim como os parâmetros de massa e comprimento do pino utilizados no ensaio;
- As séries com agregados de menor dimensão característica máxima (9,5 mm) apresentam uma menor variabilidade no ensaio de penetração de pino, enquanto que as séries com agregado de maior dimensão máxima (32 mm) e menores teores de argamassa apresentam, de forma geral, maiores coeficientes de variação.
- O aumento da dimensão máxima do agregado graúdo, de 9,5 mm para 32 mm, resulta em maiores dispersões do ensaio de penetração de pino, provavelmente, devido ao maior volume ocupado pelo agregado.

- Para resistência características de 20 MPa e 30 MPa, a penetração foi maior no caso do concreto com brita 0, enquanto nas resistências mais altas (40 MPa) esta diferença não existiu. Tal comportamento, provavelmente, ocorre devido à matriz cimentícia mais resistente e menos porosa em concretos com resistência elevada;
- Com relação à dimensão máxima característica do agregado graúdo, a análise de variância e a comparação múltipla das médias dos resultados do ensaio de penetração de pino mostraram que para as séries T20, os tipos de agregado graúdo afetaram o resultado do ensaio. Para a família de concreto T30, apenas a série com brita 0 se mostrou diferente das demais. No caso da família T40, as alterações não influenciaram o resultado de penetração de pino. Este comportamento ocorre, possivelmente, devido a maior resistência da matriz cimentícia em resistências maiores.
- Para a diminuição do teor de argamassa, obteve-se diferença no ensaio de penetração de pino apenas para a resistência característica de 20 MPa. Para as séries T30 e T40 os resultados não foram influenciados pelo teor de argamassa. Logo, sugere-se que quanto maior a resistência menor a influência da fase dos agregados graúdos.
- A pesquisa mostrou que com o aumento da resistência à compressão do concreto, as variáveis: tamanho máximo do agregado graúdo e o teor de argamassa, não afetam de forma significativa, o resultado do ensaio de penetração de pino.
- Os resultados obtidos para o ensaio de penetração de pino apresentaram uma correlação significativa, mostrando a possibilidade da obtenção de equações para permitir utilizá-lo, juntamente com o ensaio de extração de testemunhos. Neste caso, correlacionando estes dois ensaios é possível estimar a resistência do concreto *in loco*.
- De acordo com o que foi mostrado nesta pesquisa, cada concreto deve ter sua curva de correlação, pois o tipo do agregado graúdo, assim como a proporção utilizada, alteram o resultado final. No entanto, a autora recomenda que seja realizado um maior número de ensaios para obtenção de curvas de correlação para estimar a resistência com melhor precisão.

Notou-se um comportamento diferente da bibliografia apresentada, pois a microestrutura do concreto, quando alterada em função do nível de resistência do concreto se mostra influente no resultado do ensaio de penetração de pino: quanto maior a resistência do concreto menor a influência no ensaio de penetração de pino quando da alteração da dimensão máxima do agregado graúdo e do seu teor. Outra contribuição do estudo foi de que quanto maior a dimensão máxima e quantidade do agregado graúdo será necessário uma maior número de penetrações para o mesmo concreto devido a maior dispersão dos valores obtidos para o ensaio de penetração de pino.

O estudo permitiu concluir que o ensaio de penetração de pino pode ser utilizado para avaliação da resistência do concreto, desde que elaborada curva de correlação para os materiais utilizados, principalmente para resistências menores. Pois, para os concretos com resistências menores o tamanho máximo do agregado graúdo assim como a quantidade se mostraram influentes no resultado do ensaio. Contudo, à medida que a resistência do concreto aumentou, essas variáveis se tornaram indiferentes quando da execução do ensaio de penetração de pino.

Como sugestões para trabalhos futuros, dentro da mesma linha de pesquisa, têm-se:

- Realizar aplicações em obras dos ensaios de penetração de pino, esclerometria e extração de testemunhos para comparação dos resultados e obtenção de curvas de correlação;
- Avaliar o comportamento do ensaio de penetração de pino variando-se a potência da pistola e a distância entre penetração para diferentes resistências do concreto, buscando correlacionar a densidade do concreto com estas variáveis;
- Avaliar o ensaio de penetração de pino para concretos de alta resistência, utilizando a potência alta e variando a dimensão máxima e quantidade do agregado graúdo para ratificar o comportamento obtido neste estudo;
- Estudo de modelação numérica do ensaio de penetração de pino.

BIBLIOGRAFIA

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE 228.2R, Nondestructive test methods for evaluation of concrete in structures, ACI Material Journal, Jun., 1998, pp. 315-375.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI – 437R-91. Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings, ACI Material Journal, 1997, pp. 585-608.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, ASTM C 803/C 803M, “Standart test method for penetration resistance of hardened concrete”, Philadelphia, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 5733, Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.

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

_____ **NBR 5739**, Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

_____ **NBR 6118**, Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____ **NBR 7211**, Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

_____ **NBR 7212**, Execução de concreto dosado em central. Rio de Janeiro, 1984.

_____ **NBR 7680**, Concreto – Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto. Rio de Janeiro, 2007

_____ **NBR 7809**, Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006.

_____ **NBR 7389-1**, Agregados – Análise petrográfica de agregado para concreto, Parte 1: Agregado miúdo. Rio de Janeiro, 2009.

_____ **NBR 7584**, Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1995.

_____ **NBR 12655**, Concreto de cimento Portland – Preparo, controle de recebimento - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

_____ **NBR NM 46**, Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 micrometro, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003.

_____ **NBR NM 52**, Agregado miúdo – Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.

_____ **NBR NM 248**, Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

BAUER, L. **Materiais de Construção**. 5 ed. rev. Rio de Janeiro: LTC, 2000.

BUNGEY J. MILLARD, S. **Testing of concrete in structures**. 3. ed. London: Blackie Academic & Professional, 1996.

CÂMARA, E. **Avaliação da resistência à compressão do concreto utilizado usualmente na grande Florianópolis através de métodos de ensaios não destrutivos**. 152f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

CÁNOVAS, M. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. 1 ed. São Paulo: Pini, 1988.

CARINO, N. Nondestructive test methods. In: Nawy, E. (Ed.). **Concrete Construction Engineering Handbook**. 1. ed. Boca Raton, FL: CRC Press, 1997. Cap. 19.

CASTRO, E. **Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria**. 119f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2009.

CREMONINI, R. **Análise de estruturas acabadas: contribuição para a determinação da relação entre as resistências potencial e efetiva do concreto**. 195f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.

COUTINHO, A.; GONÇALVES, A. **Fabrico e propriedades do betão**. Volume III, 2º ed, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1994.

DA SILVA, T.; CASTRO, E.; DIAS, J. **Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria**. In: 50º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Salvador, Brasil, 2008. 16p.

DUTRA, C. **Ensaio de penetração de pinos em concreto: comparação entre equipamentos**. 83f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2005.

EVANGELISTA, A. **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**. 239f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

FARIAS, M.; PALMEIRA, E. Agregados para a Construção Civil. In: Isaia, G. C. (Ed). **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. 1 ed. São Paulo: Arte Interativa, 2007. Cap. 16.

FUSCO, P. **Tecnologia do Concreto Estrutural – tópicos aplicados**. 1 ed. São Paulo: Pini, 2008.

GIAMMUSSO, S. **Manual do Concreto**. 1 ed. São Paulo: Pini, 1992.

GIAMMUSSO, S. O concreto endurecido (1ª Parte). A Construção, nº 29, p. 113-116.

HANAI, J. Comportamento Resistente, Ductilidade e Confinamento. In: Isaia, G. C. (Ed). **Concreto – Ensino, Pesquisas e Realizações**. 1 ed. São Paulo: SmartSystem Consulting, 2005. Cap. 6.

HASTENPFLUG, D. **Contribuição ao estudo da uniformidade do concreto auto-adensável de alta resistência em pilares e vigas**. 147f. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

HELENE, P; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. 1 ed. São Paulo: Pini, 1993.

HINES, W; MONTGOMERY, D.; GOLDSMAN, D, et al., **Probabilidade e Estatística na Engenharia**. 4 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2006.

JACINTHO, A.; GIONGO, J. Resistência Mecânica do Concreto. In: Isaia, G. C. (Ed). **Concreto – Ensino, Pesquisas e Realizações**. 1 ed. São Paulo: SmartSystem Consulting, 2005. Cap. 20.

KIHARA, Y.; CENTURIONE, S. O cimento Portland. In: Isaia, G. C. (Ed). **Concreto – Ensino, Pesquisas e Realizações**. 1 ed. São Paulo: SmartSystem Consulting, 2005. Cap. 10.

MACHADO, A. **Utilização de diferentes tipos de pino e carga de espoleta no ensaio de penetração**. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2005.

MACHADO, M. **Curvas de correlação para caracterizar concretos usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios não destrutivos**. 294f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

MALHOTRA, V.; CARINO, N. **Handbook on nondestructive testing of concrete**. 2. ed. United States of America: CRC Press LLC, 2004.

MARTIN, J. Aditivos para concreto. In: Isaia, G. C. (Ed). **Concreto – Ensino, Pesquisas e Realizações**. 1 ed. São Paulo: SmartSystem Consulting, 2005. Cap. 13.

MEHTA, P.; MONTEIRO, P. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

NETO, C. Agregados para Concreto. In: Isaia, G. C. (Ed). **Concreto, Ensino, Pesquisa e Realizações**. 1 ed. São Paulo: SmartSystem Consulting, 2005. Cap. 11.

NEVILLE, A. **Propriedades do concreto**. 2° ed. São Paulo: Pini, 1997.

PEDROSO, F. **Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem**. Concreto & Construções, São Paulo, n° 53, p. 14-19, jan/mar. 2009.

PEREIRA, M. **Controle da Resistência do Concreto: paradigmas e variabilidades – estudo de caso**. 229f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

PINTO, R; BAGGIO, D. **Estudo da variabilidade do ensaio brasileiro de penetração de pinos**. 46° Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Florianópolis, Brasil, 2004. 10p.

PINTO, R; DUTRA, F. **Variabilidade do ensaio brasileiro de penetração de pinos – efeito da distância entre cravações e umidade superficial**. In: 47° Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Olinda, Brasil, 2005. 8p.

PINTO, R; PADARATZ, I; GARGHETT, A., et al., **Correlações entre técnicas não-destrutivas para avaliação da resistência à compressão do concreto**. In: 46° Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Florianópolis, Brasil, 2004. 13p.

SANTOS, C. **A influência das características da areia britada nas propriedades do estado fresco do concreto**. 226f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

THOMAZ, E. Execução, Controle e Desempenho das Estruturas de Concreto. In: Isaia, G. C. (Ed). **Concreto – Ensino, Pesquisas e Realizações**. 1 ed. São Paulo: SmartSystem Consulting, 2005. Cap. 18.

VIEIRA, D. **Método Brasileiro de Penetração de Pino**, In: XIX Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, Santiago, Chile, 1978.

VIEIRA FILHO, J. **Avaliação da resistência à compressão do concreto através de testemunhos extraídos: contribuição à estimativa do coeficiente de correção devido aos efeitos do broqueamento**. 216f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

APÊNDICES

APÊNDICE A – AJUSTE DA POTÊNCIA DA PISTOLA

O ajuste da potência pode ser feito de duas formas: alterando o cartucho ou a posição do pino dentro do cano da pistola. Existem dois tipos de cartucho para a pistola utilizada: vermelho e branco, sendo este último com menor potência e indicado pelo fabricante para pinos com haste reduzida. Entretanto, neste trabalho optou-se por trabalhar com o ajuste do pino dentro do cano da pistola, como mostrado a seguir.

A Figura A. 1 ilustra e identifica a pistola e os acessórios utilizados. A vareta é utilizada para ajustar a posição do pino dentro do cano da pistola. Para facilitar a vareta possui algumas graduações, como pode ser visto na Figura A. 2.

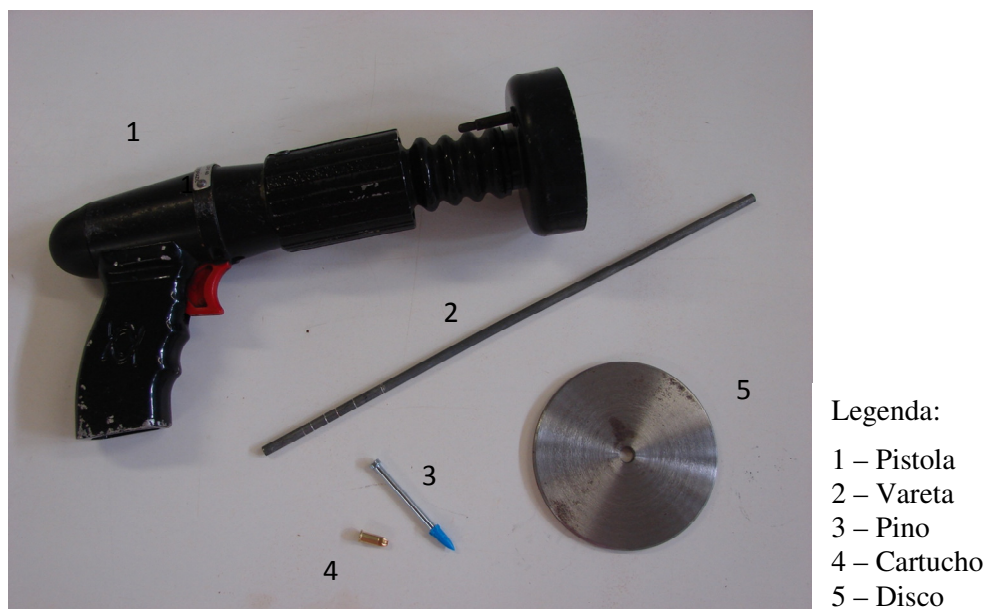


Figura A. 1 Pistola e acessórios utilizados



Figura A. 2 Vareta graduada

A Figura A. 3 mostra como é feito o ajuste da posição do pino dentro do cano da pistola e a Figura A. 4 a posição final do pino dentro do cano da pistola para as diferentes potências utilizadas (alta, média e baixa).



Figura A. 3 Ajuste do pino dentro do cano da pistola



Figura A. 4 Posição do pino para as potências utilizadas

APÊNDICE B – RESULTADOS DAS PROPRIEDADES PINO E CARTUCHO

Tabela B. 1 Resultados obtidos para propriedades do cartucho e do pino para as séries T20

		Região		Un	Topo		Lateral 1		Lateral 2		Fundo		Canto 1	Canto 2
TP20	Cartucho	M. A.	g	1,00	1,02	1,01	1,00	1,02	1,01	1,00	1,01	1,00	0,96	
		M. D.	g	0,66	0,68	0,64	0,64	0,70	0,69	0,66	0,66	0,66	0,66	
	Pino	Massa	g	5,36	5,33	5,30	5,36	5,35	5,31	5,29	5,35	5,39	5,30	
		L	mm	55,60	55,60	55,55	55,50	55,60	56,10	56,10	55,40	55,70	55,40	
T20-B2	Cartucho	M. A.	g	1,03	1,00	0,99	1,00	1,01	0,99	1,03	1,04	1,02	1,00	
		M. D.	g	0,69	0,66	0,65	0,65	0,66	0,68	0,68	0,68	0,68	0,65	
	Pino	Massa	g	5,37	5,27	5,26	5,31	5,32	5,36	5,33	5,31	5,26	5,35	
		L	mm	55,15	55,30	55,45	54,65	54,90	55,55	55,35	55,10	55,55	55,45	
T20-B0	Cartucho	M. A.	g	1,03	1,01	1,01	1,01	1,02	1,00	1,02	1,01	1,02	0,99	
		M. D.	g	0,70	0,71	0,70	0,70	0,69	0,69	0,70	0,65	0,70	0,67	
	Pino	Massa	g	5,28	5,37	5,31	5,31	5,35	5,29	5,33	5,40	5,38	5,25	
		L	mm	-	-	55,20	55,35	55,30	56,10	55,65	55,60	55,50	55,60	
T20-α48%	Cartucho	M. A.	g	1,00	0,99	1,00	1,01	1,03	1,02	1,03	1,01	1,02	1,04	
		M. D.	g	0,66	0,68	0,65	0,67	0,70	0,69	0,68	0,68	0,69	0,70	
	Pino	Massa	g	5,30	5,26	5,35	5,35	5,36	5,31	5,29	5,31	5,31	5,30	
		L	mm	56,30	55,75	55,35	55,60	55,10	55,60	55,15	55,55	55,75	55,15	

Legenda:

M. A. – massa antes do disparo

L – comprimento do pino

M. D. – massa depois do disparo

Un - Unidade

Tabela B. 2 Parâmetros estatísticos das propriedades do cartucho e do pino para as séries T20

		Região		Média	DP	CV (%)
TP20	Massa cartucho (g)	Antes		1,0	0,02	1,7%
		Depois		0,7	0,02	2,9%
	Pino	Massa(g)		5,3	0,03	0,6%
		L(mm)		55,7	0,25	0,5%
T20-B2	Massa cartucho (g)	Antes		1,0	0,02	1,8%
		Depois		0,7	0,02	2,3%
	Pino	Massa(g)		5,3	0,04	0,8%
		L(mm)		55,2	0,30	0,5%
T20-B0	Massa cartucho (g)	Antes		1,0	0,01	1,1%
		Depois		0,7	0,02	2,6%
	Pino	Massa(g)		5,3	0,05	0,9%
		L(mm)		55,5	0,28	0,5%
T20-α48%	Massa cartucho (g)	Antes		1,0	0,02	1,6%
		Depois		0,7	0,02	2,4%
	Pino	Massa(g)		5,3	0,03	0,6%
		L(mm)		55,5	0,37	0,7%

Tabela B. 3 Resultados obtidos para propriedades do cartucho e do pino para as séries T30

		Região		Un	Topo		Lateral 1		Lateral 2		Fundo		Canto 1	Canto 2
TP30	Cartucho	M. A.	g	1,03	0,98	1,04	1,02	1,00	1,02	1,00	1,00	1,02	1,01	
		M. D.	g	0,67	0,64	0,69	0,69	0,65	0,67	0,66	0,66	0,68	0,67	
	Pino	Massa	g	5,31	5,36	5,22	5,29	5,32	5,34	5,33	5,36	5,36	5,31	
		L	mm	55,25	55,40	55,05	55,75	55,25	55,50	55,15	55,60	55,35	55,20	
TP30(7d)	Cartucho	M. A.	g	1,01	1,03	1,00	0,98	1,01	0,96	1,01	1,01	1,01	1,01	
		M. D.	g	0,67	0,68	0,65	0,66	0,65	0,65	0,69	0,68	0,69	0,67	
	Pino	Massa	g	5,32	5,29	5,25	5,33	5,27	5,25	5,25	5,35	5,32	5,30	
		L	mm	54,90	55,40	55,35	55,65	55,60	55,55	55,60	55,35	54,90	55,05	
T30-B2	Cartucho	M. A.	g	1,02	1,03	1,02	1,02	0,98	0,98	1,00	0,98	1,02	1,01	
		M. D.	g	0,68	0,65	0,68	0,70	0,65	0,68	0,67	0,66	0,70	0,70	
	Pino	Massa	g	5,28	5,27	5,33	5,37	5,32	5,38	5,31	5,33	5,28	5,29	
		L	mm	55,90	55,70	55,60	55,60	55,50	55,90	55,80	55,80	55,90	55,35	
T30-B0	Cartucho	M. A.	g	1,01	1,01	1,00	1,00	1,02	1,02	1,00	1,04	0,98	1,02	
		M. D.	g	0,68	0,64	0,64	0,67	0,67	0,68	0,67	0,68	0,64	0,66	
	Pino	Massa	g	5,34	5,35	5,23	5,31	5,33	5,31	5,32	5,32	5,32	5,26	
		L	mm	56,00	56,00	56,00	55,40	56,00	55,40	56,15	56,00	55,60	55,80	
T30-c48%	Cartucho	M. A.	g	1,01	1,03	1,03	0,98	1,03	1,06	1,01	1,01	1,01	1,00	
		M. D.	g	0,66	0,68	0,69	0,65	0,70	0,69	0,68	0,63	0,70	0,68	
	Pino	Massa	g	5,32	5,30	5,32	5,31	5,28	5,29	5,31	5,37	5,31	5,25	
		L	mm	55,45	55,40	55,35	55,50	55,70	55,60	54,90	-	55,10	55,40	

Legenda:

M. A. – massa antes do disparo
M. D. – massa depois do disparo

L – comprimento do pino
Un - Unidade

Tabela B. 4 Parâmetros estatísticos das propriedades do cartucho e do pino para as séries T30

		Região	Média	DP	CV (%)
TP30	Massa cartucho (g)	Antes	1,01	0,02	1,7%
		Depois	0,67	0,02	2,4%
	Pino	Massa(g)	5,32	0,04	0,8%
		L(mm)	55,35	0,22	0,4%
TP30(7d)	Massa cartucho (g)	Antes	1,00	0,02	1,6%
		Depois	0,67	0,02	2,6%
	Pino	Massa(g)	5,29	0,04	0,7%
		L(mm)	55,34	0,29	0,5%
T30-B2	Massa cartucho (g)	Antes	1,01	0,02	1,9%
		Depois	0,68	0,02	2,9%
	Pino	Massa(g)	5,32	0,04	0,7%
		L(mm)	55,71	0,19	0,3%
T30-B0	Massa cartucho (g)	Antes	1,01	0,02	1,9%
		Depois	0,66	0,02	2,4%
	Pino	Massa(g)	5,31	0,04	0,7%
		L(mm)	55,84	0,27	0,5%
T30-α48%	Massa cartucho (g)	Antes	1,02	0,02	2,1%
		Depois	0,68	0,02	3,4%
	Pino	Massa(g)	5,31	0,03	0,6%
		L(mm)	55,38	0,25	0,4%

Tabela B. 5 Resultados obtidos para propriedades do cartucho e do pino para as séries T40

Região		Un	Topo		Lateral 1		Lateral 2		Fundo		Canto 1	Canto 2	
TP40	Cartucho	M. A.	g	0,98	1,01	0,99	1,01	1,00	1,01	1,01	0,99	1,01	1,02
		M. D.	g	0,67	0,71	0,65	0,67	0,66	0,64	0,67	0,69	0,69	0,68
	Pino	Massa	g	5,33	5,31	5,31	5,35	5,34	5,35	5,33	5,37	5,34	5,35
		L	mm	-	-	54,95	54,90	55,60	55,25	55,25	55,45	55,25	55,20
TP40(7d)	Cartucho	M. A.	g	1,02	1,01	1,01	1,00	1,01	1,01	1,01	1,03	0,99	0,99
		M. D.	g	0,68	0,66	0,7	0,66	0,67	0,65	0,69	0,7	0,64	0,64
	Pino	Massa	g	5,31	5,34	5,35	5,32	5,30	5,28	5,36	5,33	5,24	5,29
		L	mm	55,20	55,45	55,35	55,40	55,25	55,50	55,45	55,40	55,75	55,75
T40-B2	Cartucho	M. A.	g	1,01	1,01	1,00	1,01	1,02	1,01	0,98	1,01	1,05	0,96
		M. D.	g	0,69	0,67	0,69	0,64	0,70	0,69	0,64	0,67	0,70	0,65
	Pino	Massa	g	5,35	5,27	5,38	5,29	5,23	5,34	5,26	5,34	5,33	5,33
		L	mm	55,65	55,65	55,30	55,35	55,25	55,25	55,25	55,20	55,00	55,90
T40-B0	Cartucho	M. A.	g	1,00	1,01	1,00	1,02	1,01	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98
		M. D.	g	0,64	0,68	0,65	0,68	0,69	0,66	0,66	0,67	0,64	0,64
	Pino	Massa	g	5,29	5,34	5,33	5,31	5,28	5,38	5,34	5,26	5,30	5,37
		L	mm	55,00	54,90	55,20	55,25	55,25	55,30	55,30	55,45	55,10	55,20
T40-α46%	Cartucho	M. A.	g	0,98	1,01	1,02	1,02	1,01	1,02	0,96	1,03	1,01	1,02
		M. D.	g	0,66	0,65	0,68	0,70	0,67	0,66	0,64	0,69	0,70	0,65
	Pino	Massa	g	5,29	5,29	5,32	5,29	5,34	5,29	5,32	5,29	5,32	5,26
		L	mm	55,45	55,35	55,25	55,20	55,15	55,45	55,80	55,50	54,80	55,60

Legenda:

M. A. – massa antes do disparo

L – comprimento do pino

M. D. – massa depois do disparo

Un - Unidade

Tabela B. 6 Parâmetros estatísticos das propriedades do cartucho e do pino para as séries T40

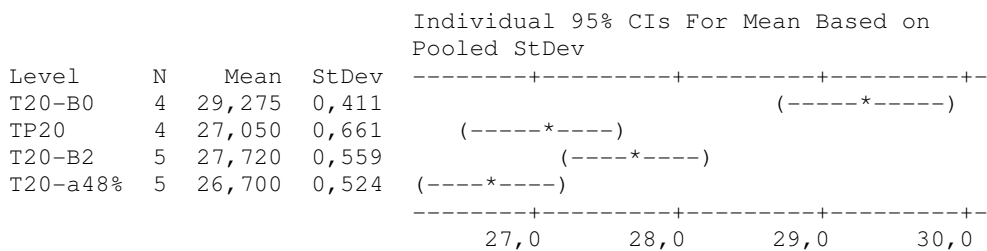
		Região	Média	DP	CV (%)
TP40	Massa cartucho (g)	Antes	1,00	0,01	1,2%
		Depois	0,67	0,02	3,1%
	Pino	Massa(g)	5,34	0,02	0,4%
		L(mm)	55,23	0,23	0,4%
TP40(7d)	Massa cartucho (g)	Antes	1,01	0,01	1,2%
		Depois	0,67	0,02	3,4%
	Pino	Massa(g)	5,31	0,04	0,7%
		L(mm)	55,45	0,18	0,3%
T40-B2	Massa cartucho (g)	Antes	1,01	0,02	2,4%
		Depois	0,67	0,02	3,5%
	Pino	Massa(g)	5,31	0,05	0,9%
		L(mm)	55,38	0,27	0,5%
T40-B0	Massa cartucho (g)	Antes	1,00	0,01	1,3%
		Depois	0,66	0,02	2,8%
	Pino	Massa(g)	5,32	0,04	0,7%
		L(mm)	55,20	0,16	0,3%
T40-α46%	Massa cartucho (g)	Antes	1,01	0,02	2,1%
		Depois	0,67	0,02	3,2%
	Pino	Massa(g)	5,30	0,02	0,4%
		L(mm)	55,36	0,28	0,5%

APÊNDICE C – ANÁLISE DE VARIÂNCIA DO ENSAIO DE ESCLEROMETRIA ENTRE AS SÉRIES (ANOVA)

One-way ANOVA: T20

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	16,535	5,512	18,52	0,000
Error	14	4,165	0,298		
Total	17	20,700			

S = 0,5455 R-Sq = 79,88% R-Sq(adj) = 75,56%

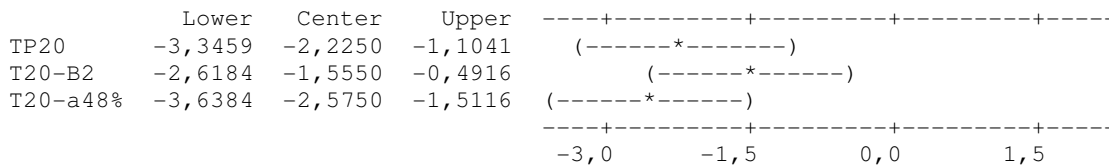


Pooled StDev = 0,545

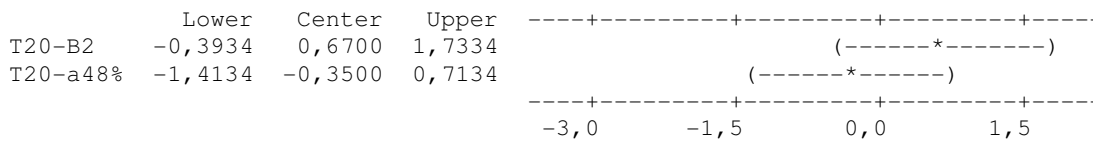
Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,85%

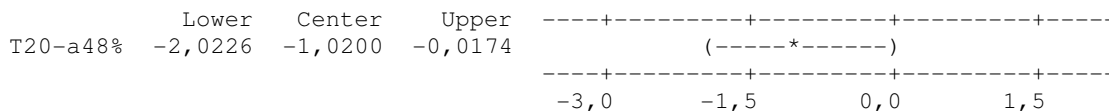
T20-B0 subtracted from:



TP20 subtracted from:



T20-B2 subtracted from:



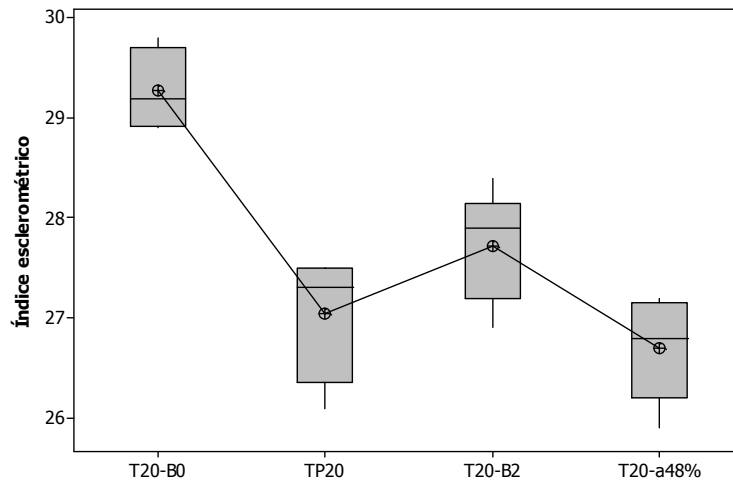


Figura C. 1 Diagrama de caixas T20

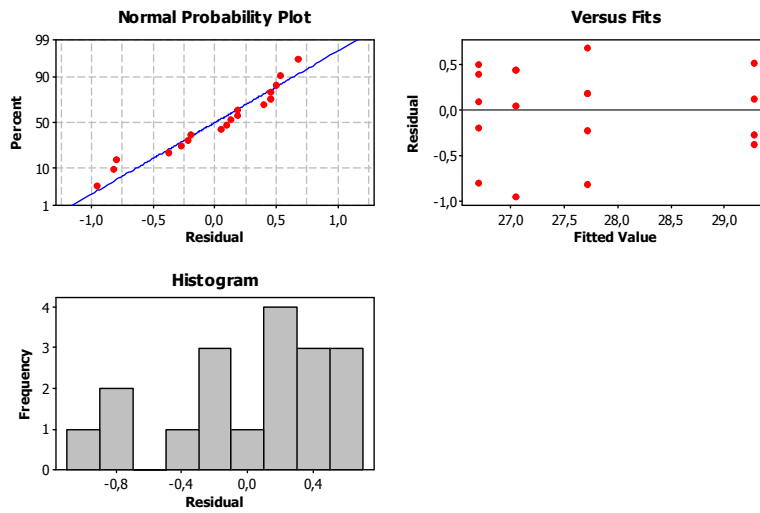


Figura C. 2 Gráficos dos resíduos T20

One-way ANOVA: T30

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	4	46,286	11,572	41,41	0,000
Error	20	5,588	0,279		
Total	24	51,874			

S = 0,5286 R-Sq = 89,23% R-Sq(adj) = 87,07%

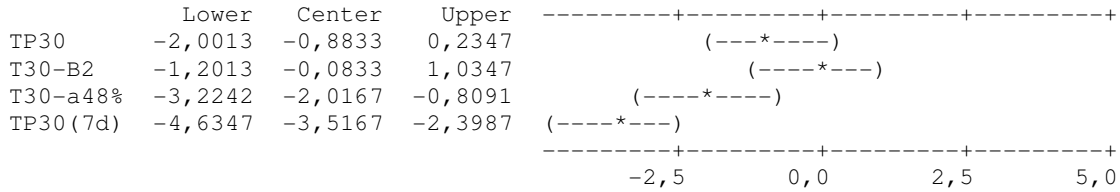
Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
T30-B0	3	31,567	0,551	(-----*-----)
TP30	6	30,683	0,519	(---*---)
T30-B2	6	31,483	0,605	(---*---)
T30-a48%	4	29,550	0,545	(---*---)
TP30(7d)	6	28,050	0,428	(---*---)

Pooled StDev = 0,529

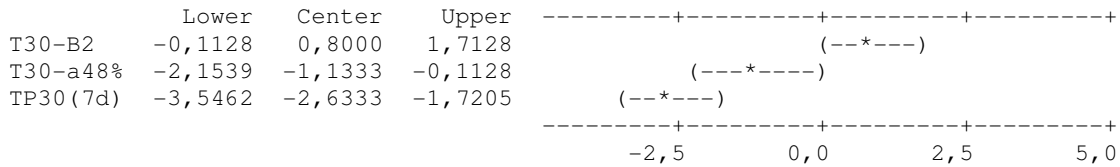
**Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons**

Individual confidence level = 99,28%

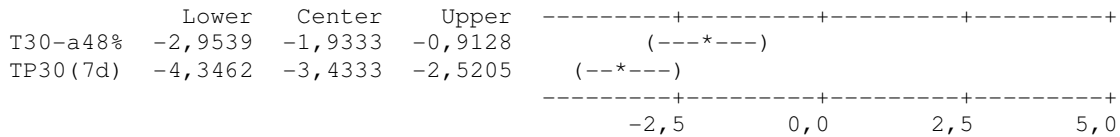
T30-B0 subtracted from:



TP30 subtracted from:



T30-B2 subtracted from:



T30-a48% subtracted from:

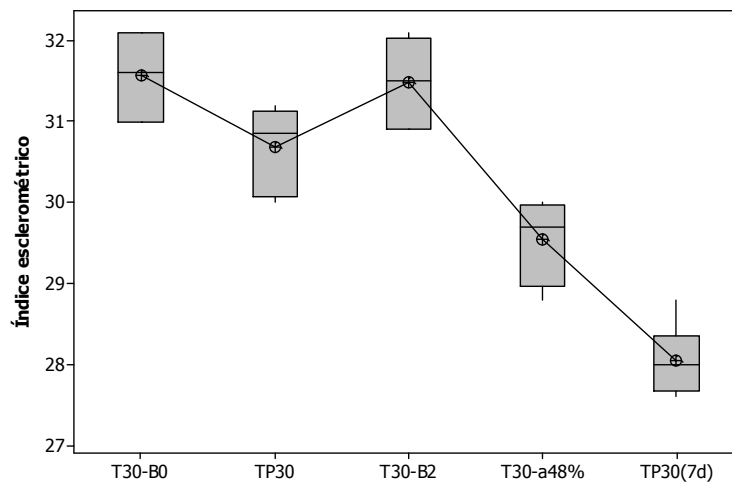
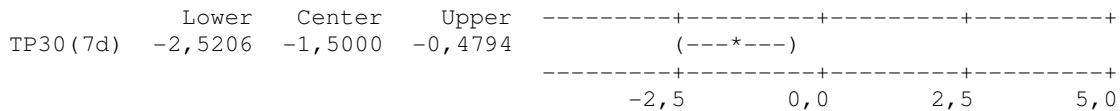
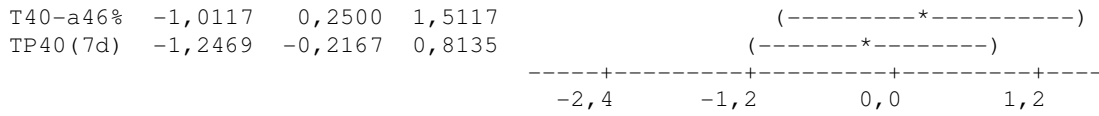
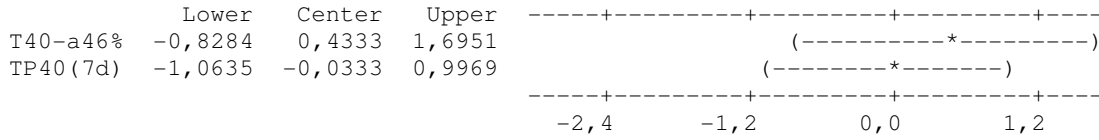


Figura C. 3 Diagrama de caixas T30



T40-B2 subtracted from:



T40-a46% subtracted from:

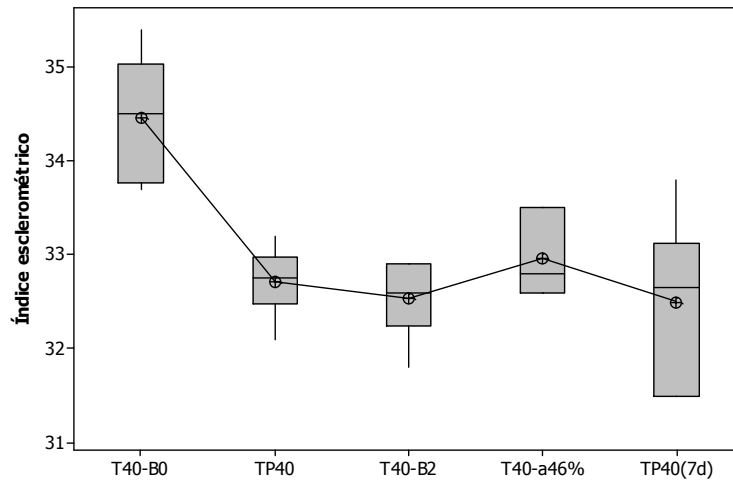
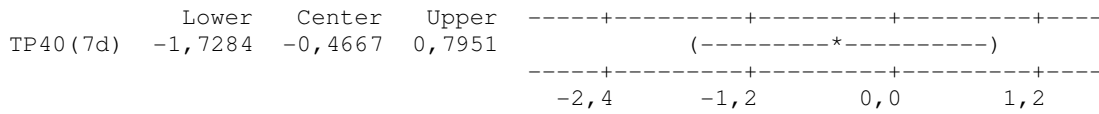


Figura C. 5 Diagrama de caixas T40

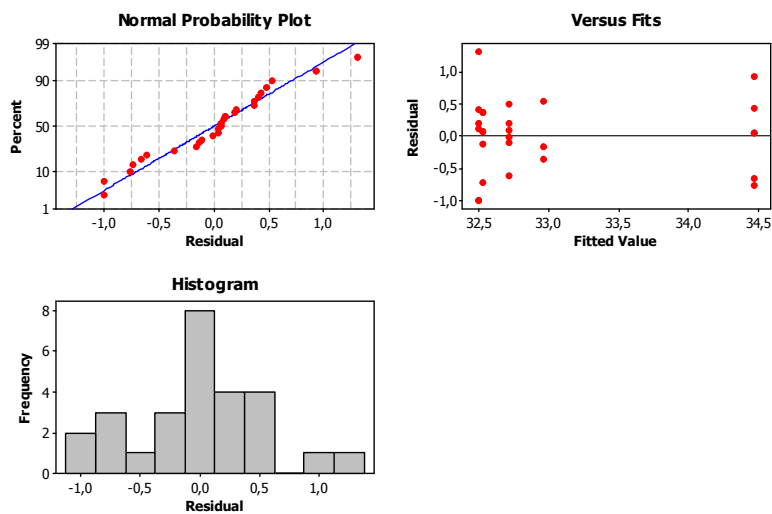


Figura C. 6 Gráfico dos resíduos T40

APÊNDICE D – HISTOGRAMA E TESTE DE NORMALIDADE DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO

As distribuições de freqüências dos ensaios de penetração de pino por série são apresentadas nas Figura D. 1 a Figura D. 4.

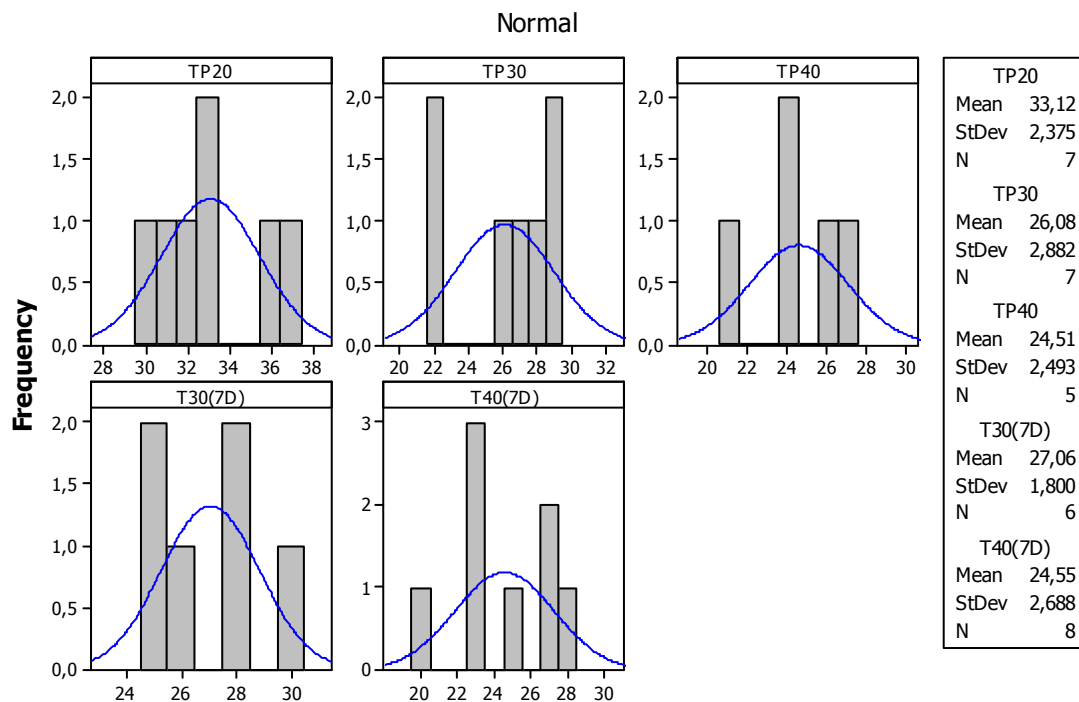


Figura D. 1 Histogramas dos traços padrões

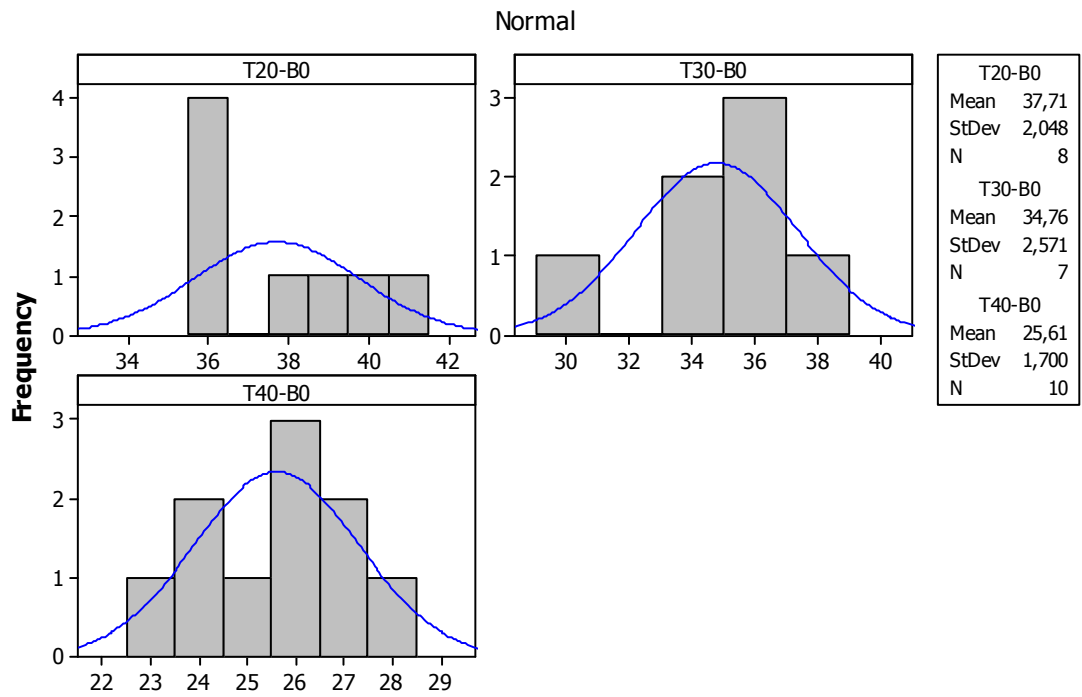


Figura D. 2 Histogramas das séries com brita 0

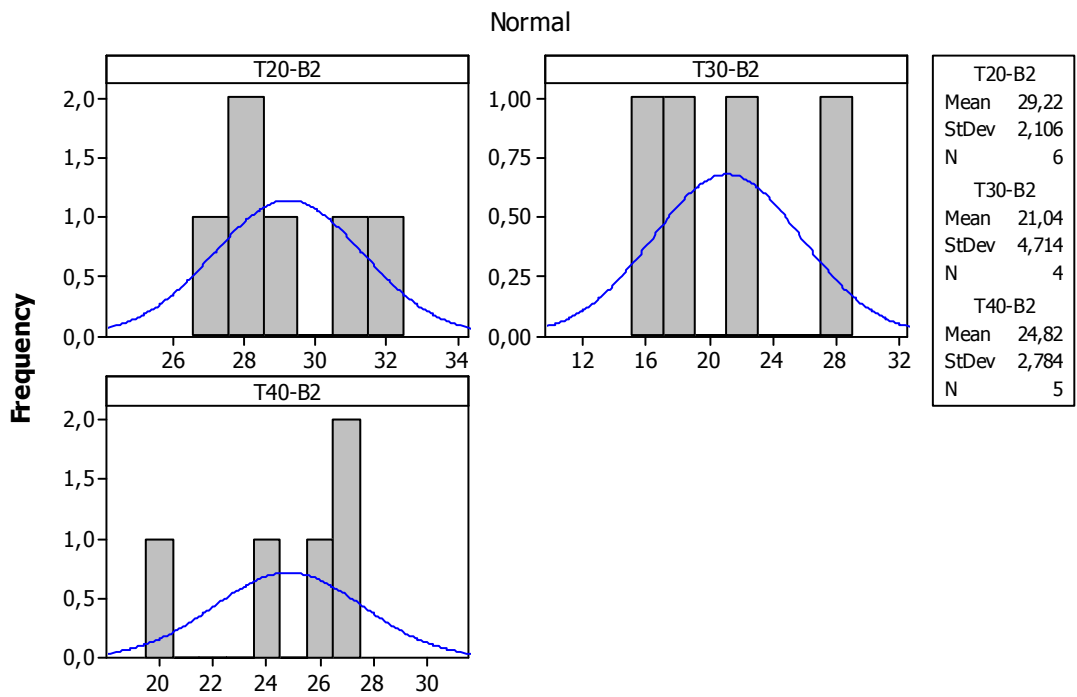


Figura D. 3 Histogramas das séries com brita 2

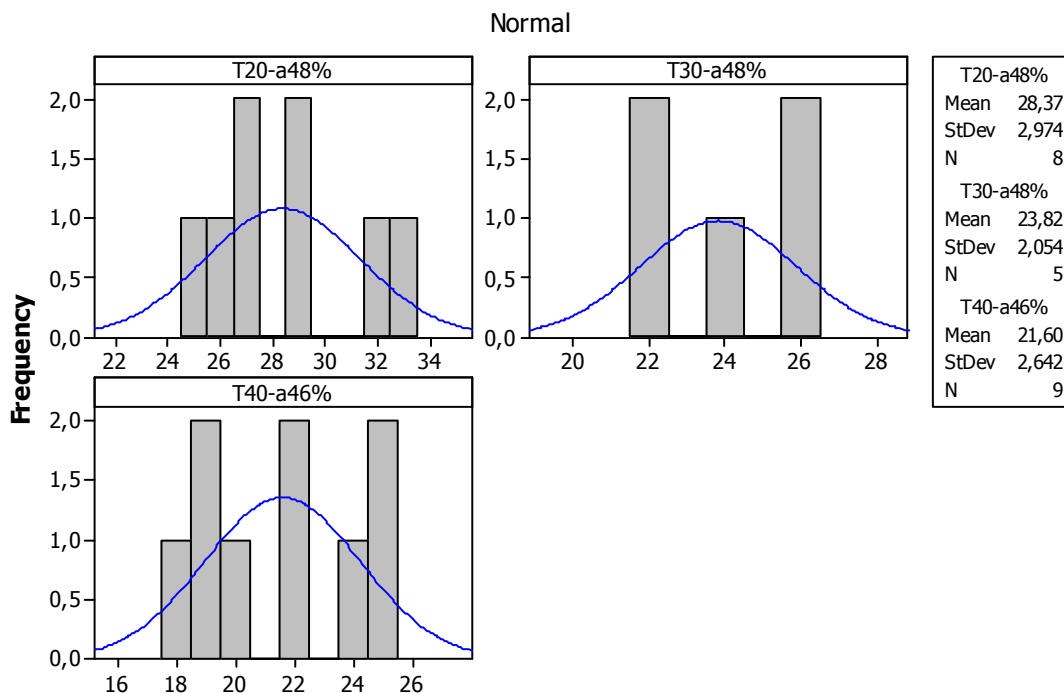


Figura D. 4 Histogramas das séries com redução do teor de argamassa

As Figuras D.5 a D.8 apresentam o teste de aderência dos dados de penetração de pino à distribuição normal, que se baseia na análise dos resultados quando colocados em um gráfico de probabilidade normal.

Para confirmar a hipótese da normalidade da distribuição da penetração de pino, os pontos devem estar orientados aproximadamente como uma reta. Pode-se então, concluir que todas as séries apresentaram uma boa aderência ao teste, podendo ser aceita a hipótese de que os dados seguem uma distribuição normal.

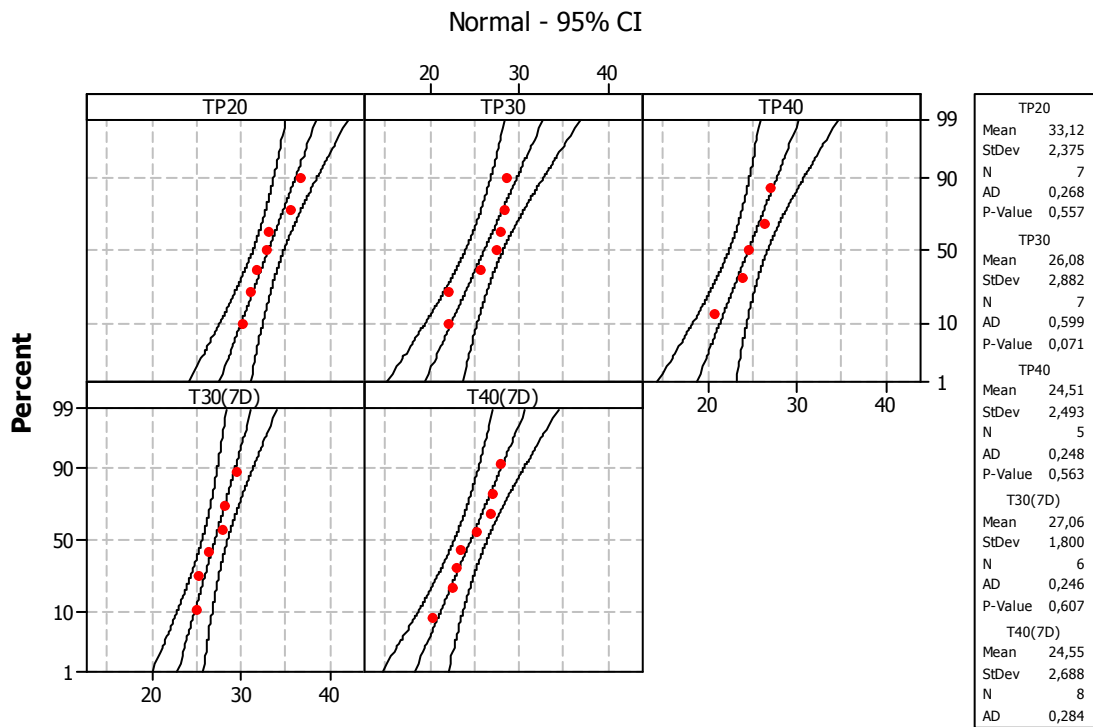


Figura D. 5 Gráfico de probabilidade normal dos traços padrões

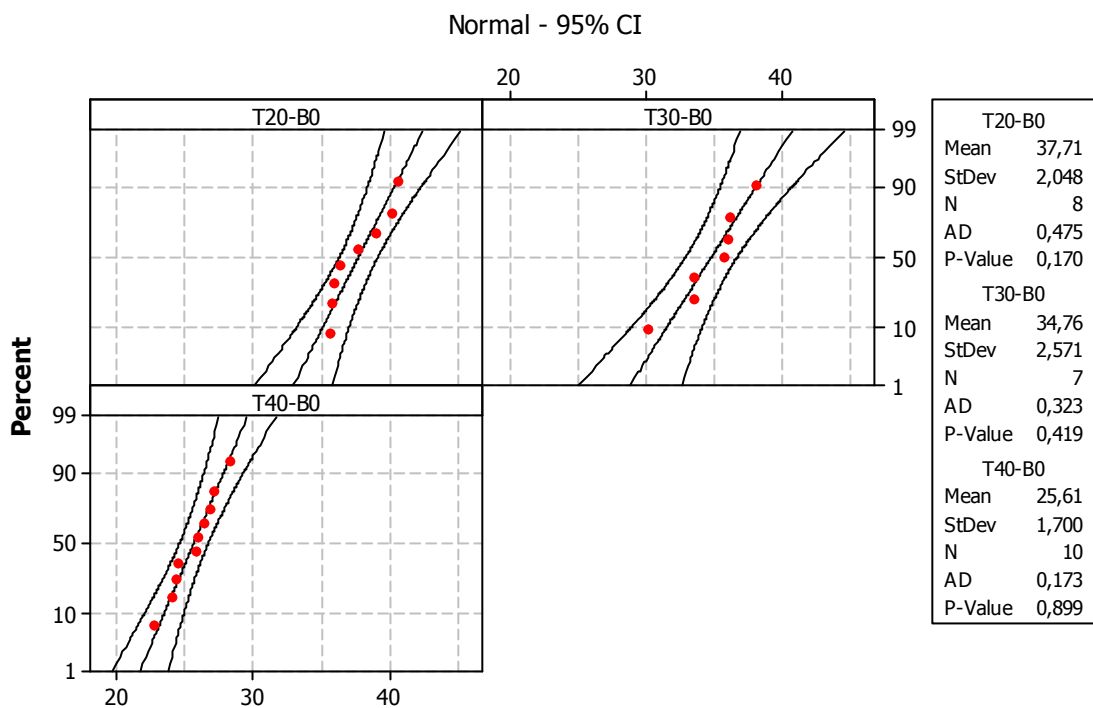


Figura D. 6 Gráfico de probabilidade normal das séries com brita 0

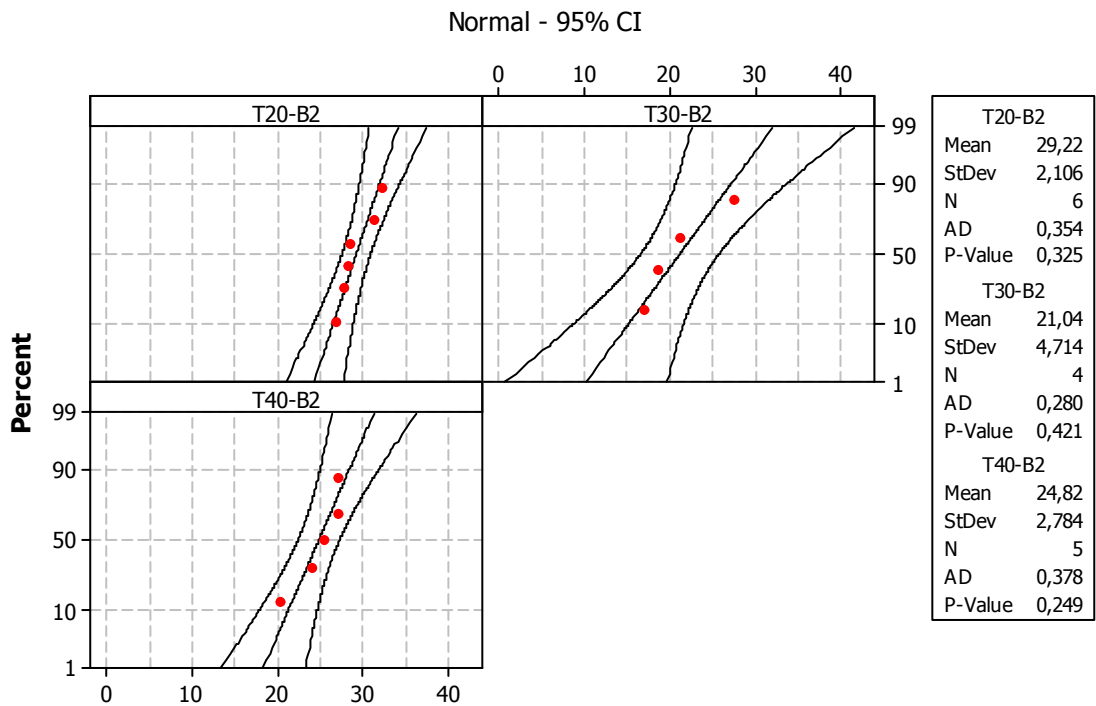


Figura D. 7 Gráfico de probabilidade normal das séries com brita 2

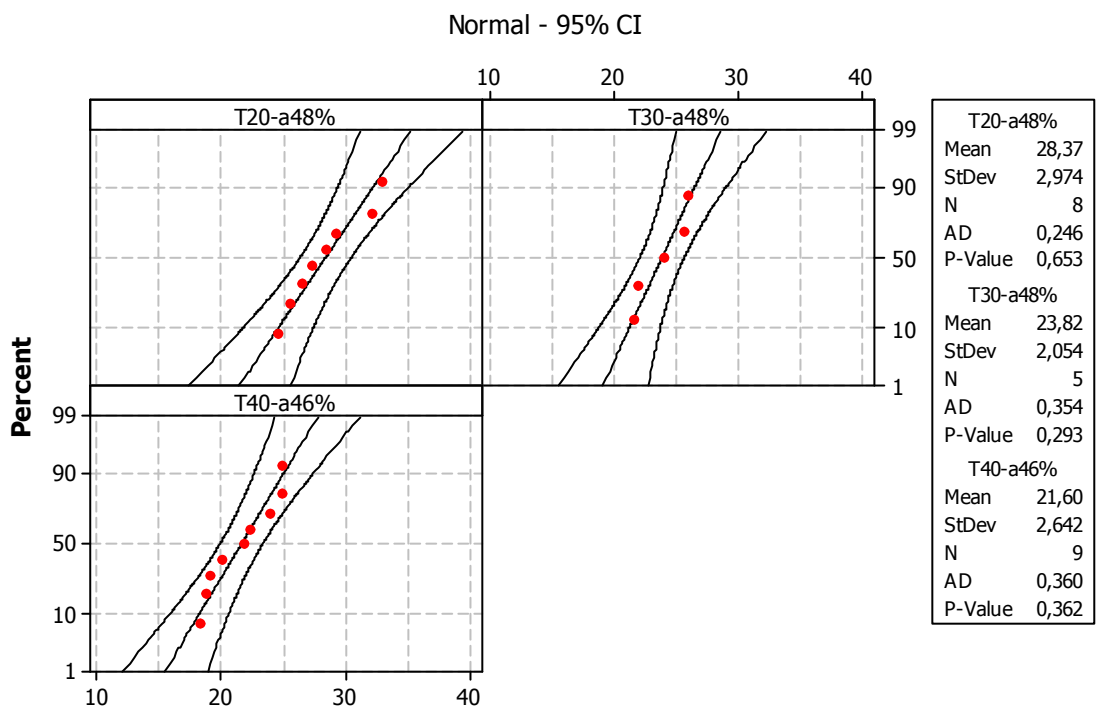


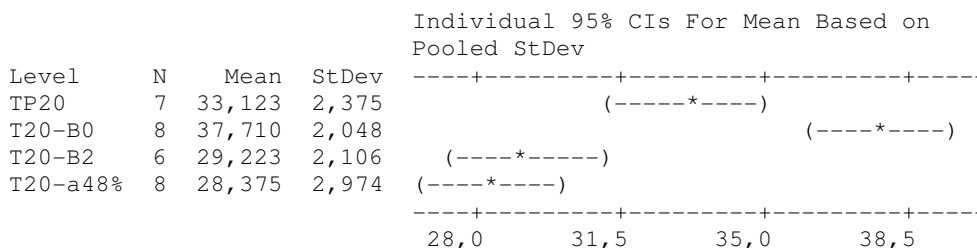
Figura D. 8 Gráfico de probabilidade normal das séries com redução do teor de argamassa

APÊNDICE E – ANÁLISE DE VARIÂNCIA DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO (ANOVA)

ANOVA: T20

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	3	418,90	139,63	23,71	0,000
Error	25	147,26	5,89		
Total	28	566,16			

S = 2,427 R-Sq = 73,99% R-Sq(adj) = 70,87%



Pooled StDev = 2,427

Grouping Information Using Tukey Method

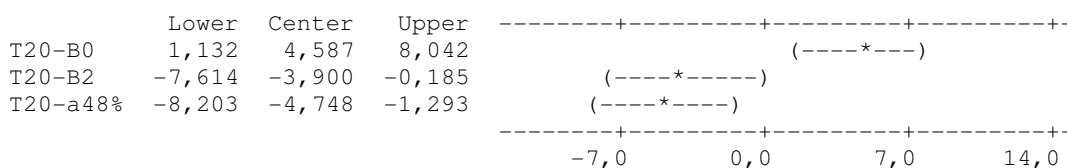
	N	Mean	Grouping
T20-B0	8	37,710	A
TP20	7	33,123	B
T20-B2	6	29,223	C
T20-a48%	8	28,375	C

Means that do not share a letter are significantly different.

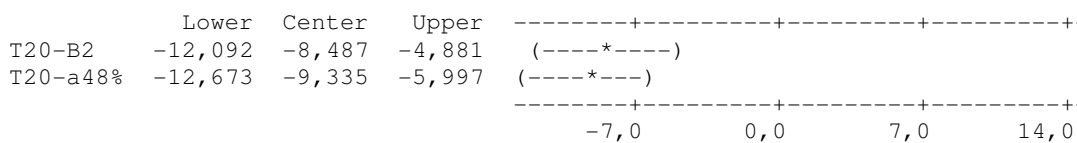
Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 98,91%

TP20 subtracted from:



T20-B0 subtracted from:



T20-B2 subtracted from:

	Lower	Center	Upper
T20-a48%	-4,454	-0,848	2,757

(----*----)

-7,0 0,0 7,0 14,0

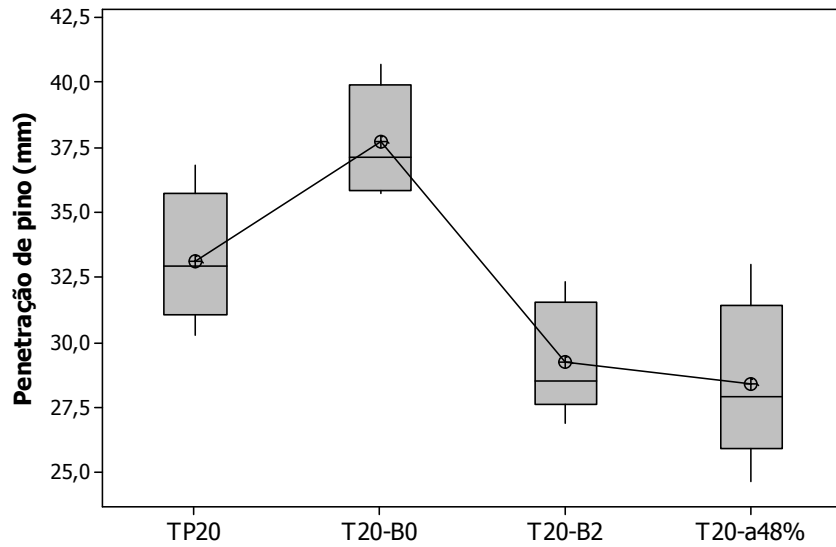


Figura E. 1 Diagrama de caixas T20

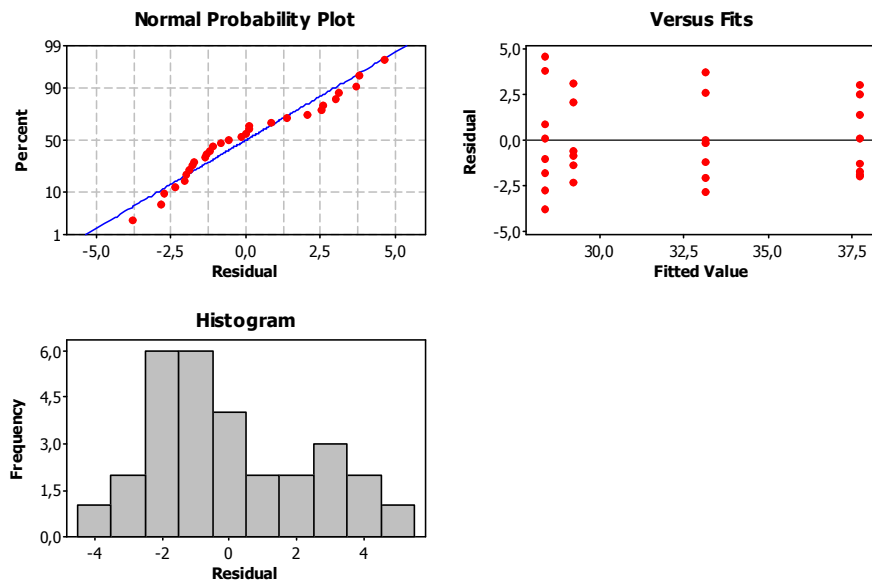
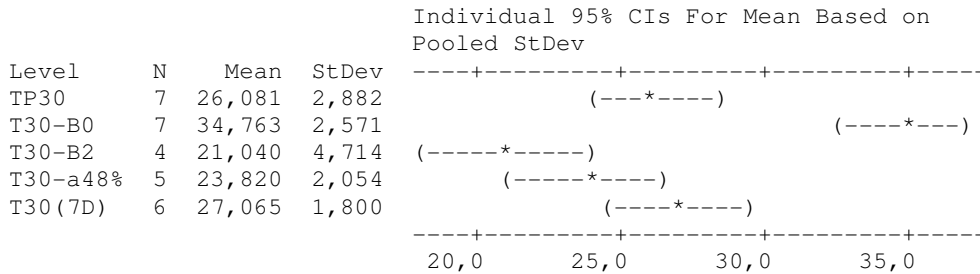


Figura E. 2 Gráficos dos resíduos T20

ANOVA: T30

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	4	617,89	154,47	19,59	0,000
Error	24	189,22	7,88		
Total	28	807,11			

S = 2,808 R-Sq = 76,56% R-Sq(adj) = 72,65%



Pooled StDev = 2,808

Grouping Information Using Tukey Method

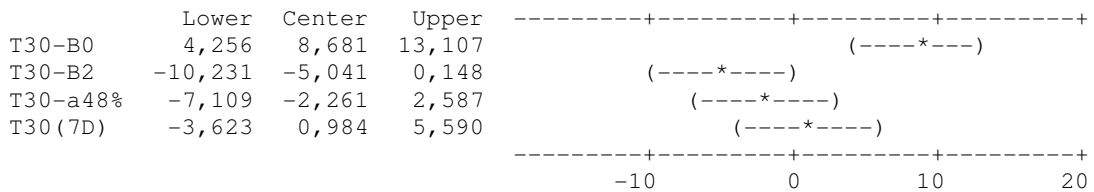
	N	Mean	Grouping
T30-B0	7	34,763	A
T30(7D)	6	27,065	B
TP30	7	26,081	B C
T30-a48%	5	23,820	B C
T30-B2	4	21,040	C

Means that do not share a letter are significantly different.

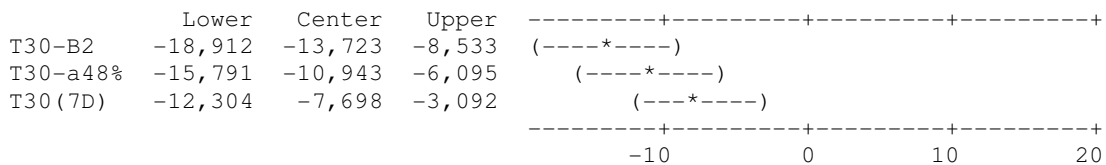
Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals
All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 99,30%

TP30 subtracted from:



T30-B0 subtracted from:



T30-B2 subtracted from:

	Lower	Center	Upper
T30-a48%	-2,774	2,780	8,334
T30(7D)	0,681	6,025	11,369

-----+-----+-----+-----+
 (-----*-----)
 (-----*-----)
 -----+-----+-----+-----+

-10 0 10 20

T30-a48% subtracted from:

	Lower	Center	Upper
T30(7D)	-1,768	3,245	8,258

-----+-----+-----+-----+
 (-----*-----)
 -----+-----+-----+-----+

-10 0 10 20

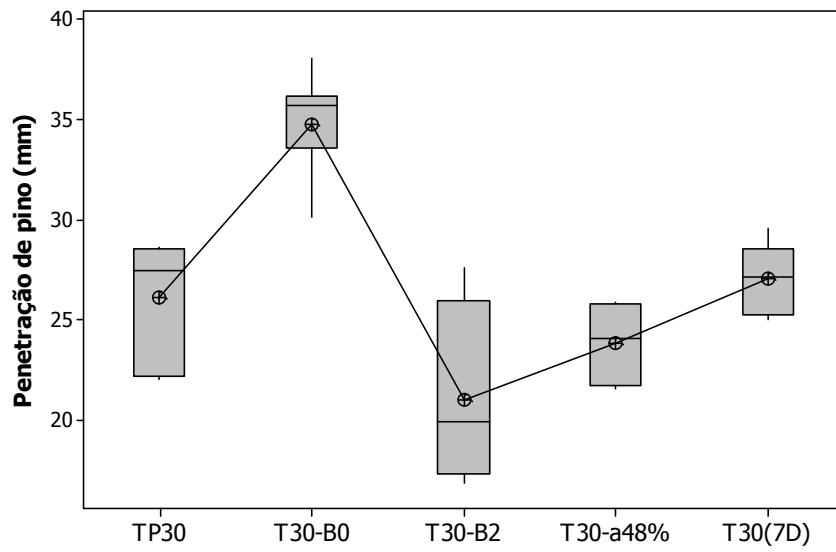


Figura E. 3 Diagrama de caixas T30

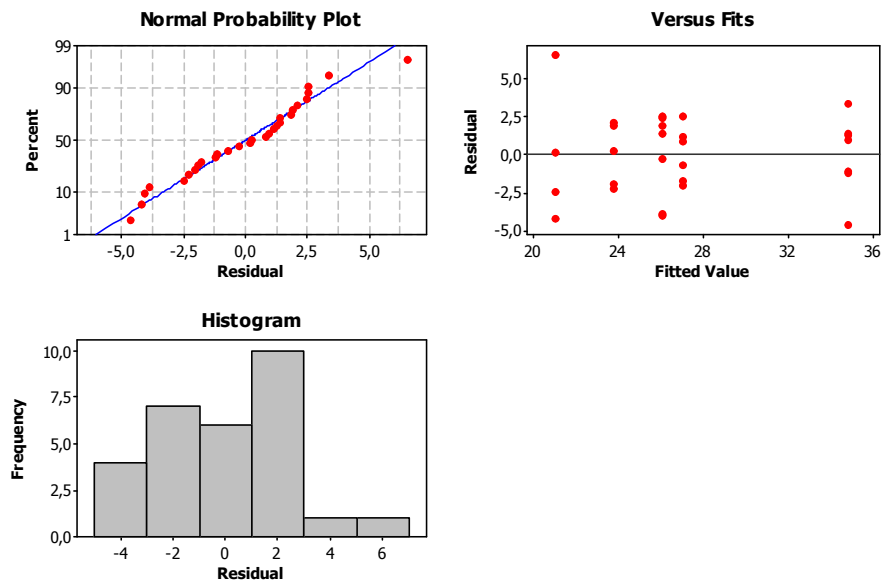
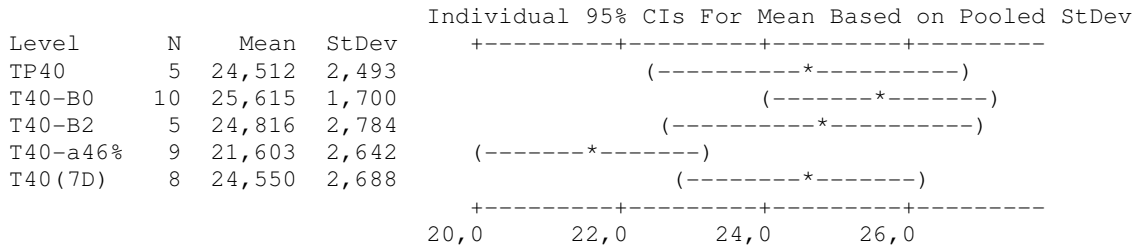


Figura E. 4 Gráficos dos resíduos T30

ANOVA: T40

Source	DF	SS	MS	F	P
Factor	4	84,01	21,00	3,57	0,016
Error	32	188,32	5,88		
Total	36	272,33			

S = 2,426 R-Sq = 30,85% R-Sq(adj) = 22,21%



Pooled StDev = 2,426

Grouping Information Using Tukey Method

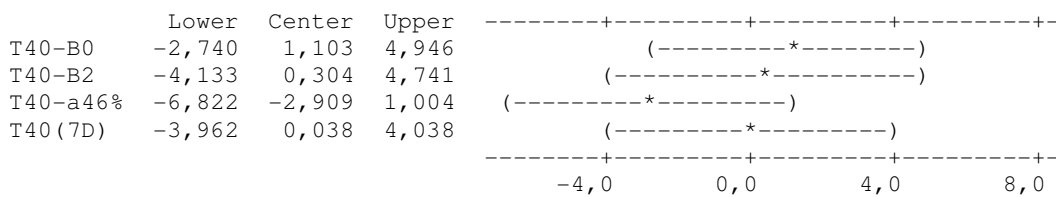
	N	Mean	Grouping
T40-B0	10	25,615	A
T40-B2	5	24,816	A B
T40(7D)	8	24,550	A B
TP40	5	24,512	A B
T40-a46%	9	21,603	B

Means that do not share a letter are significantly different.

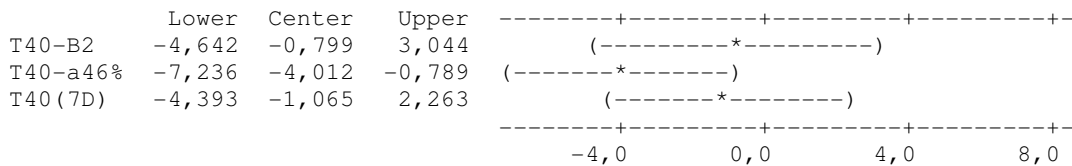
Tukey 95% Simultaneous Confidence Intervals All Pairwise Comparisons

Individual confidence level = 99,32%

TP40 subtracted from:



T40-B0 subtracted from:



T40-B2 subtracted from:

	Lower	Center	Upper	
T40-a46%	-7,126	-3,213	0,700	(-----*-----)
T40(7D)	-4,266	-0,266	3,734	(-----*-----)

-----+-----+-----+-----+-----+

-4,0 0,0 4,0 8,0

T40-a46% subtracted from:

	Lower	Center	Upper	
T40(7D)	-0,462	2,947	6,356	(-----*-----)

-----+-----+-----+-----+-----+

-4,0 0,0 4,0 8,0

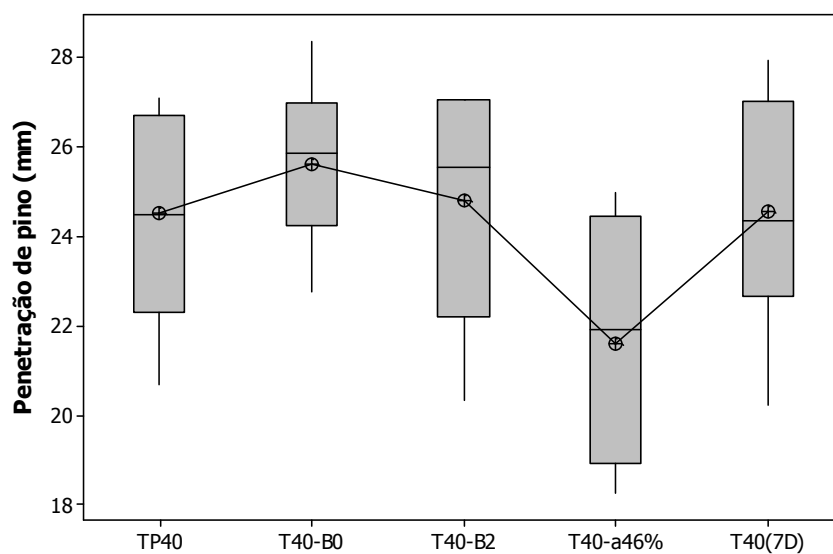


Figura E. 5 Diagrama de caixas T40

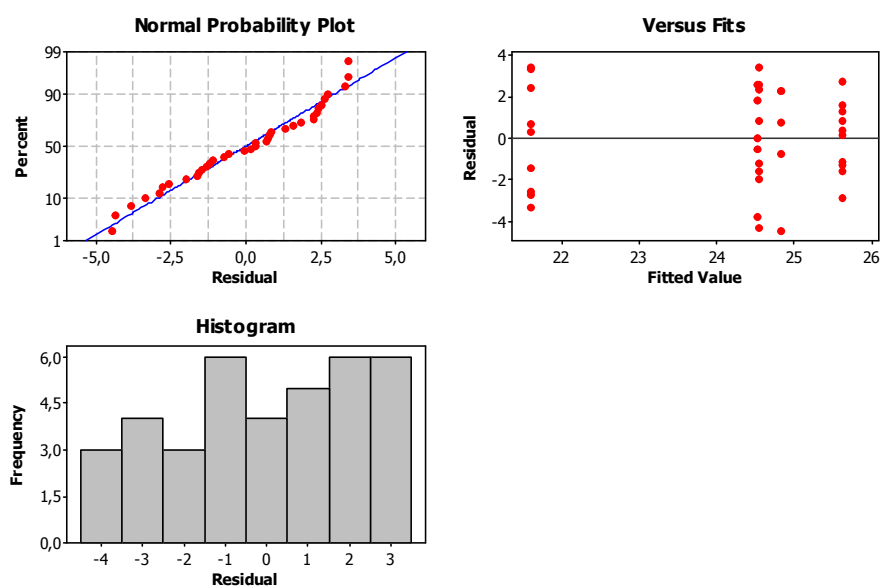


Figura E. 6 Gráficos dos resíduos T40