

CLAUDIO BARCELOS DUTRA

**ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINOS EM CONCRETO:
COMPARAÇÃO ENTRE EQUIPAMENTOS.**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Área de Concentração: Tecnologia da Construção

Orientador: Prof. PROTASIO FERREIRA E CASTRO, PhD.

Niterói

2005

999.999

L000 Dutra, Cláudio Barcelos Dutra

2005 Ensaio de penetração de pinos em concretos: comparação entre equipamentos / Cláudio Barcelos Dutra. – Niterói: UFF/CTC, 2005.

0 f.

Dissertação (Mestrado) – Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, 2005.

1. Ensaio não destrutivo. 2. Penetração de pinos. 3. Pistola semi-automática. 4. Resistência à compressão axial. I. Título.

CLAUDIO BARCELOS DUTRA

**ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINOS EM CONCRETO:
COMPARAÇÃO ENTRE EQUIPAMENTOS.**

Dissertação submetida ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Área de Concentração: Tecnologia da Construção

Aprovada em dezembro de 2005

BANCA EXAMINADORA

Prof. Protasio Ferreira e Castro, PhD.
Universidade Federal Fluminense

Prof. Leonardo Gomes de Souza, D.Sc.
Instituto Militar de Engenharia

Prof. Luis Carlos Mendes, D.Sc.
Universidade Federal Fluminense

Niterói

2005

AGRADECIMENTOS

A Deus pela saúde e oportunidade por me desenvolver profissionalmente e espiritualmente e pela salvação através de seu filho Jesus Cristo.

A minha querida e amada esposa, Cristiane Vieira Dutra, pelo amor dedicação e companheirismo dedicado a mim por todos estes anos que estamos juntos, pelo incentivo e ajuda para realização deste trabalho, por isto não me canso de dizer o quanto te amo.

Ao meu orientador, professor Protasio, por ter estado sempre disponível para tirar minhas dúvidas, pela confiança depositada e pela contribuição ao meu crescimento profissional, tendo aceitado me ajudar a realizar a dissertação com o tema que tinha escolhido, ajuda que foi completamente fundamental para a realização deste trabalho, através de seu amplo conhecimento e sua pronta dedicação.

Aos meus companheiros de mestrado, em especial o Eduardão, que me incentivou para o estudo do mestrado, Alexandre Xavier, Adriana Ferraz, Léo Pires, por terem contribuído em mais esta etapa.

A minha irmã Letícia Dutra eximia profissional em Estatística que me ajudou com as informações sobre o tema e que abriu mais o meu conhecimento sobre o assunto.

Ao meu irmão Leonardo Dutra pelo apoio nas horas que necessitei me ausentar da empresa e deixa-lo sozinho com minha esposa para resolver todos os problemas das obras.

Aos meus pais, Lorival e Nicelha, e familiares pela educação e formação do meu caráter, motivo pelo qual estou aqui conquistando mais esta etapa de minha vida.

À concreteira Redimix do Brasil, por meio de todos os profissionais que ali trabalham, pelo fornecimento dos materiais e da moldagem do concreto utilizado neste trabalho, e em especial ao laboratorista Sr. Sebastião, pelo auxílio na realização dos ensaios.

Aos profissionais Engenheiros Hélio Ricardo e Glauco José, professores da Unisuam, pela contribuição, incentivo, amizade e companheirismo.

A todos os professores e profissionais do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pelas informações, ajuda, atenção e pronto atendimento nos momentos em que necessitei.

Este trabalho é dedicado

A minha querida esposa, pelo amor e companheirismo, que vem me dedicando a cada etapa da minha vida.

Aos meus irmãos, por nos tornarmos mais amigos que irmãos.

Aos meus amigos e companheiros que conquistei durante toda a minha vida, os quais me proporcionaram mais experiências.

Aos meus pais que mesmo separados estão juntos em meu coração.

SUMARIO

AGRADECIMENTOS	3
SUMARIO.....	6
RESUMO.....	8
ABSTRACT	11
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	12
CAPÍTULO 2 - HITÓRICO DA PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS.....	15
CAPÍTULO 3 - HISTÓRICO DOS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS.....	18
3.1 – Método da reflexão.....	19
3.2 – MÉTODO DA IMPRESSÃO	21
3.3 – MÉTODOS DE PENETRAÇÃO.....	22
3.3.1 – Estudo de Arni.....	22
3.3.2 – Estudo de Keiller	24
3.3.3 – Estudo de Nasser e Al-Manaseer.....	25
3.3.4 – Estudo de Pontes Vieira	27
3.3.4.1 – Equipamento utilizado	28
3.3.4.2 – Procedimento	28
3.3.4.3 – Ensaios realizados	29
3.3.4.5 – Recomendações quanto a realização do ensaio.....	30
3.4 – Estudo de Malhotra	32
3.5 – Fatores que influenciam os resultados do ensaio	34
CAPÍTULO 4 - ASPECTOS DO CONTROLE DA RESISTENCIA DO CONCRETO.	35
4.1 - CONTROLE ESTATÍSTICO DA PRODUÇÃO DE CONCRETO:.....	39
4.2 - GRÁFICOS DE CONTROLE.....	40
4.3- GRÁFICO DE CONTROLE DAS MÉDIAS INDIVIDUAIS.....	42
4.4- GRÁFICO DO DESVIO PADRÃO.....	44
4.5 - GRÁFICO DO COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DAS OPERAÇÕES DE ENSAIO E CONTROLE (V_e).....	46
4.6 - GRÁFICO DE CONTROLE DAS MÉDIAS E AMPLITUDES ($X - R$)	47

4.7 - GRÁFICO DE CONTROLE CUSUM.....	51
4.8 – INFLUÊNCIAS NO ENSAIO DE COMPRESSÃO	54
4.8.1 – Influência do teor de umidade	55
4.8.2 – Influência da temperatura no momento do ensaio	55
4.8.3 – Influência da Moldagem	55
4.8.4– Influência das máquinas no ensaio de resistência do concreto.....	55
CAPÍTULO 5 - PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	59
5.1 – Localização dos pontos do ensaio de penetração de pinos	62
5.2 – Ensaios realizados	63
5.2.1 – Ensaio de compressão dos corpos de prova cilíndricos.....	63
5.2.2 – Ensaio de penetração de pino.....	64
CAPÍTULO 6 – RESULTADOS E ANÁLISES	68
6.1 – REVISÃO ESTATÍSTICA	68
6.1.1- Intervalo de Confiança	68
6.1.2 – Comparação de Médias – Teste t	69
6.1.3- Medidas de Dispersão.....	70
6.2 – ENSAIOS REALIZADOS.....	73
6.2.1 – Resultados dos ensaios	73
6.3 – Teste de significância das médias.....	75
6.4- Teste de Anova	77
CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES	81
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	83

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Esquema do ensaio de esclerometria (ACI 228,1988).....	20
Figura 3.2 – Correlação entre o comprimento exposto do pino e a resistência à compressão do concreto. (Base dos dados do estudo de Arni).	24
Figura 3.3 – Correlação entre o comprimento exposto do pino de 79,5 mm e a resistência à compressão do concreto. (Dados obtidos através do estudo de Keiller).	25
Figura 3.4 – Correlação entre o comprimento exposto do pino de 30,5 mm e a resistência à compressão do concreto. (Base dos dados do estudo de Nasser e Al-Manaseer).....	27
Figura 3.5 – Correlação entre o comprimento exposto do pino de 55 mm e a resistência à compressão do concreto.	32
Figura 3.6 – Correlação entre o comprimento exposto do pino 82,6 mm e a resistência à compressão do concreto. (Dados obtidos através do estudo de Malhortra).	33
FIGURA 4.1 -.....	38
FIGURA 4.2 -.....	39
FIGURA 4.3 -.....	42
FIGURA 4.4 -.....	43
FIGURA 4.5 -.....	45
FIGURA 4.6 -.....	47
FIGURA 4.7 -.....	49
FIGURA 4.8 -.....	54
Figura 5.1 – Exemplo de curva de correlação para estimar a resistência (ACI ... 228.1R ,1989).....	59
Figura 5.2 - Corpos de prova prismáticos 230 x 230 x 340 mm	63
Figura 5.3 –	64
Figura 5.4 -	64
Figura 5.5 -	65
Figura 5.6 –	65
Figura 5.7 – Pino de 55mm de comprimento e diâmetro 6,3mm.....	65
Figura 5.8 – Leitura do comprimento exposto do pino	66
Figura 6.1 – Gráfico de erro padrão x resistência a compressão do concreto.	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Desvio padrão médio e coeficiente de variação médio	23
Tabela 3.2 – Correlação entre as médias de comprimento exposto de pinos de aço com 55 mm de comprimento e a resistência à compressão do concreto.	31
Tabela 3.3 – Desvio padrão médio e coeficiente de variação médio (Tabela obtida com base nos dados da ref. 00)	33
Tabela 3.4 - Ensaio realizados pelos pesquisadores	34
Tabela 4.1 -	45
TABELA 4.2 -	51
Tabela 5.1 – Número de medições para cada local de ensaios.....	61
Tabela 5.1 – leituras do comprimento exposto dos pinos obtidos nos ensaios com ambas as pistolas.....	67
Tabela 6.1 – Análise de variância com um fator controlado ⁵¹	71
Tabela 6.2 – Tratamento dos resultados (teste “t”)	73
Tabela 6.3 – Comprimento exposto dos pinos para cada pistola.....	74
Tabela 6.4 – Médias das resistências e dos comprimentos expostos de ambas as pistolas.....	75
Tabela 6.5 - Baseado neste teste equivale dizer que a potência das duas pistolas é equivalente.....	76
Tabela 6.6 - Baseado neste teste equivale dizer que a variabilidade dos resultados é equivalente ou a repetibilidade dos resultados é equivalente.....	76
Tabela 6.7 – A resistência a compressão do concreto influencia na penetração do pino.	77
Tabela 6.8 – A resistência a compressão do concreto influencia na penetração do pino.	78
Tabela 6.9 –	78
Tabela 6.10 – Comparação entre os resultados do comprimento exposto dos pinos.....	79
Tabela 6.11 - dispersão dos Erros x CP N ^o	79

RESUMO

Torna-se um fator de grande relevância para a engenharia civil nos dias de hoje a importância dos ensaios não destrutivos para a avaliação mecânica do concreto, e quando mais se tratando de ensaios de baixo custo e de fácil execução, como por exemplo, o ensaio de penetração de pinos. Com ele é possível estimar a resistência à compressão e uniformidade do concreto. Desta forma, é necessária uma maior conscientização da utilização de tais ensaios para o acompanhamento e correções prévias que se façam necessárias, por causa de eventuais defeitos. Serão mostrados neste trabalho, os estudos referentes aos ensaios de dureza e de penetração de pinos, além de apresentar uma comparação de equipamentos de penetração de pinos e assim avaliar a eficiência dos equipamentos na realização dos ensaios. Para a realização deste trabalho foram preparados concretos comuns, com dimensão máxima do agregado de 19 mm, e moldados 06 corpos de prova prismáticos de dimensões 230 x 230 x 340mm, para realização dos ensaios de penetração de pinos e para cada corpo de prova prismático foi moldado 02 corpos de prova cilíndricos de 150 x 300mm para realização de ensaio de resistência a compressão.

ABSTRACT

It is a factor of great relevance for the civil engineering in the days today the importance of the rehearsals non destructive for the mechanical evaluation of the concrete, and when more if treating of low cost rehearsals and of easy execution, as for instance, the rehearsal of penetration of pins. With him it is possible to esteem the resistance to the compression and uniformity of the concrete. This way, it is necessary a larger understanding of the use of such rehearsals for the accompaniment and previous corrections that are done necessary, because of eventual defects. They will be shown in this work, the referring studies to the rehearsals of hardness and of penetration of pins, besides presenting a comparison of equipments of penetration of pins and like this to evaluate the efficiency of the equipments in the accomplishment of the rehearsals. For the accomplishment of this work they were prepared concrete common, with maximum dimension of the attaché of 19 mm, and moulded 06 prismatic proof bodies of dimensions 230 x 230 x 340mm, for accomplishment of the rehearsals of penetration of pins and for each prismatic proof body it was molded 02 cylindrical proof bodies of 150 x 300mm for accomplishment of resistance rehearsal the compression.

1 - INTRODUÇÃO

Quando se trabalha com concretos de qualquer natureza, sabe-se bem da necessidade de controlar sua resistência, através de ensaios não destrutivos.

Através dos anos, tornou-se quase uma necessidade imperiosa que os canteiros de obras estejam bem aparelhados neste sentido, por melhores e mais rigorosos que possam se mostrar os controles tecnológicos dos concretos, com retirada sistemática de corpos de prova para ensaios até 28 dias de idade.

Saber, assim, da resistência de um concreto, após seu endurecimento passou a ser uma constante, entre os profissionais de laboratório, que, de há muito buscam o melhor meio de conseguir, evitando danos ao concreto a ser examinado.

Segundo Castro os resultados de ensaios realizados em corpos de prova moldados no canteiro não representam diretamente a resistência à compressão do concreto na estrutura. As condições de adensamento, moldagem, cura e ensaio dos corpos de prova moldados no canteiro são significativamente distintas das encontrados nos elementos estruturais. Pode-se afirmar, assim, que os resultados dos ensaios realizados em corpos de prova moldados no canteiro representam a resistência potencial do concreto na estrutura.

Pode-se considerar ensaios não destrutivos uma serie de técnicas destinadas a inspecionar ou ensaiar materiais, produtos e elementos estruturais através de princípios físicos definidos, sem prejudicar a posterior utilização dos elementos inspecionados.

Os ensaios não destrutivos podem ser utilizados na determinação do módulo de elasticidade, homogeneidade e resistência mecânica dos materiais por meio de correlações estatísticas.

Tais ensaios tornaram-se importantes ferramentas para auxiliar aos projetos de reforço e/ou reparo, por avaliarem a resistência do concreto diretamente no elemento estrutural, sem destruí-lo, além de possibilitarem a consecução dos objetos de conformidade com as especificações e análise do desempenho do elemento estrutural ao longo da vida útil.

Na literatura técnica internacional encontram-se trabalhos de vários autores nos quais apresentam-se correlações entre a resistência do concreto e resultados de ensaios não destrutivos, e também normas de realização desses ensaios (ASTM, RILEM, BSI, por exemplo).

No Brasil, ainda são poucos os estudos sobre este tema e nem todos os ensaios não destrutivos empregados têm seus procedimentos de realização normalizados pela ABNT.

Tem-se, portanto, uma grande necessidade de desenvolvimento de trabalhos e de formação de mão de obra qualificada nesta área, objetivando análise adequada das estruturas de concreto produzidas com os materiais disponíveis no mercado nacional.

O ensaio de penetração de pinos possui três referências significativas, nos Estados Unidos, na década de 60, Arni com o "Windsor Probe", no Brasil, na década de 70, com o Eng.^o Pontes Vieira, e no Canadá, na década de 80, com os Eng.^{os} Nasser e Al-Manaseer.

O ensaio de penetração de pinos foi um dos objetos de estudo de dissertação de mestrado na Universidade Federal Fluminense (FERREIRA, 1999), o qual introduziu a resistência ao esmagamento do agregado graúdo como mais uma variável nas correlações de avaliação da resistência do concreto.

Este trabalho foi direcionado a estabelecer uma comparação entre diferentes equipamentos de penetração de pinos existente no mercado nacional, a pistola de

ação direta, da marca “Walsiva”, utilizada no estudo de Pontes Vieira, na qual a pólvora é aplicada diretamente no pino, e a pistola de ação indireta da marca “Hilt”, movida a pistão onde a pólvora é aplicada no pistão interno do equipamento e que, segundo o fabricante, absorve 95% da energia fincando o pino diretamente no material base.

Para a realização deste trabalho foram preparados concretos comuns, com dimensão máxima do agregado de 19 mm, e moldados 06 corpos de prova prismáticos de dimensões 230 x 230 x 340mm, para realização dos ensaios de penetração de pinos e para cada corpo de prova prismático foram moldados 02 corpos de prova cilíndricos de 150 x 300mm para realização de ensaio de compressão axial.

Em cada corpo de prova prismático foram realizadas 03 penetrações com pinos de 55mm e mesma carga de espoleta, e os resultados foram analisados através de métodos estatísticos.

Iniciou-se esta dissertação de mestrado com considerações sobre patologia recuperação e reforço das estruturas. Em seguida apresenta-se um histórico e uma revisão dos ensaios de dureza. São apresentados os aspectos do controle da resistência do concreto com enfoque aos gráficos de controle de produção. Os métodos estatísticos utilizados neste trabalho são apresentados como fundamento teórico.

Finalmente são apresentados os resultados obtidos e as conclusões sobre a potencialidade da utilização das diferentes pistolas na avaliação da resistência mecânica do concreto.

2 - HISTÓRICO DA PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS

Ao longo do século XX o concreto armado e protendido tornaram-se os principais materiais utilizados na construção de edificações, pavimentações, pontes e outros equipamentos da infra-estrutura dos estados e países.

Atualmente, inúmeras estruturas estão atingindo o final da vida útil previsto em projeto, evidenciando-se os efeitos do envelhecimento e, além disso, tem-se observado em outras o aparecimento de degradação prematura. Neste caso, as causas mais comuns são a agressividade do meio ambiente e a elevação das cargas de utilização da estrutura.

Com efeito, face a versatilidade de aplicação do concreto, foram negligenciados:

- - em função das características do material, os aspectos relativos à durabilidade da estrutura, e;
- - em função da diversidade dos processos de produção e de construção, o controle da qualidade.

As estruturas de concreto estão, sujeitas a esforços mecânicos e a agentes agressivos que, por ações físicas, químicas e biológicas, podem originar a fragilização mecânica dos elementos estruturais durante o período de vida útil, comprometendo o desempenho para o qual foram projetadas e construídas.

Por esta razão o projeto de estruturas em concreto deve prever materiais com características adequadas às condições de utilização dessas estruturas, bem como planos de manutenção para a obra, de forma a garantir a longevidade desejada.

A durabilidade das estruturas de concreto em geral, e também às que recebem influência do mar aberto, devido à exposição direta do vento oceânico, onde as penetrações de águas e sais no concreto são mais evidentes, têm conduzido a custos diretos e indiretos consideráveis, perante sua necessidade de manutenção periódica e de reabilitação.

Em inúmeros casos, torna-se imperativo a necessidade de se ajustar novas técnicas ao reparo e ao reforço de estruturas de concreto.

Entretanto, ao serem projetadas e executadas, as estruturas de concreto devem atender as finalidades a que se destinam, levando-se em consideração as questões econômicas e de segurança.

Portanto, as estruturas em concreto são produtos extremamente complexos, cujo projeto permite a escolha, a adequação e a especificação de varias características, para adequar-se aos propósitos estabelecidos pelo proprietário.

A durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e esforços coordenados de todos os envolvidos nas fases de projeto, construção e utilização.

O surgimento de problemas patológicos em dada estrutura pode indicar, em ultima instancia e de maneira geral, a existência de uma ou mais falhas durante a concepção do projeto ou da execução das etapas da construção, além de apontar para falhas também no sistema de controle de qualidade das atividades.

Segundo de Souza e Ripper, designa-se genericamente Patologia das Estruturas o campo da engenharia das construções que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestações, conseqüências e mecanismos de ocorrências das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas.

A patologia das estruturas não deve ser considerada, apenas, como um campo para o estudo da identificação das anomalias e aplicação de profilaxia. Nesse caso, devido a sua importância dentro do âmbito da engenharia estrutural, é necessário que a patologia seja fonte de estudo dos aspectos de concepção, execução, uso e manutenção da estrutura.

Logo, na formação do Engenheiro Civil e do Arquiteto deve estar incluído uma disciplina de patologia das estruturas de concreto de cimento Portland ou contemplar os aspectos patológicos em diversos conteúdos programáticos dos cursos de graduação.

A sistematização do estudo da Patologia das Estruturas classificará os problemas patológicos como simples, cujo diagnóstico e profilaxia são evidentes, e complexos, que exigem uma análise individualizada.

Os problemas patológicos simples são os que admitem padronização, podendo ser resolvidos sem a obrigatoriedade de altos conhecimentos do assunto. Os problemas patológicos complexos não convivem com inspeções convencionais e esquemas de manutenção rotineira, sendo necessário uma avaliação individualizada e mais detalhada, tendo a necessidade de maiores conhecimentos de patologia das estruturas.

Portanto, a patologia das estruturas tem como objetivo as causas explicações técnicas e científicas para as anomalias observadas nas estruturas desde a sua construção até sua fase de serviço, e conseqüentemente ao fim de sua vida útil. Faz-se necessário determinar as origens e conseqüências das anomalias em relação à segurança e a confiabilidade da obra, possibilitando tomar decisão sobre a profilaxia a ser aplicada.

Além disso, em função da gravidade da anomalia, determinar a duração residual da estrutura definindo sobre a conveniência da recuperação, do reforço ou mesmo da demolição pura e simples dos elementos ou da estrutura danificada.

Nesse sentido Formagini considera reparo o restabelecimento das condições originais, físicas e estruturais do elemento ou da estrutura, reforço é o aumento da capacidade resistente do elemento ou da estrutura.

3 - HISTÓRICO DOS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

No curto espaço de tempo, os ensaios não destrutivos de concreto têm encontrado um importante lugar no controle de qualidade do concreto endurecido e da avaliação da resistência e durabilidade das estruturas existentes.

Embora os ensaios não destrutivos de concreto sejam relativamente simples de serem aplicados, devido à complexidade do material concreto a análise e interpretação dos resultados não é tão fácil como se poderia esperar.

Alguns processos de avaliação da qualidade do concreto, todavia, têm permitido a seus pesquisadores colherem bons resultados, desde que bem executados e atendendo a determinadas circunstâncias com que se apresentam os concretos na verificação de sua qualidade.

Em meados de 1933, por exemplo, foi estudado na antiga União Soviética, pelo Prof. B. Skramlayev um processo em que, a uma distancia de 6 a 8 metros o concreto era "alvejado", em sua superfície por uma arma de fogo, e, em seguida medido o volume da pequena cratera deixada pelo impacto da bala utilizada. O autor apresenta uma formula simples de correlação entre este volume e a tensão a compressão do concreto examinado.

Partindo de outros meios, com a mesma finalidade, foram ainda os russos que imaginaram, por exemplo, embutir uma peça metálica no concreto, durante sua compactação dentro da forma, e, mais tarde, medir a força para seu arrancamento através de um dinamômetro. Em outros casos, eram colocados dentro do concreto, tubos de aço ou pequenas formas, durante a concretagem, para serem depois arrancados e ensaiados deixando, todavia, a peça concretada com falhas a serem reparadas.

Ainda nesta série de processos, basta adiantar que, só entre os russos, aparecem os nomes de pesquisadores como I. Wolf, P. Paviov, L. Paviov, P. Kochegarov e Giustage todos, todavia, verificando a necessidade de “não destruição” do concreto examinado.

Posteriormente, surgiram os aparelhos do Prof. V. Tsaritsin, do Prof. G. Khaidvkov, e ainda outros lembrando um pouco o esclerômetro, estudados pelo Prof. K. Kashkarov e pelo Prof. Poldi-Veizman, que desenvolveu seu aparelho na Academia de Ciências da antiga Tchecoslováquia.

Há ainda os aparelhos de Vasilyev, de V. Danchenko e E. Gibshman, em sociedade. Outros três russos – G. Khaidukov, A. Goder e D. Rachevsky se juntaram e imaginaram um outro sistema onde uma sonda imprimia no concreto, por impacto, umas marcas que eram, mais tarde, ligadas a sua resistência. E, finalmente, o Prof. M. Novgorodsky, com outro aparelho, com a mesma finalidade.

3.1 – MÉTODO DA REFLEXÃO

O mais tradicional, entre os muitos processos até agora conhecidos, é aquele em que se utiliza um aparelho de percussão, de fabricação e tecnologia suíça, chamado “esclerômetro”. Baseia-se ele, praticamente, na dureza superficial de um concreto, que responde, em sua percussão, após um preparo e alisamento de sua face, por índices esclerométricos indicados numa escala do aparelho. Estes valores são levados em conta a uma curva da correlação com sua resistência a compressão, chegando-se, assim a uma definição bastante aproximada sobre a qualidade do concreto percutido na data do referido ensaio.

Quanto maior a dureza ou resistência do concreto, tanto maior será a altura de retorno que a esfera projetada sobre o concreto alcançará. O esclerômetro de Ernest Schimidt, que rapidamente alcançou grande popularidade, baseia-se nessa observação.

Dos três tipos de esclerômetros de Schimidt existentes, o mais popular é o tipo N com uma energia de choque igual a 0,225 kgm.

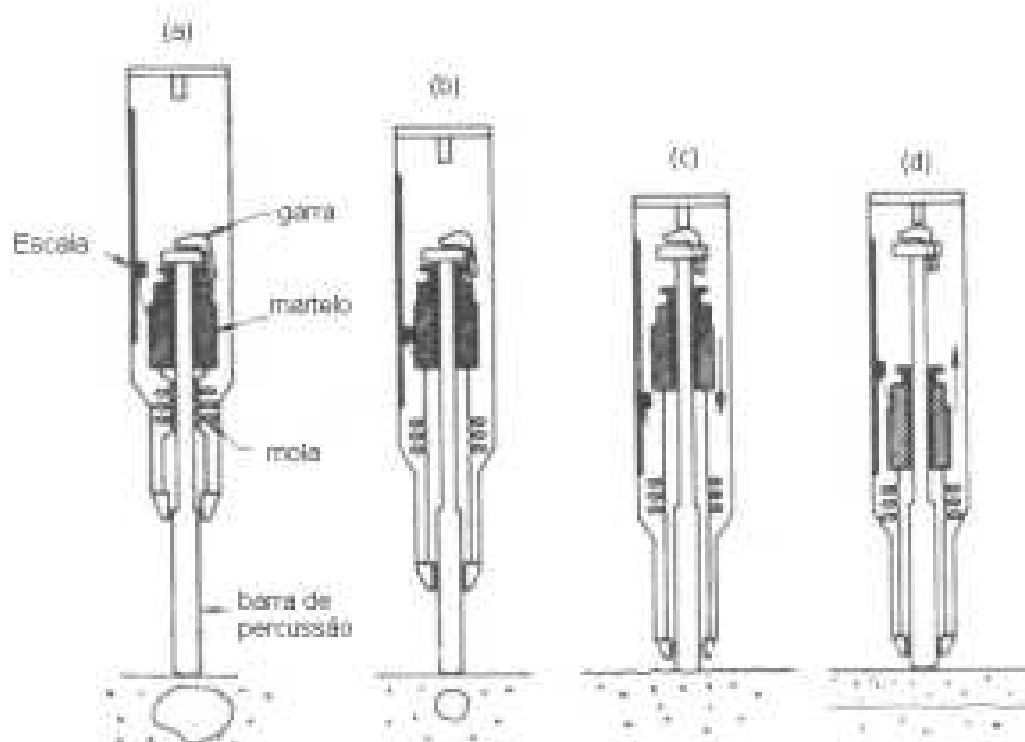


Figura 3.1 - Esquema do ensaio de esclerometria (ACI 228,1988).

A utilização do esclerômetro deve ser criteriosa, cujos índices obtidos, variam com a idade do concreto, com a natureza dos agregados, principalmente através de seu módulo de elasticidade, com o percentual de umidade ainda existente na mistura, pela presença de vazios próximos à superfície, posição do aparelho em relação à normal à superfície.

Há ainda a necessidade de sua perfeita calibração, através de uma bigorna de aferição especial, sujeitando-se, ainda, o aparelho, a revisões periódicas, inclusive, com renovação de suas molas (uma fraca e outra forte), a mercê de fadiga com o correr de suas aplicações.

Se se pretender um pouco mais de precisão, torna-se necessário eliminar o maior número de parâmetros possíveis, e utilizar a curva de calibragem para determinar a resistência sob as mesmas condições.

Segundo afirma Neville que “assim, podemos ver que este ensaio tem caráter apenas comparativo e não se justificam as afirmações de alguns fabricantes de que o resultado do ensaio verte-se diretamente a um valor de resistência à compressão”

e ainda “a relação entre o resultado do esclerômetro e a resistência deve-se determinar experimentalmente para cada concreto utilizado na obra”.

No caso brasileiro, por exemplo, onde os agregados graúdos normais usados num concreto, são a pedra britada, obtida da moagem de uma rocha viva, conhecida como “gneiss”, estas curvas de correlação entre índices esclerométricos e tensões de ruptura do concreto foram estudadas, pelo Prof. Fernando Lobo Carneiro, no Instituto Nacional de Tecnologia de Pesquisas, diferindo estas curvas brasileiras das trazidas, por exemplo, nas instruções do aparelho, chegado da suíça, onde os concretos são virados com agregado graúdo na base do seixo rolado, também conhecido como cascalho de rio.

Há de se levar em conta que o esclerômetro tem um limite de aplicação entre 28 e 180 dias (6 meses). A longa data, por exemplo, os valores obtidos são de comum muito elevados, falso, portanto, em face de um fenômeno, só estudado de uns anos para cá, o da carbonatação da superfície do concreto, que a torna bastante endurecida: nestes casos, os estudos com esclerômetro tem um valor apenas comparativo.

3.2 – MÉTODO DA IMPRESSÃO

Neste método projeta-se uma esfera, com diâmetro D ; sobre a superfície do concreto, com determinada velocidade. Mede-se então a fração da energia total transformada em energia de deformação permanente avaliando o diâmetro da impressão, d , que a esfera deixou na superfície após o choque.

A leitura do diâmetro da impressão faz-se com a precisão de 0,1 mm, com lupas graduadas e amplificação conveniente.

O método é sensível à natureza do cimento, sua dosagem, umidade, idade, etc, da mesma forma que os métodos de reflexão por choque e ultra-sons.

3.3 – MÉTODOS DE PENETRAÇÃO

Inicialmente, os métodos de penetração não receberam grande aceitação devido ao pequeno número de estudos publicados. Além disto, a introdução do método de esclerometria no mercado internacional foi uma das razões que contribuíram para a pequena aceitação do ensaio de penetração.

O ensaio de penetração de pinos possui três referências significativas, nos Estados Unidos, na década de 60, Arni com o “Windsor Probe”, no Brasil, na década de 70, com o Eng^o Pontes Vieira, e no Canadá, na década de 80, com os Eng^{os} Nasser e Al-Manasseer.

Os métodos existentes de resistência à penetração para ensaiar o concreto não destrutivamente são usados para o controle de qualidade e avaliação da resistência do concreto, independente do tipo estrutural.

Segundo Malhotra, os resultados dos ensaios de penetração de pinos são influenciados pela dureza dos agregados, na escala Monhs de Dureza e pela potência da cápsula (espoleta). Contudo, a aplicação do método torna-se muito ágil, quando se deseja determinar a variação da qualidade do concreto por localização, por elemento estrutural, para uma série de elementos estruturais, onde uma mesma mistura tenha sido empregada.

3.3.1 – Estudo de Arni

O método utilizado por Arni em seus estudos foi o “Windsor Probe”. Este método de avaliação da resistência do concreto pela penetração de pinos foi desenvolvido por volta de 1964 com a união de T.R. Cantor da Autoridade Portuária de New York e R. Kopf da “Windsor Machinery Company of Connecticut. O aparelho consiste de uma pistola dentro da qual é inserido um pino de aço que é impelido no concreto por denotação de uma carga de pólvora e uma escala para medir a profundidade de penetração do pino. Arni afirma que a penetração de pino reflete “a resistência à compressão em uma área localizada”.

O procedimento para a realização deste ensaio, assim como o equipamento, é relativamente simples, consistindo em disparar um pino contra a superfície de concreto a ser ensaiado. Os fabricantes da “Windsor Probe” recomendam que sejam usados 3 pinos para cada ensaio individual, dispostos no vértice de um triângulo equilátero de 108 mm de lado. As leituras das profundidades de penetração dos pinos são feitas para cada 3 disparos. É recomendado para aceitação/rejeição dos resultados, um coeficiente de variação de 3% entre si.

Arni realizou os ensaios de penetração de pinos em corpos de prova prismáticos com dimensões em mm de 410 x 510 x 200 e os ensaios de resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm, sendo que, para cada corpo de prova prismático, eram moldados 6 corpos de prova cilíndricos. Foram usados três tipos de agregados gaúchos na preparação dos concretos, calcário, seixo rolado e brita, com diâmetro de 25 mm e 50 mm. Os ensaios foram realizados nas idades de 3,7, 14 e 28 dias.

Os resultados analisados por Arni são apresentados na Tabela 3.1, que mostra os valores de desvio padrão e coeficiente de variação médios encontrados para os três tipos de agregados utilizados na preparação das misturas com diâmetro máximo de 25mm.

Tabela 3.1 – Desvio padrão médio e coeficiente de variação médio

Tipo de agregado	Nº Total de pinos	Nº de pinos por ensaio	Desvio padrão médio (mm)	Coeficiente de variação médio (%)
Seixo rolado	54	9	3,15	6,2
Calcário	72	9	2,43	5,2
Brita	72	9	2,35	4,9
Seixo rolado, calcário, brita	198	9	2,64	5,4

As curvas de correlação, apresentadas na Figura 3.2, foram construídas a partir dos resultados dos ensaios obtidos por Arni, e referem-se às misturas preparadas com a utilização dos três tipos de agregados (seixo rolado, calcário e brita), com diâmetro máximo de 25 mm.

Pode-se observar na Figura 3.2 que para uma resistência à compressão de 30 Mpa a resistência à penetração do pino é maior na mistura preparada com a utilização de seixo rolado como agregado graúdo que nas misturas preparadas com calcário e brita.

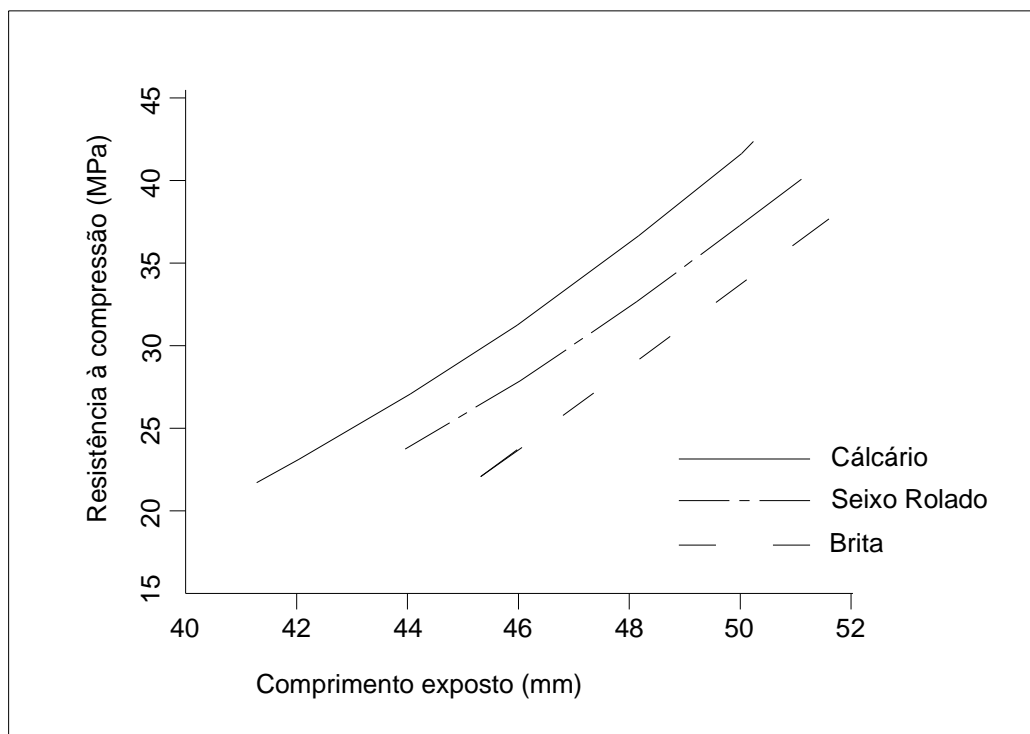


Figura 3.2 – Correlação entre o comprimento exposto do pino e a resistência à compressão do concreto. (Base dos dados do estudo de Arni).

3.3.2 – Estudo de Keiller

Keiller realizou ensaios de penetração de pinos com a sonda de Windsor em vidas com dimensões em mm de 1500 x 300 x 250, e utilizou corpos de prova cúbicos de 100 mm de aresta para realizar os ensaios de resistência à compressão do concreto. Foram utilizados 45 pinos de aço com comprimento de 79,5 mm e diâmetro de 6,3 mm. Para resistência do concreto maiores que 27 Mpa foram usadas espoletas com maior potência. A leitura de penetração de pinos foi obtida pela média de três pinos para cada ensaio individual.

O agregado empregado nas misturas foi o calcário, com diâmetro máximo de 19 mm. Os ensaios foram realizados nas idades de 7 e 28 dias. O coeficiente de

variação médio encontrado por Keiller para o ensaio de penetração de pinos foi de 3,5 %.

A partir dos resultados obtidos por Keiller foi possível construir a curva de correlação apresentada na Figura 6. Os resultados de resistência à compressão obtidos por Keiller em corpos de prova cúbicos foram transformados para resistência à compressão de corpo de prova cilíndricos por meio da Equação 6. Desta forma, a curva apresentada refere-se à correlação entre o comprimento exposto do pino e a resistência à compressão equivalente de corpo de prova cilíndricos.

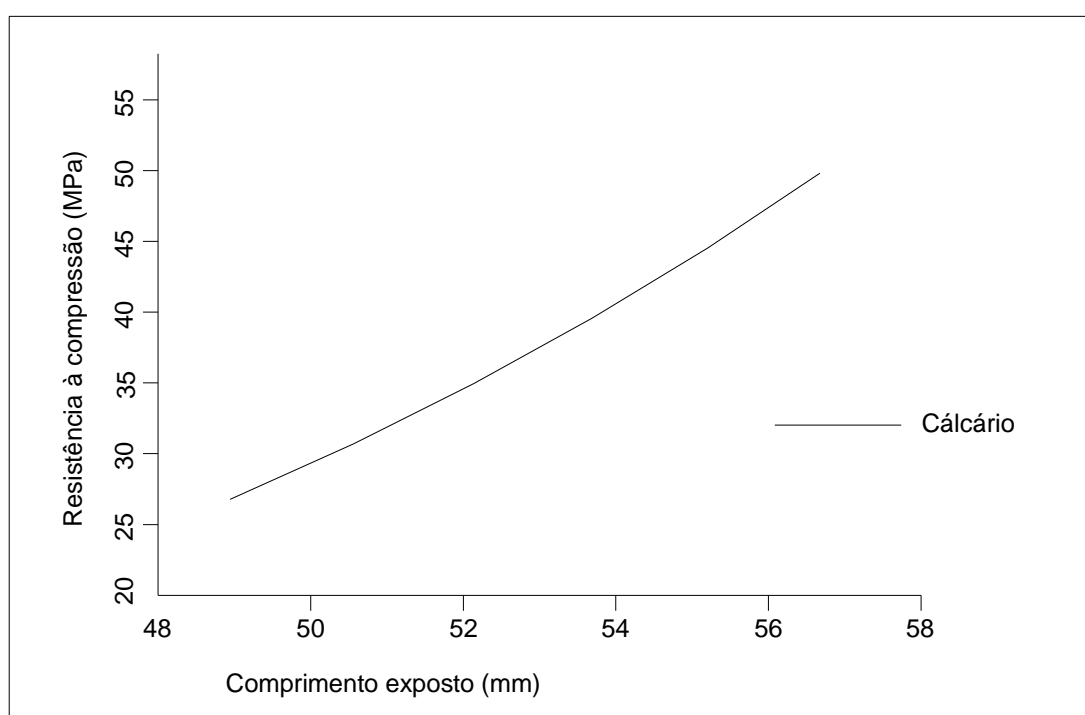


Figura 3.3 – Correlação entre o comprimento exposto do pino de 79,5 mm e a resistência à compressão do concreto. (Dados obtidos através do estudo de Keiller).

3.3.3 – Estudo de Nasser e Al-Manaseer

Na década de 80, Nasser e Al-Manaseer desenvolveram um aparelho de penetração de pinos, que aplica ao concreto menos energia do que a sonda de Windsor. O procedimento para o uso do ensaio por penetração de pinos foi incorporado à ASTM C803. Um aparelho de carga por mola é utilizado para impelir um pino de aço de alta dureza, de 3,56 mm de diâmetro, no concreto. A profundidade de penetração do pino é medida com uma escala graduada.

Nasser e Al-Manaseer fizeram seus ensaios de penetração de pinos em corpos de prova prismáticos com dimensões em mm de 460 x 610 x 100 e em corpos de prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm e a resistência à compressão foi determinada usando-se corpos de prova cilíndricos de 75 mm x 150 mm. Na pesquisa desenvolvida foram utilizados pinos com comprimento de 30,5 mm e diâmetro de 3,56 mm.

Os ensaios foram realizados nas idades de 1,2,5,7,14 e 28 dias. A média de penetração dos pinos foi obtida através das 5 e 7 leituras estaticamente dentro do intervalo, visto que os pinos poderiam atingir os agregados na superfície do corpo de prova, ocasionando penetração menores do que realmente deveriam ocorrer. O agregado usado foi obtido das jazidas glaciais fluviais da região de Saskatoon, no Canadá. Nasser e AL-Manaseer não relata qual o diâmetro do agregado empregado nas misturas.

Nasser e Al-Manaseer obtiveram a Equação 0, sendo que esta equação somente é válida para os valores de resistência à compressão do concreto entre 3,1 e 24,1 Mpa. Pois, a energia liberada neste tipo de ensaio é cerca de 1,3% da energia liberada pelo sistema da sonda de Windsor, e foi verificado que a penetração do pino é sensível às alterações na resistência à compressão do concreto. Esta sensibilidade diminui quando a resistência do concreto aumenta acima de 24,1 Mp

$$f_c = 52,95 - 6,4 P \quad (3.1)$$

onde:

f_c = resistência à compressão do concreto (Mpa)

P = profundidade de penetração do pino (mm)

A partir da Equação 3.1 foi possível obter a curva de correlação apresentada na Figura 3.4. Os resultados da equação de Nasser e Al-Manaseer foram ajustados. Por isso, a correlação apresentada na Figura 3.4 é entre o comprimento exposto do pino e a resistência à compressão.

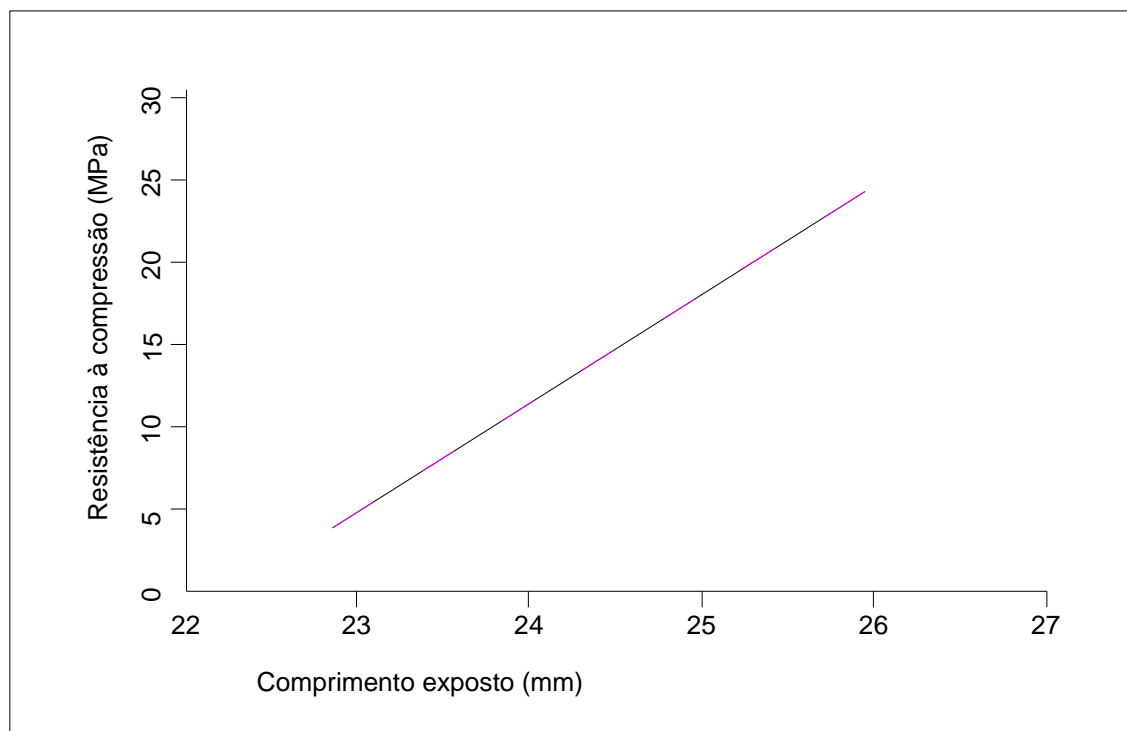


Figura 3.4 – Correlação entre o comprimento exposto do pino de 30,5 mm e a resistência à compressão do concreto. (Base dos dados do estudo de Nasser e Al-Manaseer).

3.3.4 – Estudo de Pontes Vieira

O método de penetração de pinos introduzido no Brasil pelo Eng^o Pontes Vieira, com a denominação de “Método Brasileiro de Penetração de Pinos”, é uma derivação do método de ensaio “Windsor Probe”. Atualmente, este método de penetração é muito utilizado.

Este método foi aplicado no desenvolvimento de ensaios de penetração de pinos nesta dissertação de mestrado. Deste modo, será descrito com maiores detalhes, incluindo os resultados dos estudos feitos por Pontes Vieira.

O que caracteriza, principalmente, o método brasileiro, na verificação da qualidade do concreto endurecido, é a simplicidade, tanto na sua aplicação ou execução, como queiram, como na imediata obtenção e interpretação dos resultados em suas operações.

3.3.4.1 – Equipamento utilizado

a) Uma ferramenta, melhor conhecida como “pistola”, fabricação e marca “Walsywa” (nacional), destinada a operações de cravações e fixações de pinos, em aço, madeira, concreto, etc., sendo que, na linha destes pinos, surgem os “com rosca interna”, “com rosca externa”, “com ilhós” e ainda os “pinos lisos”, como se fossem simples “pregos de aço especial”.

b) Estes pinos lisos de aço, como se fossem simples pregos, com 55mm de comprimento, incluindo a “cabeça do pino”, e na bitola de $\frac{1}{2}$ ”, são os escolhidos para utilização em nosso método.

c) Para a tarefa de impulsionar estes pinos contra a superfície de um concreto, a mesma pistola usa um cartucho, fabricação também brasileira, da CBC (Companhia Brasileira de Cartuchos) de São Paulo, também conhecido como “fincapino”, em que o utilizado no método é o curto de calibre 22, impróprio para armas de fogo, mas pronto para atender sua finalidade na ferramenta ou pistola acima citada.

3.3.4.2 – Procedimento

O princípio básico do método de penetração de pinos é que, em condições padronizadas de ensaio, a profundidade de penetração de pinos é inversamente proporcional à resistência à compressão do concreto.

O método é relativamente simples, podendo o procedimento de ensaio ser descrito da seguinte maneira:

a) O equipamento é preparado, introduzindo-se na alma da pistola o pino liso de aço. Em seguida, num estojo próprio, chamado “porta-fincapino”, coloca-se o cartucho, ou fincapino. Este estojo deve ficar praticamente junto ou encostado a cabeça do pino de aço, a fim de que este receba toda a força de seu disparo.

b) Preparada a “pistola”, leva-se a mesma até a face do concreto a ser examinado, cuja superfície deve estar de certa forma mais ou menos alisada, para que a penetração se faça sem maiores contratempos.

c) Acionando-se o gatilho da pistola, o pino é de imediato cravado no concreto, com uma penetração, cuja profundidade depende da qualidade do mesmo concreto. Retirada a pistola, para novo carregamento, mede-se a parte do pino de aço que ficou de fora da superfície do concreto. E subtrai-se esta medida dos 55mm (comprimento total do pino), obtendo-se o valor da penetração.

Cada penetração, em mm, corresponde a uma tensão de ruptura do concreto a compressão, de acordo com uma tabela de correlação obtida, após a indispensável cobertura tecnológica resumida, mais adiante.

3.3.4.3 – Ensaios realizados

Como todo trabalho de pesquisa, levou-se algum tempo em pequenas experiências, até se resolver a desenvolver o processo cientificamente. Para tanto, em maio de 1974, na Divisão de Indústrias de Construção, do Instituto Nacional de Tecnologia, o método brasileiro de “penetração de pinos”, recebeu a indispensável cobertura tecnológica, trabalho igualmente executado, dentro do padrão do processo que é sua simplicidade.

Para tanto, foram misturados em laboratório, com agregados secos e cimento Portland comum, obedecendo todas as dosagens granulométricas corretas e adensamento vibratório, 5 traços, distinguidos pelos consumos de cimento adotados: Dosagem com um consumo de cimento de 250kg/m^3 de concreto virado; dosagem com um consumo de cimento de 300kg/m^3 de concreto virado; dosagem com um consumo de cimento de 350kg/m^3 de concreto virado; dosagem com um consumo de cimento de 400kg/m^3 de concreto virado; dosagem com um consumo de cimento de 450kg/m^3 de concreto virado.

Pontes Vieira realizou os ensaios de penetração de pinos em vigas com dimensões em mm de 200 x 500, e utilizou corpos de prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm para realizar os ensaios de resistência à compressão do concreto. O comprimento do pino usado foi de 55 mm e diâmetro de 6,3 mm. A penetração dos pinos foi obtida pela média de cinco leituras para cada ensaio individual.

Tudo em quantidade suficiente para as vigas receberem as penetrações dos pinos de aço, nas idades de 3, 7 e 28 dias. Os corpos de prova para serem

rompidos, igualmente, nas mesmas datas, com 3, 7 e 28 dias de idade. Nestas idades, ao mesmo tempo em que os corpos de prova eram rompidos a compressão, as vigas dos traços correspondentes recebem as penetrações de pinos. Não foi relatado qual o tipo e o diâmetro dos agregados empregados nas misturas.

Sendo assim obteve-se diferentes tensões de ruptura do concreto a compressão (nas três idades e nos cinco traços), para igualmente diversas penetrações dos pinos de aço, nas vigas concretadas.

3.3.4.5 – Recomendações quanto a realização do ensaio

Para obtenção de resultados mais fieis possíveis do ensaio, é recomendado alguns cuidados quanto ao equipamento e forma de execução do ensaio:

- os cartuchos devem ter a mesma carga de pólvora, ser protegido contra a umidade e, no caso de cartuchos armazenados há algum tempo, devem ser aquecidos antes da utilização;
- o pino de aço deve ser colocado adequadamente no interior da pistola, de tal forma que o estojo com o cartucho que vai aciona-lo tenha sua extremidade inferior em contato com a cabeça do pino de aço.

Os resultados obtidos por Pontes Vieira estão apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Correlação entre as médias de comprimento exposto de pinos de aço com 55 mm de comprimento e a resistência à compressão do concreto.

Comprimento exposto (mm)	Resistência à compressão (Mpa)			Comprimento exposto (mm)	Resistência à compressão (Mpa)		
	$f_{cm\acute{a}x}$	*	$f_{cm\grave{a}n}$		$f_{cm\acute{a}x}$	*	$f_{cm\grave{a}n}$
50	46,0	37,5	29,0	29	26,5	22,5	18,5
49	45,5	37,0	28,5	28	25,8	21,5	18,0
48	45,0	36,5	28,0	27	23,5	20,5	17,5
47	43,5	35,5	27,5	26	23,0	20,0	17,0
46	43,0	35,0	27,0	25	22,5	19,5	16,5
45	41,5	34,0	26,5	24	21,0	18,5	16,0
44	41,0	33,5	26,0	23	20,5	18,0	15,5
43	39,5	32,5	25,5	22	19,0	17,0	15,0
42	38,0	31,5	25,0	21	18,5	16,5	14,5
41	37,5	31,0	24,5	20	17,0	15,5	14,0
40	36,0	30,0	24,0	19	16,5	15,0	13,5
39	35,5	29,5	23,5	18	16,0	14,5	13,0
38	34,0	28,5	23,0	17	14,5	13,5	12,5
37	33,5	28,0	22,5	16	13,0	12,5	12,0
36	33,0	27,5	22,0	15	12,5	12,0	11,5
35	31,5	26,5	21,5	14	12,0	11,5	11,0
34	30,0	25,5	21,0	13	11,5	10,5	9,5
33	29,5	25,0	20,5	12	11,0	10,0	9,0
32	29,0	24,5	20,0	11	9,5	9,0	8,5
31	27,5	23,5	19,5	10	9,0	8,5	8,0
30	27,0	23,0	19,0				

A Figura 3.5 apresenta as curvas de correlação apresentadas a partir da Tabela 3.2. Os valores mínimos ($f_{cm\grave{a}n}$) e máximos ($f_{cm\acute{a}x}$) apresentados nesta tabela foram fornecidos por Castro que os obteve em obras do Estado do Rio de Janeiro.

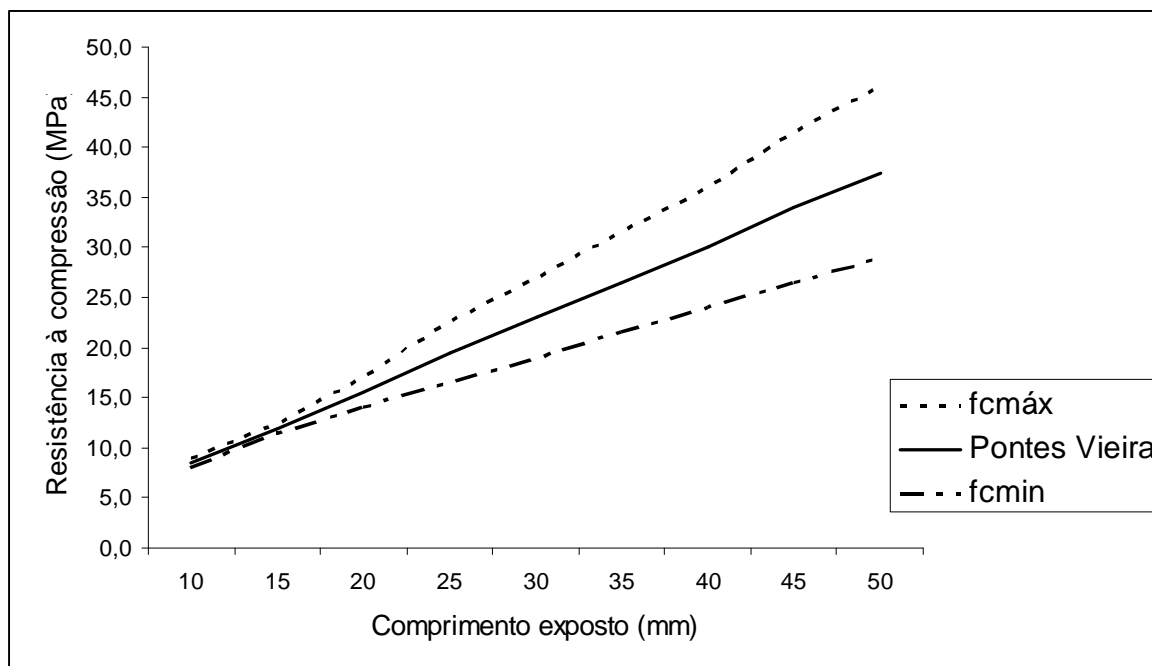


Figura 3.5 – Correlação entre o comprimento exposto do pino de 55 mm e a resistência à compressão do concreto.

3.4 – ESTUDO DE MALHOTRA

Malhotra realizou ensaios de penetração de pinos em corpos de prova prismáticos com dimensões em mm de 610 x 610 x 200, utilizou corpos de prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm para realizar os ensaios de resistência à compressão do concreto. O comprimento do pino utilizado foi de 82,6 mm. A resistência à compressão foi obtida pela média dos resultados de dois corpos de prova de 150 mm x 300 mm e a penetração pela média de três pinos para cada ensaio individual.

Os agregados empregados nas misturas foram o seixo rolado e o calcário, com diâmetro máximo de 25 mm, com número na escala Mohs de dureza de 5,5 e 6,5, respectivamente. Os ensaios foram realizados na idade de 28 dias. O desvio padrão médio e o coeficiente de variação para cada tipo de agregado são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Desvio padrão médio e coeficiente de variação médio (Tabela obtida com base nos dados da ref. 00)

Tipo de agregado	Nº total de pinos	Nº de pinos por ensaio	Desvio padrão médio (mm)	Coeficiente de variação média (%)
Seixo Rolado	24	3	1,96	4,43
Calcário	21	3	0,92	2,07
Seixo rolado, Calcário	45	3	1,44	3,25

A partir dos resultados dos ensaios de penetração de pinos em corpos de prova prismáticos, obtidos por Malhota, foi possível construir as curvas de correlação apresentadas na Figura 3.6.

Pode-se observar nesta figura que para uma resistência à compressão do concreto de 30 Mpa a resistência à penetração do pino é maior na mistura preparada com seixo rolado como agregado graúdo que na mistura preparada com calcário.

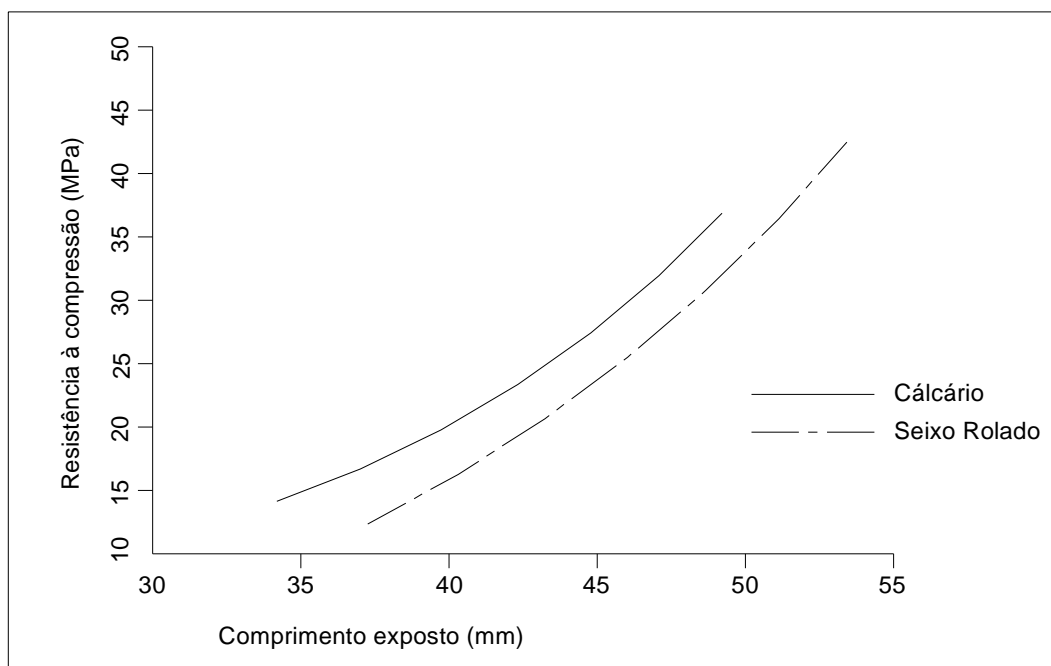


Figura 3.6 – Correlação entre o comprimento exposto do pino 82,6 mm e a resistência à compressão do concreto. (Dados obtidos através do estudo de Malhortra).

3.5 – FATORES QUE INFLUENCIAM OS RESULTADOS DO ENSAIO

O método de ensaio de penetração de pinos é normalizado pela ASTM C803 (Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete). No Brasil não há normalização para este tipo de ensaio.

Com relação aos ensaios revisados pode-se observar que nos estudos desenvolvidos por Arni e Malhotra o tipo de agregado empregado na preparação dos concretos influenciou nos resultados dos ensaios de penetração de pinos. Os mesmos pesquisadores afirmam que a variação dos resultados dos ensaios de penetração é da mesma ordem da variação dos resultados do ensaio de compressão simples em corpos de prova.

É apresentado na Tabela 3.4 um resumo dos estudos descritos nesta Dissertação de Mestrado sobre o ensaio de penetração de pinos desenvolvidos por cada pesquisador.

Tabela 3.4 - Ensaio realizados pelos pesquisadores

Estudo	Corpo de prova (dimensões em mm)	Princípio	Tipo de Agregado	Dimensões do pino (mm)
Arni	Prismático 410x510x200 Cilíndrico 150x300	Windsor Probe	Seixo rolado, calcário e brita	-
Nasser e Al- Manaseer	Prismático 460x610x100 Cilíndrico 150x300	Pin Penetration	Jazidas Glaciais fluviais	C _p = 30,5 Ø _p =3,56
Pontes Vieira	Prismático 200x200x100 Cilíndrico 150x300	Método Brasileiro	-	C _p = 55,0 Ø _p = 6,3
Keiller	Prismático 200x200x100 Cúbico, aresta = 100	Windsor Probe	Calcário	C _p = 79,5 Ø _p = 6,3
Malhotra	Prismático 610x610x200 Cilíndrico 150x300	Windsor Probe	Seixo Rolado e calcário	C _p = 82,6 Ø _p = -

4 - ASPECTOS DO CONTROLE DA RESISTENCIA DO CONCRETO.

A segurança de uma estrutura está diretamente relacionada a resistência à compressão do concreto, pois esta propriedade geralmente é adotada no dimensionamento da estrutura.

A resistência do concreto é verificada através do controle e ensaios de corpos-de-prova padronizados que determinam sua resistência potencial. A resistência real do concreto é praticamente impossível de se determinar visto as variáveis que influem na qualidade global. A correspondência entre ambas, resistência potencial e resistência real devem ser asseguradas através do controle tecnológico dos serviços envolvidos e não depende dos ensaios.

Dos parâmetros que influem na qualidade do concreto, com a resistência mecânica, deformação, durabilidade e impermeabilidade, o mais sensível à variações e mais fácil de quantificar é a resistência à compressão, é o fator mais indicado para qualificar o concreto.

A chave do problema em qualquer sistema de controle de qualidade do concreto está na prevenção antecipada baseada em como o ajuste da mistura pode ser feito.

De fato, a resistência aos 28 dias é tradicionalmente a base para a aceitação do concreto, mas ensaios em baixas idades, três dias após moldado o concreto, ou ainda mais cedo, com o uso de aceleradores de cura, indicam serem tão úteis, e até mais vantajosos, que o ensaio aos 28 dias.

Entretanto, a qualidade do concreto não pode ser confundida com a sua resistência e, menos ainda, com a resistência de alguns corpos-de-prova

conservados em laboratório. Isso porque, o controle de qualidade do concreto limita-se à informar sobre a uniformidade no processo e a homogeneidade dessa produção, portanto, permite a revisão da dosagem inicial e ajuste do traço se necessário, contribuindo assim para uma maior economia da obra.

A seguir serão apresentadas as causas da variação da resistência do concreto.

Vários são os fatores que influem na resistência à compressão desde a heterogeneidade dos materiais até o transporte, lançamento e adensamento e cura do concreto na obra.

Segundo o American Concrete Institute (1979), são fontes de variação de resistência do concreto:

a) variações nas propriedades do concreto:

- flutuações da relação água/cimento devido à:
 - . deficiente controle da água adicionada;
 - . variação excessiva do grau de umidade dos agregados;
 - . adição de água suplementar para manutenção do abatimento especificado;
- variações na quantidade de água devido à:
 - . granulometria do agregado, absorção e forma dos grãos;
 - . conteúdo de ar;
 - . tempo de entrega e temperatura;
- variações nas características e proporções dos materiais: agregados, cimento, pozolanas, aditivos;
- variações no transportes, lançamento e adensamento;
- variações na temperatura e umidade de cura.

b) discrepâncias nos métodos de ensaio:

- procedimentos incorretos de amostragem;
- variações devidas à técnica de moldagem;
- manuseio e cura inicial dos corpos-de-prova recém-moldados;
- forma de qualidade deficiente;
- variações na cura dos corpos-de-prova:
 - . flutuações de temperatura;

- . atrasos na remessa do corpo-de-prova ao laboratório;
- procedimentos deficientes de ensaio:
- . capeamento dos topos dos corpos-de-prova;
- . ensaio de compressão (aferição da prensa e velocidade de ensaio).

A meta principal do controle da resistência à compressão do concreto é a obtenção de um valor potencial característico da resistência à compressão de um determinado concreto, para que se possa ser comparado àquele que foi especificado no projeto estrutural, e assim, possa ser tomado como referência ao dimensionamento da estrutura.

Portanto, a resistência característica do concreto é um valor relativo, isto é, estimado, devido ao fato de ser obtido através de avaliações estatísticas que envolvem média e dispersão de resultados de determinadas amostras de concreto.

A distribuição das resistências do concreto é tida como uma curva de distribuição normal. Essa distribuição é definida pela dispersão e forma.

A forma da curva indica a variabilidade dos dados do teste. A inclinação da curva representa uma série de testes de resistências com baixa variabilidade. A curva mais achatada representa testes de resistências com alta variabilidade. Seja qual for a forma da curva normal, ela revela informações significantes acerca dos testes que representa.

Uma vez definidos, média (\bar{x}) e o desvio padrão (s) a população estará definida.

A área sob a curva representa 100% dos dados do teste, o centro da curva representa a resistência média; 68,3% dos dados do teste podem ser esperados para estar dentro da amplitude de $\pm 2s$ da média e 99,7% estão colocados a $\pm 3s$ da média. Conseqüentemente, se um resultado é maior ou menor que a resistência média para mais de $3s$ é improvável que pertença à mesma população, e esse valor maior ou menor é provavelmente devido à algum erro de teste.

A resistência característica (f_{ckj}) é um valor que apresenta probabilidade de 5% de não ser alcançado.

O desvio padrão (s) é o responsável pela dispersão das resistências do concreto. Desse modo, para valores grandes de s , isto é, para grandes dispersões, a resistência característica (f_{ck}) se afastará mais da resistência média (f_{cmj}), acontecendo o inverso para pequenas dispersões.

Portanto, para se conseguir maior economia, segurança e confiabilidade é preciso produzir concretos com a menor dispersão possível, para possibilitar a obtenção de resistências médias de dosagem mais próximas da resistência característica.

A figura 4.1. (CHUNG, 1993) representa a distribuição da resistência à compressão do concreto, enquanto a figura 4.2. ilustra a curva densidade de probabilidade.

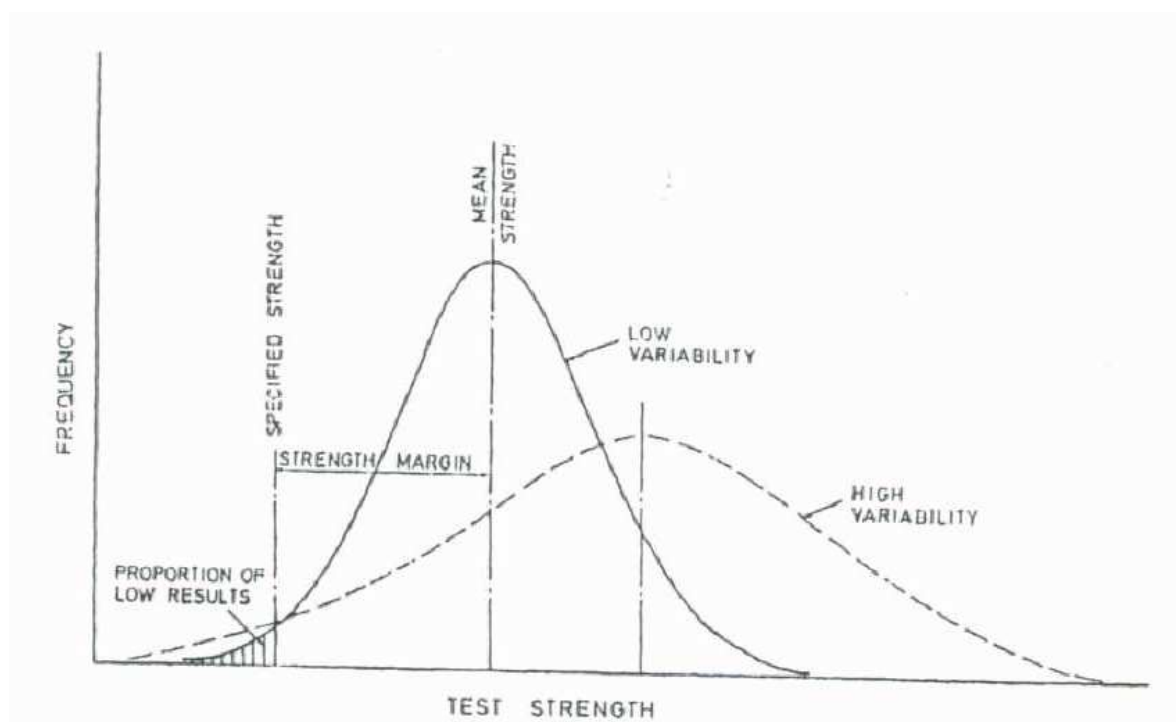


FIGURA 4.1 - Distribuição da resistência à compressão do concreto

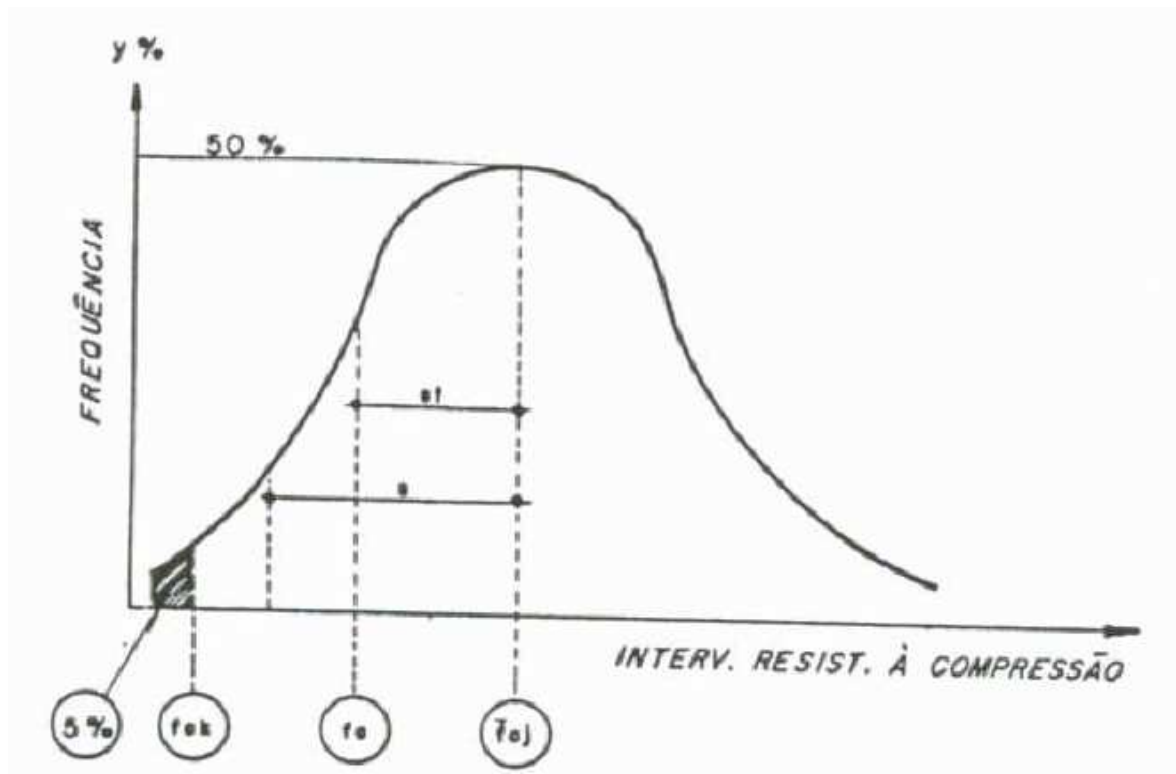


FIGURA 4.2 - Curva densidade de probabilidade.

4.1 - CONTROLE ESTATÍSTICO DA PRODUÇÃO DE CONCRETO:

Muitos fabricantes desconhecem a qualidade dos produtos que fabricam, desconhecem igualmente o que querem alcançar e a distância que se encontram de uma meta fixada no que se refere à qualidade. O controle estatístico permite, a longo prazo, dar valores numéricos para a qualidade de um produto ou processo, permitindo a melhoria desta qualidade. (MESEGUER, 1992).

Durante o controle de produção interessa controlar os fatores que influem na resistência à compressão e para mantê-la é necessário assegurar a homogeneidade do concreto, garantindo a uniformidade dos materiais, a regularidade do proporcionamento, a qualidade da mão-de-obra e a eficiência dos equipamentos.

O sistema utilizado no Brasil é o recomendado pelo American Concrete Institute – ACI 214 – Recommended Practice for Evaluation of Compression Test Results of Field Concrete, que utilizam procedimentos estatísticos para o controle de produção.

Os procedimentos estatísticos fornecem a melhor base para a determinação do potencial de qualidade e resistência do concreto e expressam resultados de forma mais proveitosa. Qualquer análise estatística que objetiva o controle de qualidade é baseada na amostragem aleatória e deve ser assegurado que a amostra do concreto não contenha tendenciosidades, para que possa produzir resultados significativos.

A utilização de gráficos de controle se faz necessária não somente para detectar mais rapidamente alguma mudança na resistência do concreto, mas também possibilita em alguns casos, com precisão, identificar as causas dessa mudança.

Para se aplicar conceitos estatísticos para o controle de qualidade do concreto, deve-se primeiro estabelecer um nível ótimo de resistência, baseado na resistência especificada, na definição antecipada da variabilidade, e no risco que o produtor está preparado para aceitar.

Qualquer desvio significativo na resistência média ou incremento na variabilidade deve ser detectado e as causas assinaláveis eliminadas, o quanto antes possível. Isto pode ser conseguido com o uso sensato de gráficos de controle.

4.2 - GRÁFICOS DE CONTROLE

Gráfico de controle é um método visual para se determinar o estado de um processo.

Ele fornece uma base para ação e se tornará eficiente apenas quando aqueles responsáveis pela tomada de decisões utilizarem as informações apresentadas pelo gráfico. (DE SOUZA, 1992).

Um gráfico de controle consiste em uma linha central, e limites críticos ou de controle, que são duas retas, uma localiza acima e outra abaixo da linha central.

Como a qualidade de um produto fabricado por um processo está sujeito a algum tipo de variação, a seguir são classificadas as causas dessa variação:

- causas aleatórias: - são unicamente devido à mudanças. São inevitáveis, podem ser minimizadas, mas não é possível eliminar. São exemplos de causas aleatórias, variações normais em materiais frescos e operação de dosagem.
- causas assinaláveis: - são específicas, investigáveis e devem ser evitadas e não negligenciadas. Exemplos, mudanças de fornecedor de material, má produtividade, inexperiência de mão-de-obra e falta de calibragem das máquinas de teste.

Uma forma de agir prontamente quando da suspeita de alguma variação é interpretar corretamente o gráfico de controle. Um processo pode ser considerado fora de controle quando forem observados os seguintes critérios:

a)fora dos limites de controle:

- . quando pontos estão fora dos limites de controle;

b)seqüência:

- . quando pontos consecutivos incidem em um dos lados da linha central, o número de pontos é denominado “comprimento de seqüência”;

c)tendências:

- . quando os pontos formam um linha contínua ascendente ou descendente;

d)proximidade dos limites de controle:

- . quando pontos se encontram muito próximos aos limites.

Quando todos os valores marcados no gráfico estiverem dentro dos limites de controle, sem qualquer tendência particular, diz-se que o processo está sob controle, quando acontece o inverso pode-se dizer que existem causas assinaláveis de variação e o processo está fora de controle. (Figura 4.3. MESEGUER, 1992).

A seguir serão apresentados os tipos de gráficos de controle utilizados na produção do concreto.

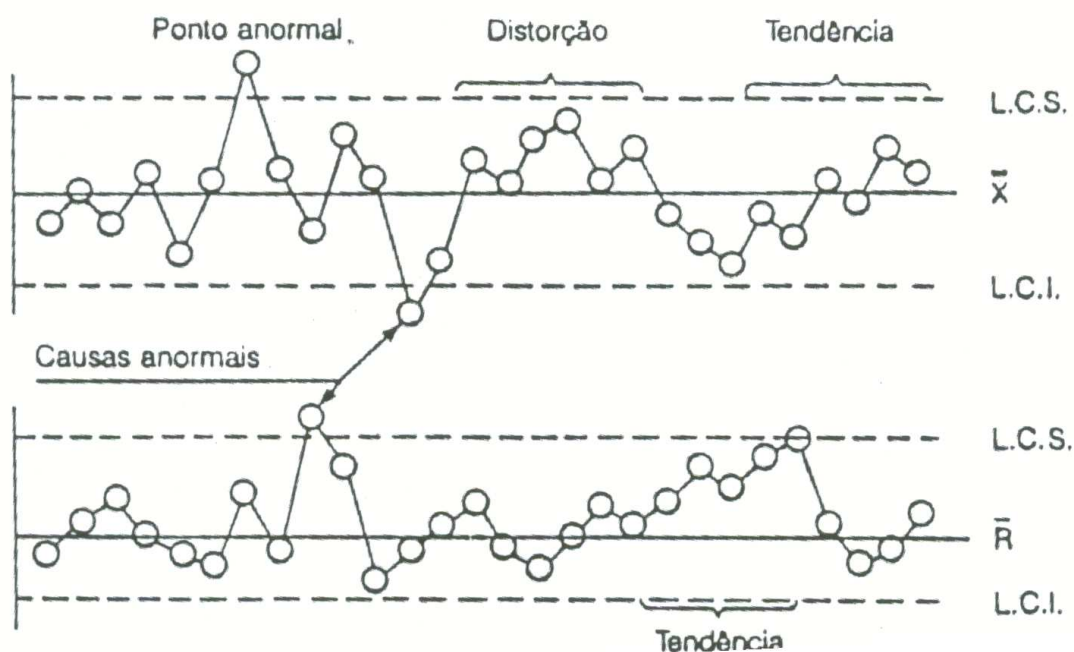


FIGURA 4.3 - Gráficos de controle utilizados na produção do concreto.

4.3- GRÁFICO DE CONTROLE DAS MÉDIAS INDIVIDUAIS

Este é um gráfico de controle para variáveis, o qual analisa medidas individuais. É geralmente utilizado para estudar variáveis provenientes do produto ou do processo.

No gráfico são lançados o valor da resistência característica especificada no projeto estrutural (f_{ck}) e a resistência média estimada ou resistência de dosagem ($f_{cmj,d}$) que serviu como base para a determinação do traço utilizado na obra.

Depois de realizados os ensaios, são plotados no gráfico todos os resultados obtidos de cada exemplar, a fim de se comparar as resistências médias obtidas (f_{cmj}) com as resistências de referência (f_{ck} e $f_{cmj,d}$), e então são observadas variações no processo tanto em relação à média quanto à dispersão.

Com os valores marcados observa-se o seguinte:

- há uma probabilidade de 1,56% de seis resultados consecutivos ficarem situados em um dos lados da linha que contém o valor médio das resistências, se isso ocorrer haverá uma mudança de centragem no processo de produção;
- há uma probabilidade de 3%, de em um conjunto de seis resultados consecutivos, dois exemplares ficarem abaixo da resistência característica, isso acontecendo diz-se que houve mudança nos parâmetros do processo de produção;
- 99,75% é a probabilidade de dois resultados consecutivos ficarem abaixo do valor da resistência característica, ocorreria assim, uma mudança significativa no processo de produção.

A figura 4.4 (HELENE, 1992), apresenta um exemplo de gráfico de valores individuais.

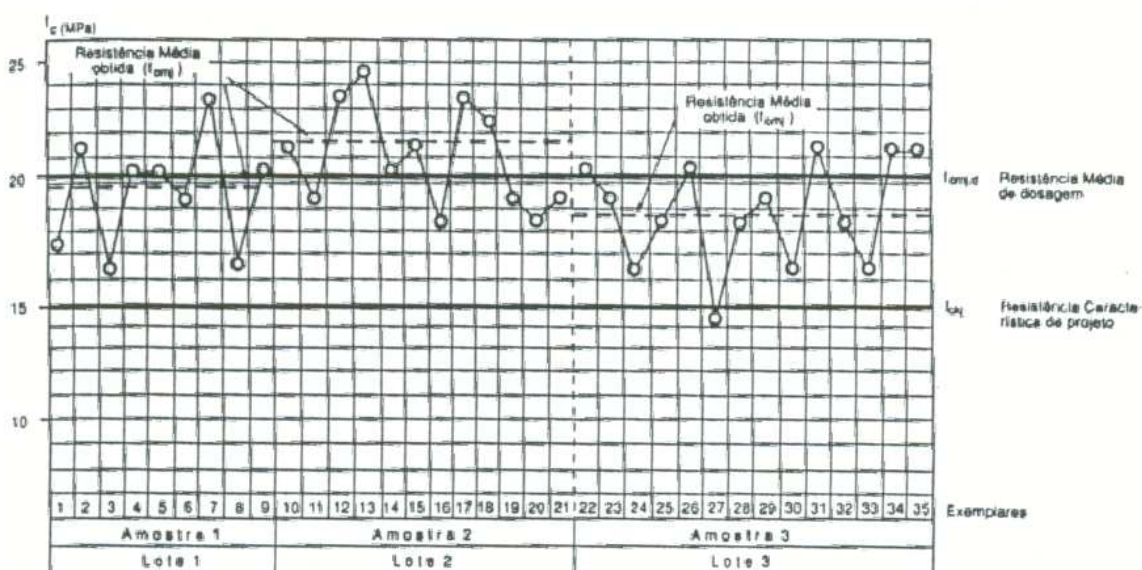


FIGURA 4.4 - Gráfico de valores individuais.

4.4- GRÁFICO DO DESVIO PADRÃO

O desvio padrão representa a dispersão dos resultados, ele está diretamente ligado ao custo do concreto, e deve ser o parâmetro característico sempre que a resistência média de dosagem ultrapassar 20 MPa.

No gráfico são plotados os valores do desvio padrão de cada lote ensaiado (sc), a fim de ser comparado com o desvio padrão referencial (sd).

O gráfico consiste em uma linha central onde se localiza o desvio padrão de dosagem (sd) que serve como referência aos resultados que forem sendo obtidos, compreende também limite superior e inferior com intervalo de confiança com probabilidade de 90% de ocorrência. Dessa forma, pode ser verificado se o valor obtido corresponde ao esperado, ou se ocorreu alguma mudança significativa no processo de produção.

Segundo a NBR 6118, a resistência de dosagem é calculada da seguinte forma:

$$f_{cmj,d} = f_{ck} + 1,65 \text{ sd}$$

sendo: sd = desvio padrão de dosagem;

onde: sd = Kn.sn;

n	20	25	30	50	200
kn	1,35	1,30	1,25	1,20	1,10

O desvio padrão do processo de produção é obtido a partir da média de cada par de corpos de prova:

$$S_c = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [f_{cmj,est} - (p1 + p2) i]^2}{n - 1}}$$

onde:

n = número de exemplares;

$\frac{D_1 + D_2}{2}$ = a média dos pares dos corpos-de-prova

2

A figura 4.5. (HELENE, 1992) representa o gráfico de controle do desvio padrão (s_c), e a Tabela 4.1 (HELENE, 1992) ilustra o intervalo de confiança de s_d .

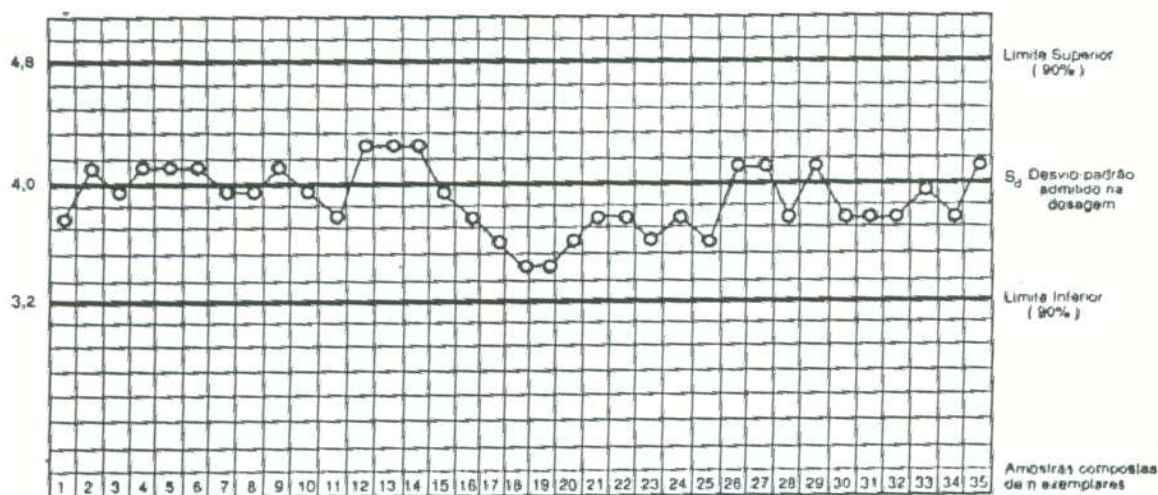


FIGURA 4.5 - Gráfico de controle do desvio padrão (s_c)

Tabela 4.1 - Intervalo de confiança de s_d

Amostras com	Limite inferior	Limite Superior
6 exemplares	0,67 S_d	2,09 S_d
12 exemplares	0,75 S_d	1,55 S_d
18 exemplares	0,78 S_d	1,40 S_d
35 exemplares	0,80 S_d	1,20 S_d
100 exemplares	0,88 S_d	1,12 S_d
200 exemplares	0,92 S_d	1,08 S_d
1.000 exemplares	0,96 S_d	1,04 S_d
10.000 exemplares	0,99 S_d	1,01 S_d

Portanto, enquanto os valores do desvio padrão estiverem dentro do intervalo de confiança, para qualquer tamanho da amostra, o processo não necessitará de correções. Mas se o desvio padrão observado (s_c) estiver abaixo do desvio admitido

(sd), a dosagem deve ser alterada, diminuindo-se o consumo de cimento, por ter conseguido uma menor dispersão que a prevista.

4.5 - GRÁFICO DO COEFICIENTE DE VARIAÇÃO DAS OPERAÇÕES DE ENSAIO E CONTROLE (VE)

Esse tipo de gráfico de controle tem por objetivo, avaliar a variação da resistência do concreto, devido as dispersões dos ensaios.

É indicado para ensaios à baixa idade ou ensaio que se opte por aceleradores de cura.

Para a construção desse gráfico de controle é necessário que sejam ensaiados no mínimo dez exemplares e cada um tenha pelo menos dois corpos-de-prova.

O coeficiente de variação das operações de ensaio é definido como a relação, em porcentagem, entre o desvio padrão do ensaio (se) e a resistência média de dosagem.

$$Ve = \frac{se \cdot 100}{f_{cmj}}$$

onde: (0)

$$se = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{(p1 + p2)}{13,54}}$$

Admite-se que os ensaios estão conformes quando Ve não ultrapassar 5%, isto é, $Ve < 5\%$.

No gráfico são plotados os valores de Ve, e fixados limites recomendados pelo ACI (0). Estes limites estabelecem os níveis de controle de ensaio:

. nível 1 – produção excelente: $se = 3\%$;

. nível 2 – produção muito boa: $3\% \leq se \leq 4\%$;

- . nível 3 – produção boa: $4\% \leq se \leq 5\%$;
- . nível 4 – produção razoável: $5\% \leq se \leq 6\%$;
- . nível 5 – produção deficiente: $se > 6\%$.

Observa-se na figura 4.6 (HELENE, 1992), o gráfico de controle de qualidade de produção com base no coeficiente de variação das operações de ensaio e controle.

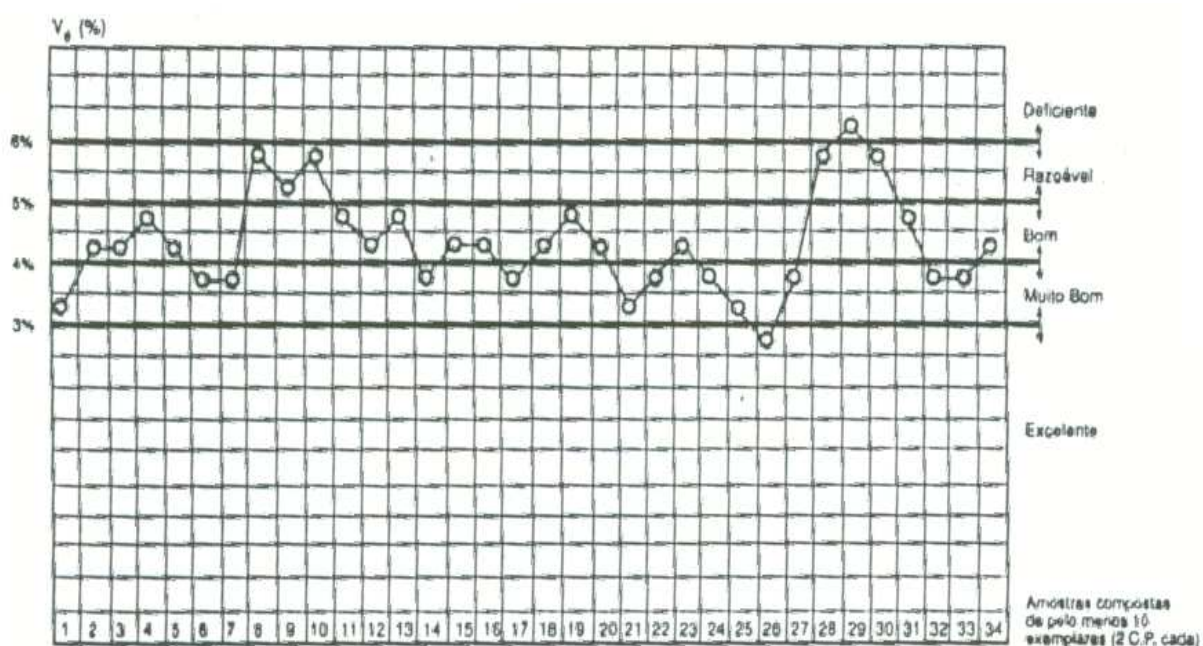


FIGURA 4.6 - controle de qualidade de produção

4.6 - GRÁFICO DE CONTROLE DAS MÉDIAS E AMPLITUDES (X – R)

Também chamado de gráficos de Shewhart, dado seu inventor Dr. W.A.Shewhart.

Esse é um gráfico de controle para variáveis, o qual analisa a constância na variação da média e da amplitude das amostras.

O princípio do gráfico de controle de Shewhart é comparar a média e amplitude de cada pequeno grupo de resultados de ensaios com alguns valores críticos chamados limites de controle.

As vantagens desse gráfico são a apresentação visual clara dos dados e a praticidade na tomada de decisões.

A média e a amplitude de cada quatro ensaios são calculadas e plotadas em seqüência.

O gráfico das médias é estabelecido da seguinte forma:

- linha central: $LC = \bar{x}$;
- limite superior de controle: $LSC = \bar{x} + A_2R$;
- limite inferior de controle: $LIC = \bar{x} - A_2R$.

O gráfico das amplitudes (gráfico R) é também estabelecido da mesma forma com os seguintes limites:

- linha central: amplitude média: $LC = R$;
- limite superior de controle: $LSC = D_4R$;
- limite inferior de controle: $LIC = D_3R$;

Os valores de A_2 , D_3 , D_4 , são coeficientes determinados pelo tamanho do sub-grupo (n) e são apresentados na tabela 1.

A amplitude é uma ordem estatística, é a diferença entre o valor maior e o menor das amostras.

Os resultados dos testes agrupados e plotados no gráfico de controle, assim que disponíveis. O traçado é contínuo, com dados acrescentados dia após dia. É usual fazer o gráfico \bar{x} e o R um sobre o outro, assim a média e a amplitude de qualquer grupo estará na mesma linha vertical. (Figura 4.7. KUME, 1992)

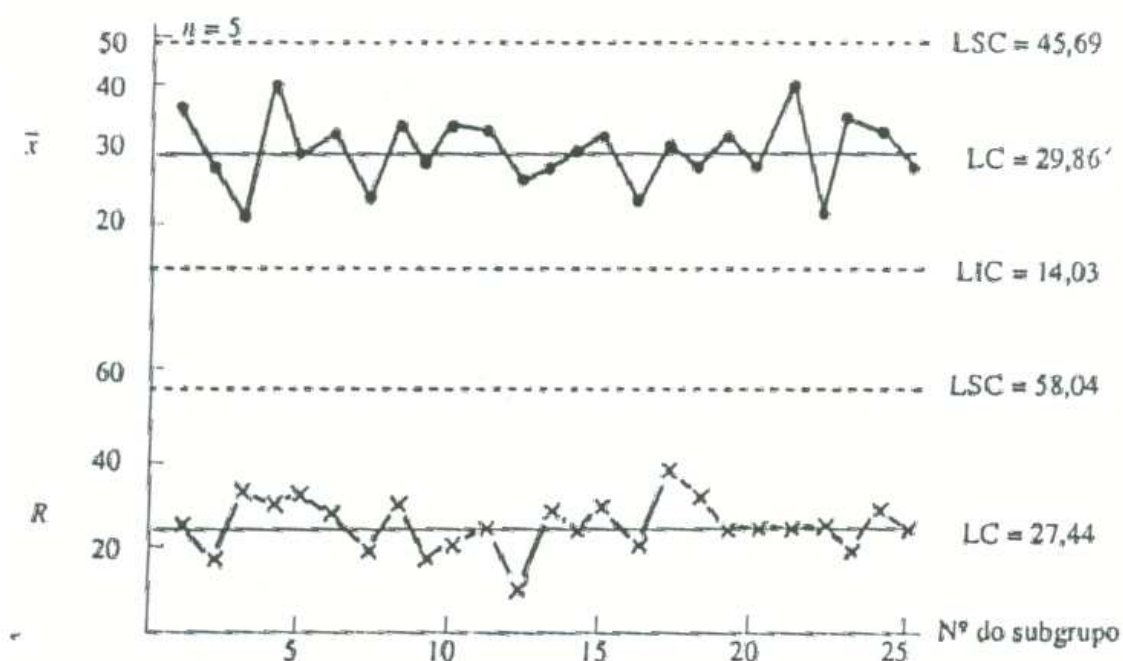


FIGURA 4.7 - Gráfico X e o R

Os gráficos de controle, uma vez montados devidamente, refletem a performance do processo. O gráfico x mostra a tendência central, isto é, a resistência média do concreto, enquanto o gráfico R mostra a dispersão dos dados plotados, isto é, a variabilidade do concreto. Em ambos gráficos, a maioria dos pontos devia estar razoavelmente perto da linha central com aproximadamente o mesmo número de pontos em cada lado da linha.

Se os dados passam de um limite de controle para outro, mas estão dentro dos limites, esses dados são considerados um problema, e alguma coisa no processo está inconstante e necessita ser investigado.

Ações corretivas antecipadas, baseadas em tendências podem salvar, considerando tempo e custo.

Em princípio, quando um resultado de teste é tido como falso, é levantada uma suspeita acerca da qualidade da consistência do concreto. Similarmente, quando um resultado de teste desvia da média além dos limites, deve-se agir imediatamente.

Porém, na produção do concreto, é a tendência que se precisa detectar. Se um menor sinal de desvio for tomado como uma mudança, poderá se incorrer em alarme falso, o qual conduzirá uma investigação desnecessária ou no atraso de produção. Por outro lado, se esperar por um sinal claro de mudança de qualidade desenvolver-se antes da tomada das ações, imenso prejuízos serão contraídos. Para um processo normal de produção de concreto, experiências tem apresentado que pode ocorrer uma mudança quando em 10 pontos consecutivos plotados, 3 estiverem fora do limite crítico.

É reiterado que a ação imediata a ser tomada quando uma tendência é detectada, é alterar as proporções da mistura para conduzir a volta da resistência do concreto ao valor alvo, e esta probabilidade envolve um incremento na quantidade de cimento. Enquanto isso, o processo de produção é investigado para identificar as causas da mudança de qualidade. Uma vez o processo retificado e o gráfico de controle indicar um incremento da resistência ou decréscimo da variabilidade, a mistura de concreto pode ser revertida para proporções anteriores.

O traçado das médias móveis pode melhorar a possibilidade de detecção, mas o incremento na eficiência não é substancial e prejudica a representação visual.

TABELA 4.2 -

Tamanho da Amostra n	Gráfico X	Gráfico R				
		A_2	d_2	I/d_2	d_3	P_2
2	1,880	1,128	0,8862	0,853	-	3,267
3	1,023	1,693	0,5908	0,888	-	2,575
4	0,729	2,059	0,4857	0,880	-	2,282
5	0,577	2,326	0,4299	0,864	-	2,115
6	0,483	2,534	0,3946	0,848	-	2,004
7	0,419	2,704	0,3698	0,833	0,076	1,924
8	0,373	2,847	0,3512	0,820	0,136	1,864
9	0,357	2,970	0,3367	0,808	0,184	1,816
10	0,308	3,078	0,3249	0,797	0,223	1,777

4.7 - GRÁFICO DE CONTROLE CUSUM

O gráfico da soma acumulada ou CUSUM (cumulate sum), é também usado para amplitudes, e pode ser utilizado para detectar variações pequenas e consistentes no desvio padrão do processo.

Aplicando-se as técnicas do CUSUM para controle de qualidade do concreto, a resistência média de referência é subtraída da resistência estimada aos 28 dias uma a uma, dando diferenças positivas e negativas.

Se um resultado é maior ou menor que a resistência média de referência para mais de $3s$, onde s é o desvio padrão, ele deveria ser rejeitado e a investigação não é feita, provavelmente é um caso isolado. Se um determinado resultado é maior ou menor que a resistência média de referência para mais de $2s$, ambos, este resultado e o rejeitado previamente, devem agora ser incluídos no CUSUM e feita uma investigação para determinar qualquer mudança que tenha ocorrido na qualidade.

O gráfico CUSUM é estabelecido com o CUSUM da resistência média (CUSUM-M) no eixo vertical e o valor do resultado do teste no eixo horizontal. O

CUSUM é traçado continuamente para tornar-se viável. Um gráfico auxiliar é estabelecido para o CUSUM da amplitude (CUSUM – R).

A diferença característica do gráfico CUSUM é que um traçado de pontos contém informações de todos os dados acima e inclusive dele próprio. Com o gráfico CUSUM, tem-se a apresentação do comportamento do processo de produção apenas retornando-se ao último ponto, penúltimo, antepenúltimo... pontos até o desejado. Por isso, o gráfico fornece um contínuo e imediato registro da tendência dos valores médios. Tudo que se necessita fazer é examinar as declividades das linhas ligando o último ponto aos pontos antecedentes até retornar ao ponto desejado.

Se o gráfico CUSUM é horizontal, a média dos resultados além daquele período é o mesmo que o valor de referência. A declividade de um certo segmento do gráfico mede a alteração do valor médio para o valor de referência acima do período correspondente.

A apresentação visual depende das escalas dos eixos. Tanto as tendências globais quanto as flutuações aleatórias são necessárias para escolher uma escala para traçar o CUSUM que será bastante sensível para indicar mudanças legítimas no processo de produção mesmo ainda não tão sensíveis à mudanças aleatórias. É recomendado usar a distância do eixo horizontal para representar 5 MPa.

A mudança na declividade no traçado do CUSUM é detectada com o uso da máscara-V, que é um artifício matemático utilizado para assegurar o nível de confiança e a rapidez de detecção.

Se todos os pontos traçados previamente estiverem dentro das extremidades do V, é presumido que o processo está no estado de controle estatístico. Quando a extremidade inferior é cruzada, um incremento na média do processo é indicado: se a seqüência dos valores cruzam a extremidade superior, então ocorre uma redução no nível médio do processo.

Além disso, o ponto onde o gráfico CUSUM cruza a máscara-V, indica o momento que a mudança ocorreu. Investigações subseqüentes podem então ser

concentrados na entrega dos materiais ou procedimentos de produção seguidos no prazo estipulado.

A linha de declividade da máscara-V está relacionada com a mudança mínima que se quer detectar. Enquanto mudanças significantes na média ou desvio padrão podem ser detectados.

Quando é detectada uma declividade significativa, como mostra a figura 4.8 (CHUNG, 1993), a resistência média referencial é restaurada por um incremento ou decremento, dependendo do caso, no volume do cimento da mistura de concreto. Normalmente a mistura é designada com uma larga margem de resistência, suficiente para proteger contra a não conformidade ou rejeição.

Qualquer baixa temporária da resistência somente intensificaria o risco, mas é improvável conduzir a não-conformidade. Os ajustes da mistura são realizados para manter a resistência na referência enquanto a causa da baixa está sendo investigada e removida.

O gráfico CUSUM-M é reiniciado do zero com todos os resultados previamente ignorado.

Quando é detectada uma declividade significativa no CUSUM-R, é evidente uma alteração no desvio padrão. Ajuste de mistura é transportado para distribuir a necessária margem de resistência com a modificação do desvio padrão.

O gráfico CUSUM-R é reiniciado do zero usando a amplitude da nova média referencial, e todos os resultados são ignorados. A máscara-V para o novo nível do desvio padrão é usado para exame mais adiante dos gráficos CUSUM-M e CUSUM-R.

Todas as vezes que uma mudança significativa tiver sido detectada e ajuste de mistura feito, uma investigação deve ser conduzida para encontrar a causa da mudança e uma ação deve ser tomada para removê-la. Mudanças significantes no CUSUM-M pode ser o resultado da variação na qualidade do material utilizado, especialmente o cimento, enquanto aqueles no CUSUM-R são normalmente devidas a variação de fabricação ou procedimento de testes.

Em qualquer caso, nunca pode ser assumido que tenha sido eliminada até que os resultados dos testes subseqüentes indiquem que uma outra mudança tenha ocorrido. As proporções da mistura podem então reverter o valor do dimensionamento original.

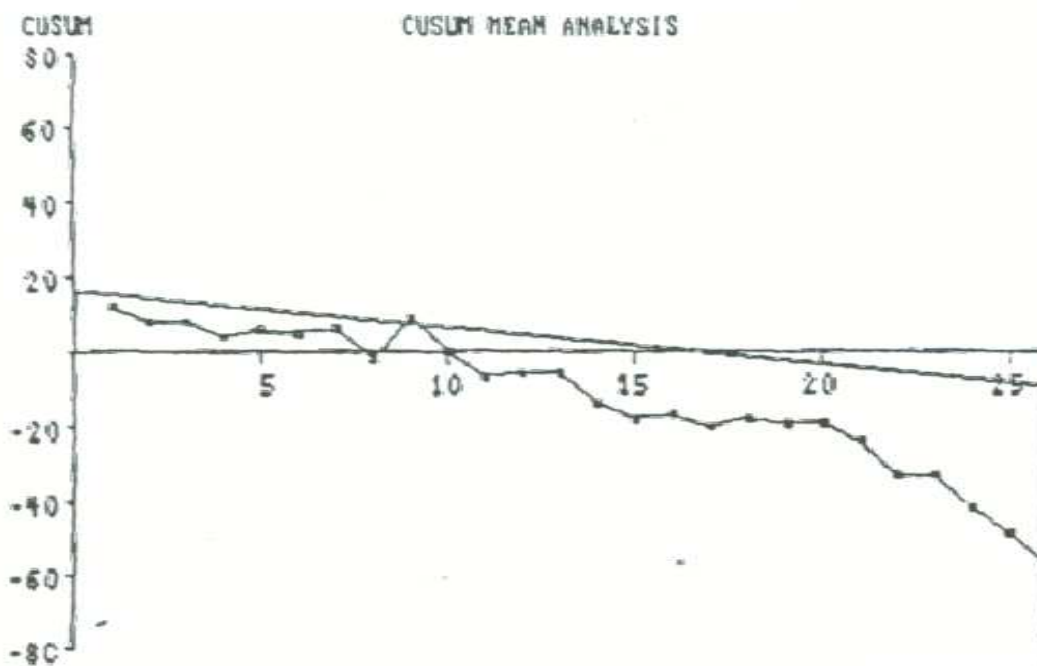


FIGURA 4.8 - gráfico da soma acumulada

4.8 – INFLUÊNCIAS NO ENSAIO DE COMPRESSÃO

O valor obtido no ensaio da compressão axial do concreto é universalmente aceito para que se meça a qualidade geral do mesmo. Sendo assim, a indústria da construção se tornou extremamente dependente dos valores obtidos a partir dos ensaios de resistência em corpos de prova cilíndricos ou cúbicos.

A resistência à compressão, obtida pela moldagem dos corpos de prova, é a mais aceita e não deixa de ser influenciada pelos seguintes fatores: teor de umidade, temperatura, moldagem, máquina de ensaio, etc.

4.8.1 – Influência do teor de umidade

Segundo Waters e Walker, os corpos de prova de ensaios quando secados antes de serem levados à ruptura apresentam resistência aparentemente aumentada. Nos estudos de Butcher, a influência da secagem varia, e em determinados concretos chega a haver um aumento na resistência de 10% quando a secagem é completa.

4.8.2 – Influência da temperatura no momento do ensaio

A temperatura do corpo de prova, no momento do ensaio, interfere na sua resistência; no caso de temperaturas altas, a resistência diminui.

4.8.3 – Influência da Moldagem

Neville afirma, de acordo com a moldagem dos corpos de prova, que 5% de vazios pode causar uma redução de resistência de mais de 30% e ainda que 2% de vazios pode ocasionar uma redução maior que 10% na resistência.

4.8.4– Influência das máquinas no ensaio de resistência do concreto

Uma máquina para ensaios de compressão é constituída por um êmbolo que recebe a ação do óleo sob pressão, dois pratos entre os quais se interpõe o corpo de prova a ensaiar e uma estrutura onde esse conjunto está montado. Um dos pratos da prensa, geralmente o superior, possui uma rótula esférica que lhe permite movimentos de rotação para que se ajuste o melhor possível à face do corpo de prova, distribuindo a carga uniformemente.

Quanto às máquinas, temos como características que exercem influência no ensaio de resistência, os seguintes itens:

- comportamento da rótula esférica desde a carga inicial até a ruptura;
- rigidez da estrutura da máquina, especialmente na direção transversal;
- alinhamento dos eixos do êmbolo e do corpo de prova com o eixo vertical da máquina;

- maior ou menor capacidade da máquina seguir a deformação do corpo de prova, mantendo a taxa de aplicação da carga mais ou menos constante;
- o grau de nivelamento das placas;
- deformabilidade das placas;

Wright e Killian afirmam que apesar de utilizarem corpos de prova idênticos, havia uma grande diferença entre os resultados obtidos em diferentes máquinas de ensaio; enquanto Cole chega a afirmar que tais diferenças alcançam, em determinados casos, a 26%.

Pode-se dizer que, quando se experimenta um ensaio de compressão, o sistema de forças a que o corpo de prova está sujeito durante o ensaio não é unidirecional, devido à complexidade do que se passa na zona de aplicação das forças pela máquina de ensaio, que por sua vez, é resultante da restrição à expansão lateral sob a carga provocada pelo atrito dos pratos da máquina sobre as superfícies do ensaio.

A tensão à compressão obtida num determinado material, sempre se associa à deformação transversal, cuja grandeza é diretamente regulada pelo coeficiente de Poisson.

Considerando-se que o módulo de elasticidade do material do prato (em aço) é de 5 a 15 vezes comparando-se ao do concreto, e o coeficiente de Poisson não excede 2 vezes o deste material, conclui-se que a deformação lateral do prato é pequena se comparada com a do concreto. No corpo de prova, os elementos existentes próximos à superfície de contato estão sujeitos às seguintes tensões:

- tensão de compressão aplicada ao corpo de prova, somando-se as forças de atrito, que atuam diretamente no plano normal a aplicação da carga; provocando então a ilusão de que esses elementos próximos aos pratos têm uma resistência muito maior do que aqueles que estão situados a uma maior distância dos mesmos.

A ruptura do corpo de prova é diretamente afetada pela capacidade da máquina de acompanhar as deformações do corpo de prova, mantendo a carga

aplicada. Quando são utilizadas máquinas com dispositivo de aplicação de carga pouco maleável, e o corpo de prova se aproxima da ruptura, acontece uma elevada deformação que não é acompanhada pelo movimento dos pratos, diminuindo, portanto, a carga efetiva sobre o corpo de prova, e elevando-se a leitura da carga de ruptura. Quando as máquinas utilizadas possuem dispositivos de aplicação de carga muito maleável, rapidamente se libera a energia armazenada pela máquina, acontecendo uma leitura de cargas de ruptura mais baixa do que a carga aplicada nestes corpos de prova.

Em relação ao nivelamento dos pratos, Erntroy afirma que se o prato possui uma superfície de contato convexa, com erro de nivelamento 0,1mm, este pode provocar uma redução de 10% na resistência do corpo de prova.

Quando se diminui a velocidade de aumento da carga aplicada no ensaio de compressão, obtêm-se efeitos consideráveis sobre a resistência do concreto, reduzindo-se a resistência observada. Isto acontece devido ao aumento na deformação unitária com o passar do tempo, provocado pela fluência.

Souza Coutinho afirma que, chamando-se:

σ_v – tensão de ruptura determinada com a velocidade v

σ_1 – tensão de ruptura determinada com uma velocidade unitária
(ex.: 1 kgf/cm²/s)

K - parâmetro que depende das características do concreto, especialmente da idade, e da máquina de ensaio

v - velocidade de aplicação em kgf/cm²/s

a relação entre a tensão de ruptura e o logaritmo da velocidade é linear e expressa por:

$$\sigma_v = \sigma_1 + K \log v \quad (4.1)$$

Segundo Jones e Richert, o parâmetro K é igual a 14, para ensaios a 28 dias com velocidade de aplicação de carga variando de 0,02 a 20 kgf/cm²/s e tensões do concreto variando entre 150 kgf/cm² e 400 kgf/cm².

A norma brasileira através do MB-3/74 especifica que a velocidade de aplicação da carga deve estar compreendida entre 3 e 8 kgf/cm^{2/s}. Para esses valores ter-se-ia uma diferença na tensão de ruptura de:

$$\sigma_3 = \sigma_1 + 14 \log 3 = \sigma_1 + 6,6796 \quad (4.2)$$

$$\sigma_8 = \sigma_1 + 14 \log 8 = \sigma_1 + 12,6432 \quad (4.3)$$

De acordo com o livro "Properties of Concretes", de A.M. Neville, quando se diminui a duração dos ensaios de 0,1s para 0,02s, a porcentagem de aumento da resistência do concreto varia inversamente com o aumento do teor de cimento no traço do concreto.

Assim, por exemplo, para um consumo de 200 kg/m³ a resistência aumentaria de 28% e para um consumo de 500 kg/m³ a resistência aumentaria em apenas 17%.

5 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para estimar a resistência à compressão do concreto torna-se necessário conhecer a relação entre os resultados dos ensaios em sítio e a resistência do concreto, obtida a partir de curvas determinadas empiricamente. Um exemplo de curva de correlação é dado na figura 5.1.

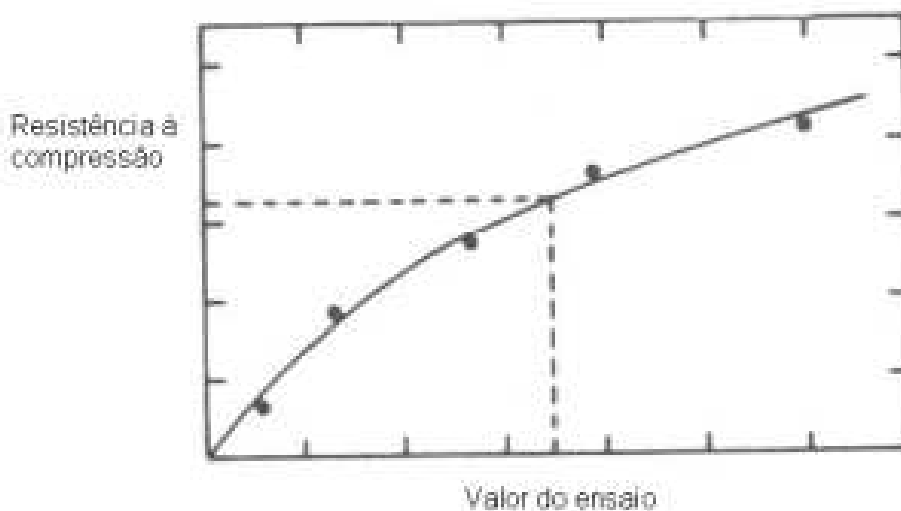


Figura 5.1 – Exemplo de curva de correlação para estimar a resistência (ACI 228.1R,1989).

De acordo com o comitê 228 do ACI (ACI 228.1R 1989), a curva de correlação é feita usando-se corpos de prova-padrão (cilindros ou cubos), porém também pode-se utilizar testemunhos para obtenção da resistência à compressão do concreto.

Antes de empregar o ensaio não destrutivo no campo, é recomendável estabelecer a correlação por meio de um programa de ensaios no laboratório.

Este programa de ensaios envolve a preparação dos corpos de prova, usando os mesmos materiais do concreto que serão empregados na obra.

Para alguns ensaios não destrutivos é possível realizar no corpo de prova primeiramente o ensaio não destrutivo e, em seguida, o ensaio para obter a resistência à compressão. No entanto, na maioria dos casos, os ensaios são realizados em separado, tendo-se corpos de prova distintos para os ensaios de resistência à compressão e para os ensaios não destrutivos. É, entretanto, extremamente importante que ambos os grupos de corpos de prova tenham mesmas condições de compactação e maturidade. As condições de cura devem assegurar que a temperatura interna desenvolvida nos corpos de prova seja similar (ACI 228.1R, 1989).

Para interpretar resultados de ensaios não destrutivos, deve-se considerar a condição dos corpos de provas, se molhados ou secos, pois nos ensaios em corpos de provas secos a resistência obtida é cerca de 10% a 15% maior. Assim, é importante que se conheça em que circunstância uma determinada curva de correlação foi obtida (BUNGEY, 1989).

O comitê 228 do ACI (ACI 228.1R 1989) recomenda que a curva de correlação seja feita a partir de no mínimo 6 níveis de resistência, sendo que estes níveis podem ser relativos a um mesmo concreto ensaiado em idades diferentes.

A tabela 5.1 apresenta o número de medições individuais a serem consideradas na obtenção do valor médio do ensaio em sítio em cada local a ser avaliado, segundo diferentes fontes.

Tabela 5.1 – Número de medições para cada local de ensaios

Ensaio em situ	ACI228.1R-89*	BS 1881: Part207,1992	Bungey ,1989
Extração de testemunhos	3	-	3
Esclerometria	12	-	12
Resistência à penetração	3	3	3

* Número de medições necessárias para que seja obtido o mesmo grau de confiança do ensaio de resistência à compressão ensaiando-se 2 corpos de prova cilíndricos.

São apresentados neste capítulo os procedimentos utilizados para a realização dos ensaios de penetração de pinos e os de resistência à compressão simples.

Os corpos de prova cilíndricos e prismáticos para realização dos ensaios de resistência a compressão e de penetração de pinos foram executados com concretos convencionais.

Foi utilizado na preparação das misturas dos concretos cimento portland composto CP-III 40; agregados graúdos, com diâmetro máximo de 19 mm, agregado miúdo (areia natural), e aditivo Tecmult 410.

Os traços foram misturados no laboratório da própria concreteira, em uma betoneira com capacidade de 300 litros.

Para cada dosagem realizada, foram moldados 06 corpos de prova cilíndrico de 150mm x 300mm e 01 corpo de prova prismáticos de 230mm x 230mm x 340mm, destinados a ensaios de resistência a compressão simples e ensaios não destrutivos de penetração de pinos respectivamente (**Foto 00**). Foram produzidas 06 misturas de concreto e estão identificadas na **Tabela 00**.

Foram confeccionadas formas metálicas para moldagem dos corpos de prova prismáticos que juntamente com as formas metálicas para moldagem dos corpos de prova cilíndricos receberam uma camada de óleo mineral para facilitar a desmoldagem dos mesmos.

Conforme o estabelecido na norma NBR 5738/84, a moldagem dos corpos de prova cilíndricos bem como os prismáticos foi realizada em duas camadas aproximadamente iguais, com o auxílio de uma concha metálica padronizada, bem como o adensamento feito imediatamente após o lançamento do concreto, utilizando vibradores de imersão com agulhas de diâmetro de 20mm.

Tanto os corpos de prova cilíndricos quanto os prismáticos foram curados inicialmente ao ar livre. A desmoldagem se deu em 24 horas e os corpos de prova foram conservados imersos em tanque de água saturada de cal, na própria concreteira, até o início dos ensaios.

Foi observado o período de 28 dias de idade para a realização dos ensaios, pois com esta idade é previsto que a resistência já tenha sido alcançada.

5.1 – LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINOS

Nos corpos de prova prismáticos deixou-se um distanciamento de 50mm em todo o perímetro, a fim de se evitar a fissuração excessiva e ou quebra da mesma causada pelo impacto das penetrações, além de reduzir os efeitos causados pela evaporação de água na parte superior e da segregação dos agregados na parte inferior.

Os ensaios foram realizados na parte central do corpo de prova prismático e as posições das penetrações formam um triângulo equilátero com distanciamento entre os pinos de 175 mm e foram executadas ao todo 3 penetrações para cada tipo de pistola, segundo recomendação da ASTM C803/1990.

A localização dos pontos do ensaio de penetração de pino, nos corpos de prova prismáticos estão representados esquematicamente na Figura 5.2.

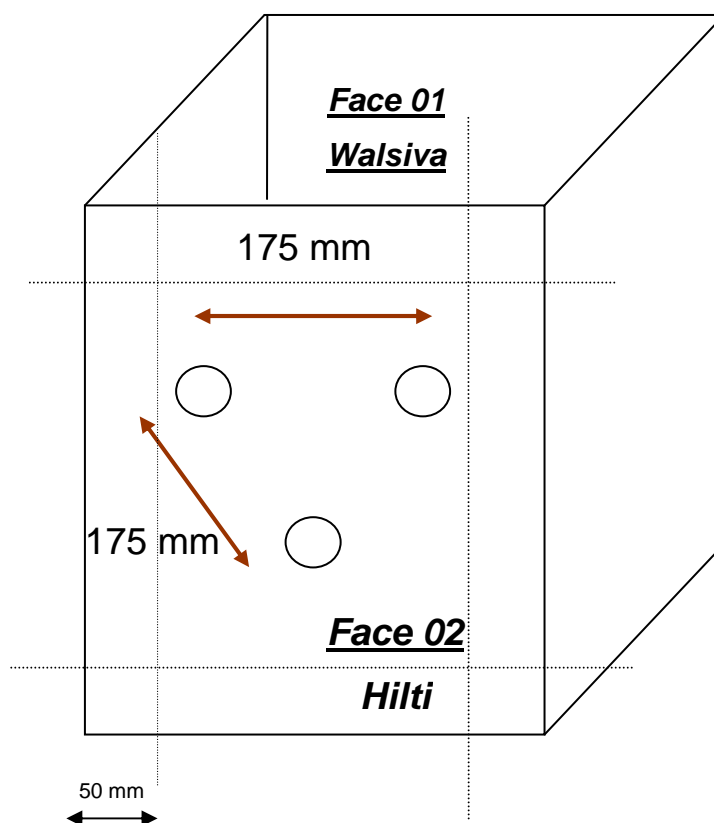


Figura 5.2 - Corpos de prova prismáticos 230 x 230 x 340 mm

5.2 – ENSAIOS REALIZADOS

5.2.1 – Ensaio de compressão dos corpos de prova cilíndricos

Ao completar 28 dias de idade os corpos de prova foram retirados uma hora antes do tanque de cura os quais receberam um capeamento a base de enxofre a fim de que os topos dos mesmos ficassem nivelados, tendo em vista as irregularidades causadas no topo dos mesmos quando da moldagem.

Os corpos de prova cilíndricos foram prensados em uma máquina de ensaios de compressão da marca FORNEY, modelo CA-101 QC-50-DR com capacidade máxima de 180 tf, com uma velocidade de carregamento contínuo de 0,5 MPa por segundo.

5.2.2 – Ensaio de penetração de pino

Foram realizados os ensaios de penetração de pinos nos corpos de prova prismáticos, conforme demonstrado na Figura 00.

Foi utilizada uma pistola do tipo Windsor da marca Walsyva, Foto 00, de fabricação brasileira a qual a penetração é denominada sistema de alta velocidade, onde toda a energia da pólvora é transferida diretamente para o pino, conforme Figura 00.



Figura 5.3 – FERRAMENTA A PISTÃO WALSYVA

(fonte www.walsyva.com.br)

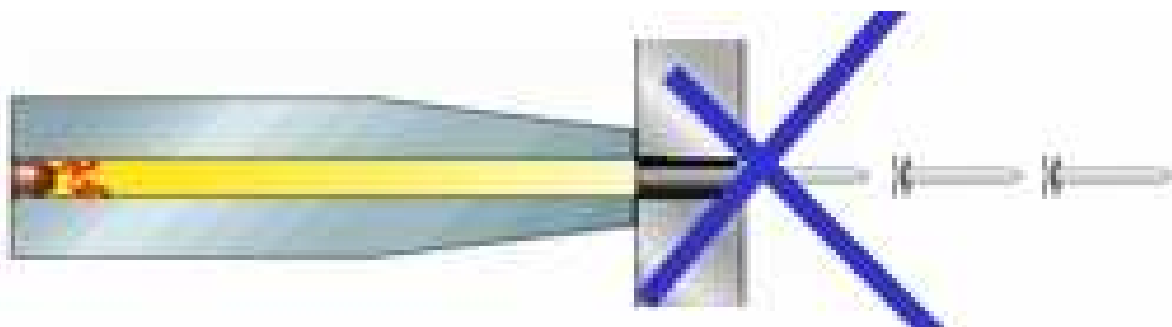


Figura 5.4 -

(fonte www.hilt.com.br)

E outra pistola de marca Hilt, Figura 5.3, cuja penetração é denominada sistema de baixa velocidade, onde 95% da energia fica retida no pistão interno do

equipamento, segundo o próprio fabricante, o pistão à pólvora finca o pino no material base, conforme Figura 5.4.



Figura 5.5 - Finca-Pinos DX 36M

(fonte www.hilt.com.br)

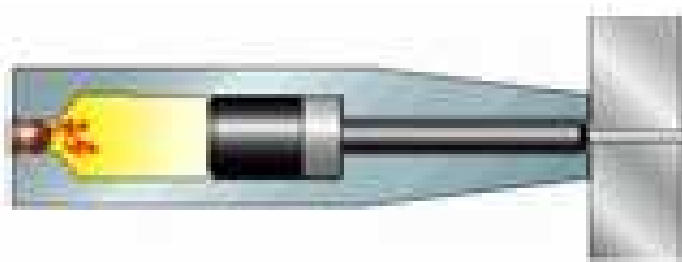


Figura 5.6 –

(fonte www.hilt.com.br)

Utilizou-se cartuchos com carga de 22 curto, e pinos com 55 mm de comprimento e diâmetro de 6,3 mm, conforme mostrado na Foto 00.



Figura 5.7 – Pino de 55mm de comprimento e diâmetro 6,3mm

(fonte www.hilt.com.br)

Após a cravação dos pinos eram feitas leituras do comprimento exposto utilizando-se um instrumento de medida de precisão, paquímetro, conforme mostra a Figura 5.8.

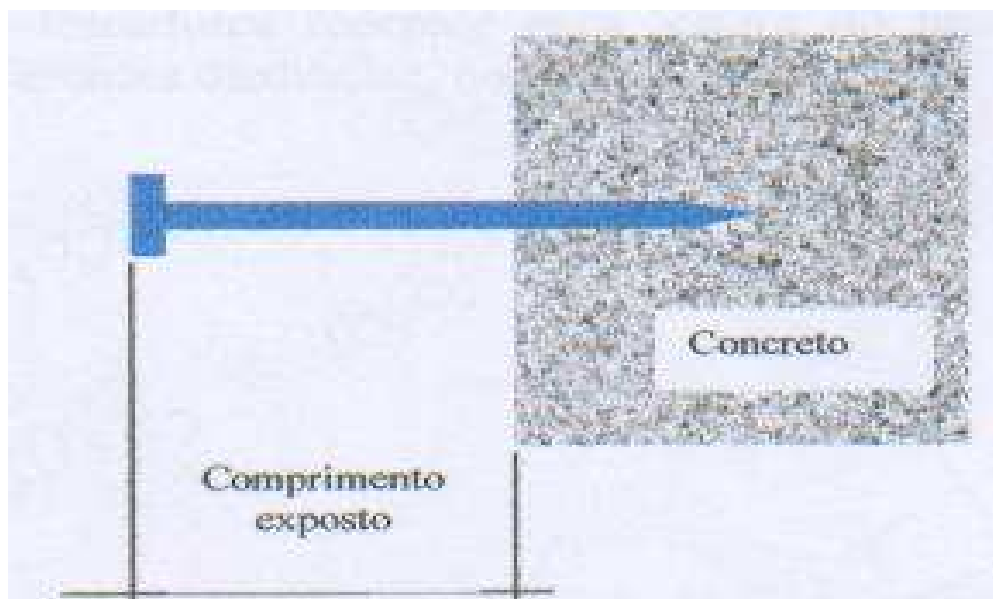
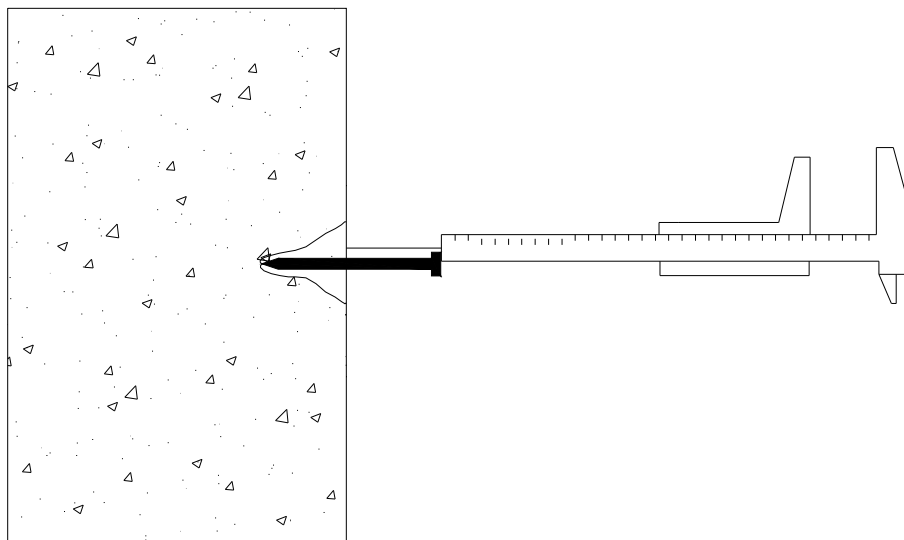


Figura 5.8 – Leitura do comprimento exposto do pino

Os resultados dos ensaios de compressão e as leituras do comprimento exposto de cada pistola estão apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Leituras do comprimento exposto dos pinos obtidos nos ensaios com ambas as pistolas.

Corpo de prova prismático 230X230X340mm	Resistencia dos corpos de prova cilindricos 150X300mm	Comprimento exposto dos pinos da pistola Walsiva	Comprimento exposto dos pinos da pistola Hilt
Nº	Mpa	mm	mm
1	24,30	21,00	29,50
	28,90	19,50	24,00
		18,50	22,50
2	31,10	27,50	29,50
	36,80	24,00	27,50
		18,75	26,00
3	43,00	23,00	31,75
	35,10	21,50	29,00
		19,75	27,50
4	41,30	22,00	26,50
	39,30	21,50	23,50
		19,50	23,00
5	34,70	23,00	26,75
	38,40	22,75	24,50
		21,00	21,50
6	36,90	26,50	33,75
	38,20	26,00	32,00
		24,50	32,50

6 – RESULTADOS E ANÁLISES

6.1 – REVISÃO ESTATÍSTICA

6.1.1- Intervalo de Confiança

A média amostral \bar{x} é um bom estimador de μ para populações aproximadamente normais, mas não se espera que seja precisamente igual a μ . Assim, existe um intervalo de confiança da forma:

$$\mu = \bar{X} \pm \text{erro de amostragem}$$

onde o erro de amostragem depende de quanto \bar{X} flutua.

Para isso, primeiro deve-se decidir o nível de confiança que se deseja para o intervalo que envolve o valor μ . Comumente, escolhe-se 95%. Essa probabilidade corresponde à área central abaixo da curva distribuição normal. Cada área extrema da curva corresponde a uma probabilidade de 2,5 %. Pela tabela da distribuição normal, percebe-se que essa probabilidade está associada a um valor de Z igual a 1,96.

$$P(\bar{X} - 1,96\sigma_{\bar{x}} \leq \mu \leq \bar{X} + 1,96\sigma_{\bar{x}}) = 0,95$$

A equação acima não significa dizer que a probabilidade do parâmetro μ cair dentro de um intervalo especificado seja igual a 0,95; 95% é a probabilidade de que o intervalo aleatório $(\bar{X} - 1,96\sigma_{\bar{x}}, \bar{X} + 1,96\sigma_{\bar{x}})$ contenha μ . Conseqüentemente, tal intervalo é chamado de intervalo de confiança do parâmetro μ . Quem está variando é o intervalo e não μ .

$$1 - \alpha = \text{intervalo de confiança} = 95\% \text{ (valor normalmente adotado)}$$

α = nível de significância

Nos séculos 18 e 19, matemáticos e físicos desenvolveram uma função densidade de probabilidade que descrevia bem os erros experimentais obtidos em medidas físicas. Essa função densidade de probabilidade resultou na bem conhecida curva em forma de sino, chamada de distribuição normal ou gaussiana.

6.1.2 – Comparação de Médias – Teste t

O teste t é o método mais usado para avaliar diferenças nas médias entre dois grupos.

As amostras utilizadas no teste t podem ser independentes ou dependentes (ou emparelhadas).

Chamam-se **amostras independentes** aquelas em que os experimentos são feitos em grupos diferentes.

Chamam-se **amostras dependentes** (ou emparelhadas) aquelas em que os experimentos são feitos nos mesmos grupos.

O teste t para amostras dependentes é sempre melhor (mais sensível) do que o teste t para amostras independentes.

Existem duas opções de analisar o teste t para amostras independentes (por grupos e por variáveis), dependendo da forma de arrumar o arquivo de dados. Portanto, deve-se ter uma atenção ao elaborar esse arquivo e decidir qual a opção a usar.

A forma de arrumar o arquivo por variáveis supõe que existam duas variáveis em colunas diferentes da planilha, cada uma contendo os dados referentes a cada grupo.

6.1.3- Medidas de Dispersão

Média Aritmética é obtida dividindo-se o somatório dos valores de todos os elementos de um conjunto pelo número total de elementos deste conjunto, conforme a equação abaixo.

$$\bar{X} = \sum_{1}^{n} (x_i)$$

Variância é a esperança matemática do quadrado dos afastamentos de uma variável aleatória em relação à média aritmética.

A Variância pode ser calculada utilizando-se a equação abaixo:

$$S^2 = \sum_{1}^{n} \frac{(\bar{X} - X_i)^2}{n-1}$$

Desvio Padrão é uma medida de dispersão tomada em relação à média aritmética e pode ser obtida por meio da seguinte equação:

$$s = \sqrt{s^2}$$

Análise da Variância é genericamente denominada como ANOVA é um procedimento estatístico utilizado primariamente para testes de hipóteses na comparação das médias de duas ou mais populações.

O objetivo principal da análise é decidir se as amostras analisadas foram retiradas de populações que tem a mesma média.

De modo geral, o procedimento ANOVA para k amostras é estabelecido da seguinte forma:

$$H_0 : \mu_1 = \mu_2 = \dots = \mu_k \text{ (médias iguais)}$$

$$H_1 : \text{As médias não são as mesmas}$$

A distribuição F, de Fisher-Snedecor, ajudará na decisão de aceitar ou rejeitar a hipótese H_0

Para um fator controlado utiliza-se quando o objetivo for a comparação da influência de apenas um fator sobre o outro pelo teste de Fisher. A Tabela 00, apresentada esquematicamente a seguir, serve de base para a seqüência de cálculos.

Tabela 6.1 – Análise de variância com um fator controlado⁵¹

Amostra	Observações					Número de Observações	Médias
	1	2	...	j		
Nº 1	x_{11}	x_{12}	...	x_{1j}	...	N_1	\bar{x}_1
Nº 2	x_{21}	x_{22}	...	x_{2j}	...	N_2	\bar{x}_2
:	:	:	...	:	...	:	
Nº i	x_{i1}	x_{i2}	...	x_{ij}	...	N_j	\bar{x}_j
:	:	:	...	:	...	:	
Nº k	x_{k1}	x_{k2}	...	x_{kj}	...	N_k	\bar{x}_k

\bar{x}
Média Geral

A partir da Tabela 6.1, calcula-se:

- a) dispersão entre os resultados das amostras (ou entre linhas)

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^n n_i (\bar{x}_i - \bar{x})^2}{k - 1}$$

onde:

n_i = número de elementos por amostra

\bar{x}_i = média da amostra "i"

\bar{x} = média geral, e

$k - 1$ = graus de liberdade

Quanto maior for a variabilidade entre (medidas por s^2), maior a evidência de que existem diferenças entre as populações das quais foram retiradas as amostras.

b) a dispersão residual (ou dispersão do erro)

$$S^2 = \frac{\sum_{i=1}^k n_i (x_{ij} - \bar{x}_i)^2}{N - k}$$

onde:

N = número total de observações, e

K = número de amostras.

O valor S^2 mede a variabilidade dentro de cada amostra

c) O valor F_0

$$F_0 = \frac{S^2}{S^2}$$

O Valor de F_0 (valor de F observado) dá como resultado a variabilidade entre por unidade de variabilidade dentro, ou seja, F_0 mede quantas vezes a variabilidade das médias amostras é maior que a variabilidade amostral.

O valor de F_0 é comparado com o valor de $F_\alpha \frac{k-1}{N-k}$ (obtido na tabela de Fisher).

Onde:

α = nível de significância considerado

$K - 1$ = número de graus de liberdade do numerador, e

$N - k$ = número de graus de liberdade do denominador

Se $F_\alpha > F_0$, diz-se que não há diferença significância, ao nível de significância de " α " considerado, entre as médias das amostras.

Se $F_{\alpha} < F_0$ considera-se, então, que há diferenças significativa entre as médias das amostras.

6.2 – ENSAIOS REALIZADOS

A Tabela 00 apresenta as dosagens empregadas na moldagem nos corpos de prova cilíndricos e prismáticos.

6.2.1 – Resultados dos ensaios

A Tabela 6.2 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples e dos ensaios não destrutivos de penetração de pinos de ambas as pistolas.

Tabela 6.2 – Tratamento dos resultados (teste “t”)

Corpo de prova prismático 230X230X340mm	Resistência dos corpos de prova cilíndricos 150X300mm	Comprimento exposto dos pinos da pistola Walsiva	Comprimento exposto dos pinos da pistola Hilt
Nº	Mpa	mm	mm
1	24,30	21,00	29,50
	28,90	19,50	24,00
		18,50	22,50
2	31,10	27,50	29,50
	36,80	24,00	27,50
		18,75	26,00
3	43,00	23,00	31,75
	35,10	21,50	29,00
		19,75	27,50
4	41,30	22,00	26,50
	39,30	21,50	23,50
		19,50	23,00
5	34,70	23,00	26,75
	38,40	22,75	24,50
		21,00	21,50
6	36,90	26,50	33,75
	38,20	26,00	32,00
		24,50	32,50

A Tabela 6.3 mostra os resultados obtidos do comprimento exposto dos pinos para cada dosagem de concreto. De acordo com os parâmetros do teste todos os resultados obtidos são válidos para utilização.

Tabela 6.3 – Comprimento exposto dos pinos para cada pistola.

CP Nº	Resistência Mpa	Walsiva mm	Hilt mm	CP Nº	Resistência Mpa	Walsiva mm	Hilt mm
1	24,30	21,00	29,50	2	31,10	27,50	29,50
	28,90	19,50	24,00		36,80	24,00	27,50
		18,50	22,50			18,75	26,00
	Desvpad	1,26	3,69		Desvpad	4,40	1,76
	Média	19,67	25,33		Média	23,42	27,67
	t ₀ max	1,06	1,13		t ₀ max	0,93	1,04
	t ₀ min	0,93	0,77		t ₀ min	1,06	0,95
t máx < t ₀ (0,05;2) a amostra é homogênea t ₀ (0,05;2) = 2,92				t máx < t ₀ (0,05;2) a amostra é homogênea t ₀ (0,05;2) = 2,92			
CP Nº	Resistência Mpa	Walsiva mm	Hilt mm	CP Nº	Resistência Mpa	Walsiva mm	Hilt mm
3	43,00	23,00	31,75	4	41,30	22,00	26,50
	35,10	21,50	29,00		39,30	21,50	23,50
		19,75	27,50			19,50	23,00
	Desvpad	1,63	2,16		Desvpad	1,32	1,89
	Média	21,42	29,42		Média	21,00	24,33
	t ₀ max	0,97	1,08		t ₀ max	0,76	1,14
	t ₀ min	1,02	0,89		t ₀ min	1,13	0,70
t máx < t ₀ (0,05;2) a amostra é homogênea t ₀ (0,05;2) = 2,92				t máx < t ₀ (0,05;2) a amostra é homogênea t ₀ (0,05;2) = 2,92			
CP Nº	Resistência Mpa	Walsiva mm	Hilt mm	CP Nº	Resistência Mpa	Walsiva mm	Hilt mm
5	34,70	23,00	26,75	6	36,90	26,50	33,75
	38,40	22,75	24,50		38,20	26,00	32,00
		21,00	21,50			24,50	32,50
	Desvpad	1,09	2,63		Desvpad	1,04	0,90
	Média	22,25	24,25		Média	25,67	32,75
	t ₀ max	0,69	0,95		t ₀ max	0,80	1,11
	t ₀ min	1,15	1,04		t ₀ min	1,12	0,28
t máx < t ₀ (0,05;2) a amostra é homogênea t ₀ (0,05;2) = 2,92				t máx < t ₀ (0,05;2) a amostra é homogênea t ₀ (0,05;2) = 2,92			

A Tabela 6.4 mostra os resultados das médias das resistências à compressão e do comprimento exposto dos pinos, de cada tipo de pistola.

Tabela 6.4 – Médias das resistências e dos comprimentos expostos de ambas as pistolas.

CP	Resistência	Walsiva	Hilt
Nº	Mpa	mm	Mm
1	26,60	19,67	25,33
2	33,95	23,42	27,67
3	39,05	21,42	29,42
4	40,30	21,00	24,33
5	36,55	22,25	24,25
6	37,55	25,67	32,75

6.3 – TESTE DE SIGNIFICÂNCIA DAS MÉDIAS

Adotou-se para este teste as hipóteses nula e alternativa utilizando-se um nível de significância $\alpha = 5\%$ (0,05), onde temos como H_0 hipótese nula e H_1 a hipótese alternativa.

Sendo H_0 = Não existe diferença significativa entre as pistolas para a realização do ensaio de penetração de pinos.

H_1 = Existe diferença significativa entre as pistolas para a realização do ensaio de penetração de pinos.

Se $F_0 < F_\alpha$ então aceitamos a hipótese nula, caso contrário rejeita-se a hipótese nula aceitando assim a hipótese alternativa.

Tabela 6.5 - Baseado neste teste equivale dizer que a potência das duas pistolas é equivalente.

Teste-t: duas amostras presumindo variâncias equivalentes		
	Walsiva	Hilt
Média	22,238	27,292
Variância	4,394	11,268
Observações	6	6
Variância agrupada	7,831	
Hipótese da diferença de média	0,000	
gl	10	
Stat t	-3,128	
P(T<=t) uni-caudal	0,005	
t crítico uni-caudal	1,812	
P(T<=t) bi-caudal	0,011	
t crítico bi-caudal	2,228	

Tabela 6.6 - Baseado neste teste equivale dizer que a variabilidade dos resultados é equivalente ou a repetibilidade dos resultados é equivalente.

Teste-F: duas amostras para variâncias		
	Walsiva	Hilt
Média	22,238	27,292
Variância	4,394	11,268
Observações	6	6
Gl	5	5
F	0,390	
P(F<=f) uni-caudal	0,162	
F crítico uni-caudal	0,198	

6.4- TESTE DE ANOVA

Tabela 6.7 – A resistência a compressão do concreto influencia na penetração do pino.

Anova: fator único (resistência x Walsiva)						
RESUMO						
<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>		
Resistência à compressão	6	214	35,667	24,479		
Comprimento exposto Walsiva	6	133,43	22,238	4,394		

ANOVA						
<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	540,960	1	540,960	37,472	0,000112	4,965
Dentro dos grupos	144,366	10	14,437			
Total	685,326025	11				

Tabela 6.8 – A resistência a compressão do concreto influencia na penetração do pino.

Anova: fator único
(resistênciaXHilt)

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Resistência à compressão	6	214	35,667	24,479
Comprimento exposto Hilt	6	163,750	27,292	11,268

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	210,422	1	210,422	11,773	0,006	4,965
Dentro dos grupos	178,731	10	17,873			
Total	389,153	11				

Tabela 6.9 –

Anova: fator único
(entre as pistolas)

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Coluna 1 (Walsiva)	6	133,43	22,238	4,394
Coluna 2 (Hilt)	6	163,75	27,292	11,267

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Entre grupos	76,609	1	76,609	9,783	0,011	4,965
Dentro dos grupos	78,310	10	7,831			
Total	154,9185	11				

Tabela 6.10 – Comparação entre os resultados do comprimento exposto dos pinos.

Anova: fator duplo sem repetição

<i>RESUMO</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	2	45	22,5	16,018
Linha 2	2	51,09	25,545	9,031
Linha 3	2	50,84	25,42	32
Linha 4	2	45,33	22,665	5,544
Linha 5	2	46,5	23,25	2
Linha 6	2	58,42	29,21	25,063
Walsiva	6	133,43	22,238	4,394
Hilt	6	163,75	27,292	11,268

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F crítico</i>
Linhas	65,262	5	13,052	5,002	0,051	5,005
Colunas	76,609	1	76,609	29,356	0,003	6,608
Erro	13,048	5	2,610			
Total	154,918	11				

Pode-se observar que há evidências estatísticas de que não existe diferença significativa entre as pistolas, tornando assim a utilização da pistola Hilt um equipamento em potencial para a realização deste ensaio.

Tabela 6.11 - dispersão dos Erros x CP N°

CP N°	Resistência	Erro padrão Walsiva	Erro padrão Hilt
1	26,60	0,73	2,13
2	33,95	2,54	1,01
3	39,05	0,94	1,24
4	40,30	0,76	1,09
5	36,55	0,63	1,52
6	37,55	0,60	0,48

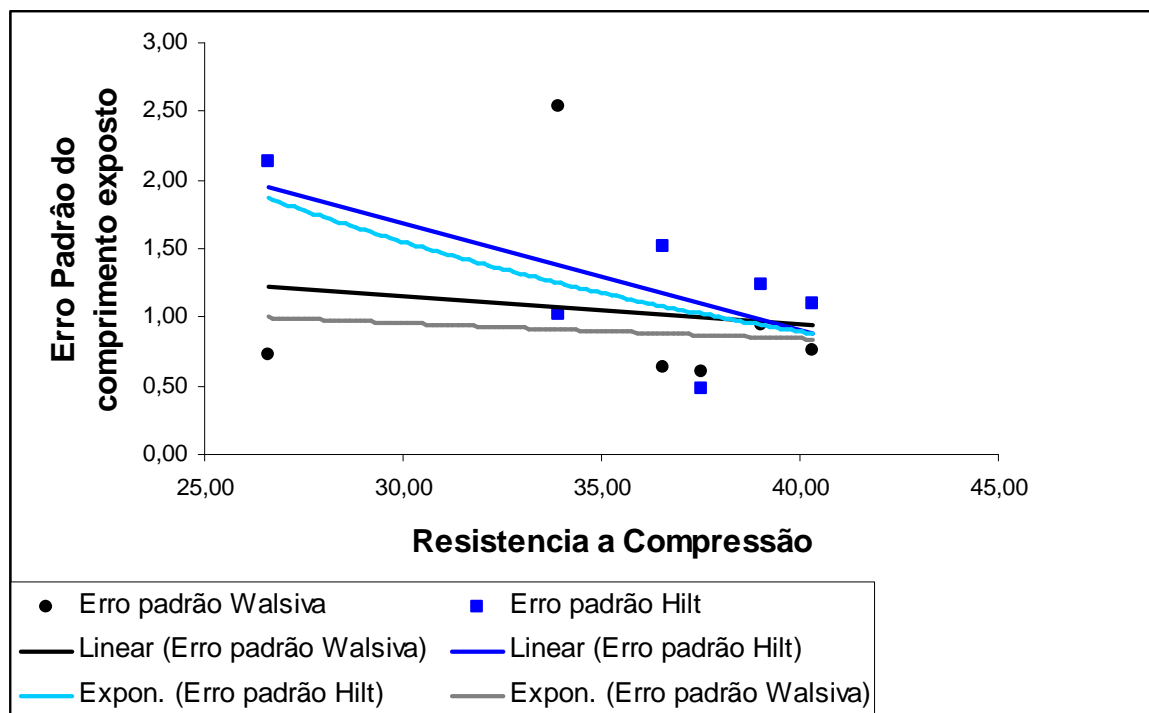


Figura 6.1 – Gráfico de erro padrão x resistência a compressão do concreto.

Observa-se que os resultados do erro padrão da pistola Hilt tendem a diminuir com o aumento da resistência do concreto, e que os resultados encontram-se em uma tendência linear.

7 - CONCLUSÕES

O enriquecimento da tecnologia do concreto, que para os profissionais de laboratório passou a ser uma constante, os quais buscam um melhor meio de conseguir resultados de maior potencialidade quanto à resistência mecânica do concreto evitando danos ao concreto examinado.

Sendo assim os ensaios não destrutivos tornaram-se importantes ferramentas para o auxílio dos projetos de reforço e/ou reparo, por avaliarem a resistência potencial do concreto diretamente no elemento estrutural.

Com o objetivo de avaliar a possibilidade da utilização de pistolas de ação indireta na realização de ensaios de penetração de pinos, este trabalho foi realizado através da confecção de 06 misturas de concreto comum e moldados corpos de prova prismáticos de 230x230x340mm para os ensaios de penetração de pinos, e para cada corpo de prova prismáticos foi moldado 02 corpos de prova cilíndricos de 150x300mm para a realização de ensaio a compressão.

Em cada corpo de prova prismáticos foram realizadas 03 penetrações utilizando as pistolas de marca “Walsiva” e “Hilt” em faces opostas do corpo de prova.

Com o auxílio de análises estatísticas, observou-se que todos os resultados obtidos, são homogêneos, com nível de confiabilidade de 95% e próprios para a utilização, conforme apresentado na Tabela 00 do capítulo 06.

Baseado nas tabelas 00 e 00 apresentadas no capítulo 06, pode-se dizer que a potencia de ambos os equipamentos são equivalentes e que a variabilidade dos resultados também são equivalentes.

Através de teste de anova com fator duplo entre as duas pistolas pode-se observar que há evidências estatísticas de que não existe diferença significativa entre as pistolas, tornando assim a utilização da pistola Hilt um equipamento em potencial para a realização deste ensaio.

Para a continuidade desta pesquisa, propõe-se:

- conforme o apresentado na figura 00 do capítulo 06, observa-se que os resultados do erro padrão da pistola Hilt tendem a diminuir com o aumento da resistência do concreto, podendo assim realizar os ensaios em concretos de alto desempenho. Segundo o fabricante do equipamento, utilizando-se pinos especiais pode-se cravar pinos diretamente em perfis de aço e possivelmente utilizando tais pinos pode-se avaliar os concretos de alto desempenho.
- O acompanhamento do desenvolvimento tecnológico do equipamento de penetração de pinos pode ser acompanhado para a realização dos ensaios, visto que até então se tem utilizado as pistolas de ação direta “Windsor”, e a utilização destes equipamentos traz um perigo iminente ao operador do equipamento, pois o cuidado na operacionalidade do equipamento deve ser igual a uma arma de fogo.
- Apesar de os modelos estatísticos apresentados serem geralmente aceitos, o desenvolvimento de técnicas de inteligência artificial, redes neurais, por exemplo, podem ser utilizados para a análise dos resultados, para isso porém, deve-se realizar um número maior de ensaios.
- Propõe-se a realização de ensaios com concretos de diversas concreteiras e de diferentes níveis de resistência a fim de propor uma tabela de correlação específica para este equipamento.

As conclusões aqui apresentadas foram tomadas considerando as limitações da pesquisa, com ensaios em concreto comum preparado por apenas uma concreteira, com o mesmo tipo de cimento, diâmetro do agregado, tipo de pino e mesma carga de pólvora.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Al-Manaseer, A. A., Aquino, E. B., 1999, “**Windsor Probe Test for Nondestructive Evaluation of Normal and High-Strength Concrete**”, *ACI Materials Journal*, July-August, pp. 440-447.

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

NBR 7680, 1983, “**Extração, preparo e análise de testemunhos de estruturas de concreto**”, Rio de Janeiro.

Costa Neto, P.L.O. 1977, *Estatística*, Ed. Edgard Blücher, São Paulo.

Gutschow, C.A e Dal Molin, D.C.C.,1997 “**Extração e Ensaio de Testemunhos de Concreto de Pequenos Diâmetros – Um Estudo Experimental**”, *VI Congresso Ibero Americano de Patologia das Construções, VI Congresso de Controle de Qualidade*, pp.741-748, Rio Grande do Sul, Brasil, Outubro.

Metha, P.K., e Monteiro, P.J.M., 1994, *Concreto : estrutura, propriedades e materiais*, Ed. Pini, Brasil.

Neville, A.M, 1997, *Propriedades do concreto* , 2^a edição, Ed. Pini, Brasil.

Vieira, D.P., 1978, “**Método Brasileiro de Penetração de Pinos**”, *XIX Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural*, Santiago, Chile, abril, 1978.

Yun et al , 1988, “**Comparative evaluation of nondestructive methods for in-place strength determination**”, *Nondestructive Testing*, Special Publication SP-112, American Concrete Institute, Detroit, pp111-136.

Ferreira, A.P., 1999, “**Ensaaios não destrutivos: Resistência ao esmagamento do agregado graúdo como variável para a avaliação da resistência do concreto**”, Dissertação de mestrado, Niterói, UFF.

Almeida, D.F., 1979, “**Ensaaios não destrutivos do concreto**”, construção pesada, São Paulo, pp. 145-152.

Castro, P.F., 1985, “**An Expandable Sleeve Test for Assessing Concret Strength**”, University College London, Ph.D Thesis, England.

Bernardo, G.K.T, 1988, “**Comparação entre ensaios “In-situ” e de laboratório em estruturas de concreto armado e de Edifícios**”, Dissertação de mestrado, Niterói, UFF.

American Concrete Institute ACI - 228 - 1R - 89, 1989, ***In place methods for determination of strength of concrete***, Detroit, 26pp.

American Concrete Institute ACI 364.1R, 1993, ***Guide for Evaluation of Concrete Structures Prior to Rehabilitation***, ACI Material Journal, Sep/Oct., pp.479-498.

American Society for Testing and Materials, ASTM C 42, 1990, “**Standard method of obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete**”, Philadelphia.

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

ASTM C 805, 1985, “**Standard method for rebound number of hardened concrete**”, Philadelphia.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7584, 1995, “**Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão**”, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. “**Projeto de Estruturas de Concreto, NBR – 6118 (2000)**”. ABNT, Rio de Janeiro, 2000.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 5739, 1980, “**Ensaio de Compressão de corpos de Prova Cilíndricos de Concreto**”, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 5738, 1994, “**Moldagem e Cura de Corpos-de prova de Concreto Cilíndricos ou Prismáticos**”, Rio de Janeiro.

Bartlett, F.M. and MacGregor, J.G., 1996, “**Statistical Analysis of the Compressive Strength of Concrete in Structures**”, *ACI Materials Journal*, March-April, pp. 158-168.

Bartlett, F.M. and MacGregor, J.G., 1999, “**Variation of In-Place Concrete Strength in Structures**”, *ACI Materials Journal*, March-April, pp. 261-269.

CASTRO, P.F. **Avaliação da resistência do concreto na estrutura e no laboratório**. Rio de Janeiro: uff, 1991.

CHUNG, Hung W. **Control of concrete quality through statistics**. *Concrete International*, Detroit, v.15, n.5, p.38-43, may, 1993.

DE SOUZA, Daniel. **Controle estatístico da qualidade**. Niterói – UFF, 1992.

HELENE, Paulo R. L., TERZIAN, Paulo. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: PINI; Brasília, DF: SENAI, 1992.

KUME, Hitoshi. **Statistical methods for quality improvement**. Tradução por **Dario I. Miyake**. São Paulo: ed. Gente, 1993.

MESEGUER, Álvaro G. **Controle e garantia da qualidade na construção**. Tradução por R.J. Falcão Bauer, Antônio C. Filho, Paulo R. L. Helene. São Paulo, Sinduscom SP/Projeto/ PW, 1991.

DE SOUZA, V.C. e RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: ed.Pini, 1998.

LUDWIG FILHO, U. **A Homogeneidade do Concreto na Estrutura de Edifícios**. Dissertação de Mestrado. Niterói, UFF, 1991.

Bungey, J.H. **The Testing of Concret in Structures**. Surrey University Press. Ed. Chapman and Hall, New York, 1982.

Arni, H.T. **Impact and Penetration Test of portland Cement Concrete** Higway Res. Record, Nº 378, pp 55-67, 1972.

Nasser, K.W. and Al-Manaseer, A.A. **A New Nondestructive Test Concrete International: Design & Construction**, Vol. 9, Nº 1 January, pp 41-44, 1987.

MALTHOTRA, V. M. and CARETTE, G.G **Penetration Resistance Method**. CRC Handbook on Naondestructive Testing of Concrete. Editor V. M.Malhotra, Boca Raton, 1991

MALTHOTRA, V.M. **Evaluation of the Windsor Probe Teste for Estimating Compressive Strength of Concrete**. Materials and Structures, Vol. 7, Nº 37 pp.3-15, 1974

CANOVAS, M.F. **Patologia y Terapéutica del Hormigón Armado**. Editorial Dossat, Madrid, 1981.