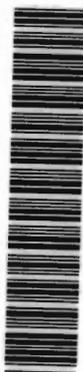


Estudos sobre um método físico para
aumento da resistência do concreto jovem
com aplicação de gradientes elétricos
visando suporte de túneis

Danieli Aparecida Ferreira

DEDALUS - Acervo - EESC



31100008009

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos da Universidade
de São Paulo, como parte dos requisitos
para obtenção do título de mestre em
Geotecnia.



ORIENTADOR: Prof. Dr. Tarcisio Barreto Celestino

São Carlos
1997

Class.	TESE
Cutt.	0010
Tombo	T00067/92

311 0000 8009

S/S 944322

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP

F383e

Ferreira, Danieli Aparecida

Estudos sobre um método físico para aumento da resistência do concreto jovem com aplicação de gradientes elétricos visando suporte de túneis / Danieli Aparecida Ferreira. -- São Carlos, 1997.

Dissertação (Mestrado). -- Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1997.

Área: Geotecnia.

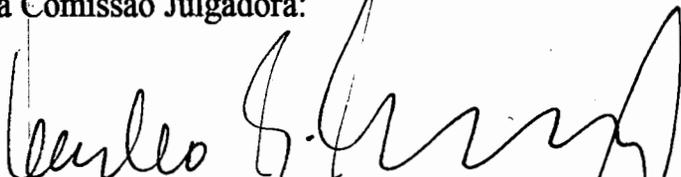
Orientador: Prof. Dr. Tarcisio Barreto Celestino.

1. Concreto projetado.
2. Túnel.
3. Aumento de resistência.
4. Gradiente elétrico.
5. Temperatura. I. Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidata: Engenheira **DANIELI APARECIDA FERREIRA**

Dissertação defendida e aprovada em 12-12-1997
pela Comissão Julgadora:



Prof. Doutor **TARCISIO BARRETO CELESTINO (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **PAULO ROBERTO DO LAGO HELENE**
(Escola Politécnica - Universidade de São Paulo)



Prof. Associado **MOUNIR KHALIL EL DEBS**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



JOSÉ CARLOS A CINTRA
Coordenador da Área de Geotecnia e
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Agradecimentos

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Tarcisio Barreto Celestino pelo constante estímulo, que me fez persistir sempre na busca de novos caminhos e soluções para esta pesquisa.

Ao Prof. Dr. Antonio Airton Bortolucci, no papel de co-orientador desta pesquisa, muito obrigada pela presença amiga, constante em todas as horas deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Selmo Chapira Kupermman da THEMAG Engenharia Ltda., pelo incentivo inicial e pelas valorosas contribuições em importantes fases deste trabalho.

Ao Departamento de Engenharia Elétrica pelo empréstimo dos equipamentos eletrônicos, e ao Sr. Jesus pelo apoio durante a fase inicial de operação.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo apoio financeiro.

À HOLDERCIM Brasil S.A. pelo empréstimo do Aparelho de Vicat.

Aos professores do Departamento de Geotecnia, que muito contribuíram para minha formação profissional, em especial ao Prof. Nélio Gaioto pelo empréstimo do Penetrômetro de Solos.

Aos técnicos do Departamento de Geotecnia: Sr. Antônio, Décio, José Luís e Oscar; em especial ao Sr. Benedito Osvaldo de Souza (Dito) pela paciência na realização de um grande número de ensaios de Compressão Simples, e também pelo companheirismo durante a longa fase experimental deste trabalho.

Ao monitor Celso Hiroki Sakuma, pelo apoio durante a execução do programa experimental.

Aos colegas do Departamento de Geotecnia, que compartilharam comigo todas as horas desta longa jornada.

À minha família, a quem dedico este trabalho.

Sumário

Lista de Figuras	i
Lista de Tabelas	v
Lista de Símbolos	vi
Resumo	viii
Abstract	ix
1 - Introdução	
1.1 - Considerações iniciais	1
1.2 - Objetivo	2
1.3 - Motivação ao tema	3
1.4 - Enfoque da pesquisa	4
2 - Concreto projetado para escavações subterrâneas	
2.1 - Considerações iniciais	5
2.2 - Concreto projetado para suporte primário de escavações subterrâneas	8
2.3 - Concreto projetado para revestimento de escavações subterrâneas	11
2.4 - Processo de endurecimento do concreto projetado	13
2.5 - Uso de aceleradores de pega no concreto projetado	19
a - Perdas de resistência a idades posteriores	20
b - Danos a equipe envolvida na obra	22
c - Outros efeitos negativos	23
3 - Propriedades mecânicas do concreto projetado	
3.1 - Considerações iniciais	25
3.2 - Relação tensão-deformação na compressão	26
3.3 - Resistência à Compressão Simples	27
3.3.1 - Resistência à compressão a pequenas idades	28
3.3.2 - Métodos indiretos para medidas de resistência do concreto projetado jovem	29
3.3.3 - Resistência à compressão a idades posteriores	35
3.4 - Módulo de Elasticidade	39
4 - Gradiente Elétrico aplicado ao concreto para aumento de resistência	
4.1 - Considerações iniciais	42
4.2 - Definição de Eletro-osmose	43
4.3 - Definição do fluxo eletro-osmótico	43

4.4 - Diferenças entre o fluxo eletro-osmótico e o fluxo hidráulico	44
4.5 - Principais teorias para quantificar o fenômeno eletro-osmótico	47
4.6 - Eletro-osmose em solos: alguns resultados importantes encontrados na literatura	52
4.7 - Eletro-osmose em concretos	56
5 - Efeito da temperatura sobre o ganho de resistência do concreto	
5.1 - Considerações iniciais	60
5.2 - Aspectos físicos da pega e endurecimento	61
5.3 - Pega	62
5.4 - Cura	64
5.5 - Endurecimento ou ganho de resistência	65
5.6 - Maturidade do concreto	65
5.7 - Efeito da temperatura sobre a pega	66
6 - Metodologia e descrição dos ensaios	
6.1 - Considerações iniciais	72
6.2 - Ensaio com aplicação de Gradiente Elétrico	73
6.2.1 - Preparação das amostras de concreto	73
6.2.2 - Descrição do arranjo utilizada no ensaio	75
6.2.3 - Procedimento do ensaio com aplicação de Gradiente Elétrico	77
6.3 - Ensaio de Compressão Simples	79
6.4 - Ensaio com Penetrômetro Adaptado	82
6.5 - Ensaio para medidas tempo de pega	84
6.6 - Ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura	85
7 - Resultados dos ensaios de avaliação das características mecânicas	
7.1 - Considerações iniciais	86
7.2 - Comportamento das amostras durante a aplicação do Gradiente Elétrico	87
7.2.1 - Comportamento do gradiente elétrico	88
7.2.2 - Comportamento da corrente elétrica	90
7.2.3 - Comportamento da temperatura	93
7.3 - Comportamento tensão-deformação	97
7.4 - Comportamento da Resistência à Compressão Simples	100
7.4.1 - Comportamentos dos concretos com idades até 12 h	101
7.4.1.1- Resultados dos ensaios com Penetrômetro Adaptado.....	102
7.4.1.2- Resultados dos ensaios de Compressão Simples	108
7.4.2 - Comportamentos dos concretos em idades até 4 dias	118
7.4.3 - Comportamentos dos concretos a idades posteriores - Curvas de crescimento até 28 dias	121
7.5- Comportamento do Módulo de Elasticidade	123
7.6- Estimativa do consumo de energia	126

8 - Efeito do comportamento elétrico sobre as propriedades mecânicas	
8.1 - Considerações iniciais	128
8.2 - Efeito da corrente elétrica sobre o comportamento mecânico	129
8.3 - Efeito da temperatura sobre o comportamento mecânico	130
8.4 - Efeito da temperatura atuando sem corrente elétrica.....	133
9 - Efeito do gradiente elétrico sobre o processo de hidratação do cimento	
9.1 - Considerações iniciais	140
9.2 - Efeito do gradiente elétrico sobre o tempo de pega	141
9.3 - Efeito da temperatura sobre o tempo de pega	146
10 - Conclusões e Sugestões para trabalhos futuros	150
Anexos	
Anexo A - Característica dos materiais de moldagem	154
Anexo B - Comportamento das amostras sob atuação do Gradiente Elétrico	156
Anexo C - Resultados individuais dos ensaios para medida de resistência à cravação I_p	168
Referências Bibliográficas	173

Apêndice

Lista de Figuras

FIGURA 2.1 - Segurança do suporte em concreto projetado ao longo do tempo (STILLE & FRANZÉN, 1992)	11
FIGURA 2.2 - Mecanismo de carregamento do suporte junto à frente de escavação, por avanço da frente. (CELESTINO, 1992)	14
FIGURA 2.3 - Comportamento do concreto projetado para diferentes velocidades de escavação. (CELESTINO, 1992 e CELESTINO & GUIMARÃES, 1994)	15
FIGURA 2.4 - Efeito das diferentes taxas de endurecimento do concreto projetado, para uma mesma velocidade de avanço (CHANG, 1994)	17
FIGURA 2.5 - Curva de reação do solo e do suporte	18
FIGURA 2.6 - Efeito dos aceleradores sobre a resistência do concreto projetado (KUSTERLE & LUKAS, 1990)	21
FIGURA 2.7 - Efeito do teor de acelerador à base de carbonato sobre a perda de resistência à compressão do concreto projetado aos 28 dias	22
FIGURA 2.8 - Influência do teor de acelerador à base de aluminatos no volume de vazios permeáveis do concreto projetado (FIGUEIREDO, 1997)	23
FIGURA 3.9 - Curvas tensão-deformação para diferentes idades (SEZAKI 1989 apud CHANG 1994)	26
FIGURA 3.10	
a) Definição da deformação de ruptura	
b) Relação entre a deformação de ruptura e a resistência a compressão simples (SEZAKI et al apud CHANG 1994)	27
FIGURA 3.11 - Curvas de integridade do suporte adotadas pela Sociedade Austríaca do Concreto (ÖBV apud CELESTINO, 1992)	28
FIGURA 3.12 - Classificação dos métodos de ensaio para concreto projetado. (ÖBV apud CHANG 1994)	30
FIGURA 3.13- Penetrômetro de Profundidade Constante empregado por PRUDÊNCIO (1993)	33
FIGURA 3.14 - Correlação entre resistência à compressão e força de cravação (PRUDÊNCIO, 1993)	34
FIGURA 3.15 - Crescimento da resistência a compressão obtida por CHANG (1994), para dados da literatura	37
FIGURA 3.16 - Comportamento da resistência à compressão obtida com as equações citadas por MESCHKE (1996)	38
FIGURA 3.17 - Resultados de ensaios de resistência à compressão reunidos por ONUMA et al (1985)	38

FIGURA 3.18 - Crescimento do módulo de elasticidade do concreto projetado obtida por CHANG (1994) com base nos ensaios de HUBER (1991) e FISCHNALLER (1992) obtida por CHANG (1994) com base nos ensaios de HUBER (1991) e FISCHNALLER (1992)	41
FIGURA 3.19 - Faixa de valores de módulo de elasticidade reunidos por ONUMA et al (1985), comparados com valores usuais	41
FIGURA 4.20 - Comparação entre o fluxo eletro-osmótico e o fluxo hidráulico em um capilar	46
FIGURA 4.21 - Modelo de HELMHOLTZ-SMOLUCHOWSKI para o fenômeno eletrocinético	48
FIGURA 4.22 - Modelo de SCHMID para a eletro-osmose	50
FIGURA 4.23 - Esquema do equipamento utilizado por CASAGRANDE (1948, 1949) para estudo do fluxo paralelo	53
FIGURA 4.24 - Descarga d'água obtida nos solos ensaiados por CASAGRANDE (1948,1949)	53
FIGURA 4.25 - Perfil do solo após a eletro-osmose (WANG & VEY, 1953)	54
FIGURA 5.26 - Influência dos produtos de hidratação sobre os processos físicos da pasta de cimento (MEHTA & MONTEIRO, 1993)	62
FIGURA 5.27 - Influência da temperatura sobre o tempo de pega do cimento e do concreto: a - NEVILLE (1981) b - MEHTA & MONTEIRO (1993)	64
FIGURA 5.28 - Influência da temperatura durante a cura sobre a resistência, em relação à concretos com relação a/c = 0,50 curados a 21 °C	66
FIGURA 5.29 - Efeito de temperaturas elevadas durante as duas primeiras horas iniciais sobre a evolução da resistência	67
FIGURA 5.30 - Comparação entre taxas de evolução de resistência até a sexta hora de idade para concretos submetidos a temperaturas elevadas em água ou ao ar (MAMILLAN et al 1967)	68
FIGURA 5.31 - Efeito de diferentes temperaturas sobre o endurecimento do concreto. Elevação de temperatura em estufas, concreto com idades até 24 horas	69
FIGURA 6.32 - Detalhe da tela galvanizada utilizada como eletrodo	76
FIGURA 6.33 - Arranjo dos eletrodos dentro das formas utilizadas na moldagem das amostras submetidas ao gradiente elétrico	76
FIGURA 6.34 - Esquema das ligações elétricas empregadas para aplicação do gradiente elétrico as amostras de concreto	78
FIGURA 6.35 - Penetrômetro de solos com adaptações para o ensaio de resistência à cravação	84
FIGURA 7.36 - Comportamento do Gradiente Elétrico Efetivo durante o ensaio. Mistura 1 e Mistura 2	89

FIGURA 7.37 - Comportamento da Corrente Elétrica durante o ensaio. Mistura 1 e Mistura 2	91
FIGURA 7.38 - Comportamento da corrente elétrica com os diferentes gradientes elétricos aplicados. Mistura 1 e 2	93
FIGURA 7.39 - Comportamento da Temperatura durante o ensaio. Mistura 1 e Mistura 2	95
FIGURA 7.40 - Comportamento da temperatura característica com os diferentes gradientes elétricos aplicados. Mistura 1 e 2	96
FIGURA 7.41 - Variação da Temperatura ao longo da amostra. Mistura 1, Gradiente Elétrico 1,7 V/cm	97
FIGURA 7.42 - Curvas tensão-deformação das amostras de concreto moldadas com a mistura 1. Amostras submetidas ao gradiente elétrico e amostra de referência	98
FIGURA 7.43 - Curvas tensão-deformação das amostras de concreto moldadas com a mistura 2. Amostras submetidas ao gradiente elétrico e amostra de referência	98
FIGURA 7.44 - Diferenças entre curvas tensão-deformação de concreto com 12 h submetidos a diferentes gradientes elétricos	99
FIGURA 7.45 - Medidas de resistência a cravação realizados com Penetrômetro Adaptado: profundidade de penetração de 9 mm e diâmetro de 2mm. Mistura 1	105
FIGURA 7.46 - Medidas de resistência a cravação realizados com Penetrômetro Adaptado: profundidade de penetração de 9 mm e diâmetro de 2mm. Mistura 2.	106
FIGURA 7.47 - Resistências à Compressão em amostras com 12 horas de idade. Mistura 1	109
FIGURA 7.48 - Resistências à Compressão em amostras com 12 horas de idade. Mistura 2	110
FIGURA 7.50 - Comportamento do Índice de Penetração em função do tempo para amostras moldadas com a Mistura 1, submetidas a diferentes gradientes elétricos	113
FIGURA 7.51 - Comportamento do Índice de Penetração em função do tempo para amostras moldadas com a Mistura 2, submetidas a diferentes gradientes elétricos. Profundidade de penetração de 9 mm e $D = 3$ mm	114
FIGURA 7.52 - Correlação entre os resultados de Índice de Penetração e Resistência à Compressão Simples em amostras com 12 h de idade. Profundidade de penetração de 9 mm e $D = 3$ mm, Misturas 1 e 2	116
FIGURA 7.53 - Curvas de crescimento da Resistência à Compressão Simples para idades menores que 12 h, obtidas a partir de medidas de resistência à cravação (I_p)	117

FIGURA 7.54 - Curvas de crescimento da Resistência à Compressão Simples para concretos até 4 dias. Mistura 1	119
FIGURA 7.55 - Curva de crescimento da Resistência à Compressão Simples para concretos até 4 dias. Mistura 2	120
FIGURA 7.56 - Curvas de crescimento da Resistência à Compressão Simples para concretos até 28 dias. Mistura 1	122
FIGURA 7.57 - Curvas de crescimento da Resistência à Compressão Simples para concretos até 28 dias. Mistura 2	123
FIGURA 7.58 - Esquema de fixação dos extensômetros para controle de deformação	125
FIGURA 8.59 - Comportamento do índice de penetração em relação à quantidade de carga acumulada pela amostra de concreto durante a aplicação de gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm. Mistura 1 e 2, área de cravação $D = 2$ mm	129
FIGURA 8.60 - Comportamento da Resistência à Compressão Simples em relação às temperaturas características geradas com aplicação do gradiente elétrico. Misturas 1 e 2, idades 12 h, 1, 7 2 e 28 dias	131
FIGURA 8.61 - Comportamento do índice de penetração em relação à temperatura característica. Gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm. Área de cravação com $D = 2$ mm	133
FIGURA 8.62 - Comportamento do índice de penetração em relação à maturidade. Gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm. Área de cravação com $D = 2$ mm	133
FIGURA 8.63 - Comportamento do Índice de Penetração em relação à maturidade. Temperaturas geradas pela aplicação do gradiente elétrico e sem o efeito da corrente (banho maria)	136
FIGURA 8.64 - Porcentagens de diferenças entre curvas de I_p em amostras de concreto moldadas simultaneamente	139
FIGURA 9.65 - Esquema de colocação dos eletrodos no molde do aparelho de Vicat	142
FIGURA 9.66 - Comportamento da corrente elétrica e da temperatura durante a aplicação do gradiente elétrico na pasta de cimento	143
FIGURA 9.67 - Altura da agulha de Vicat ao fundo do molde com o decorrer do tempo (enrijecimento). Pastas de referência e submetidas ao gradiente elétrico 1,7 V/cm	145
FIGURA 9.68 - Temperatura da pasta de cimento: reprodução da elevação de temperatura pela aplicação do gradiente elétrico	147
FIGURA 9.69 - Enrijecimento da pasta de cimento em função da maturidade atingida pela elevação de temperatura com e sem gradiente elétrico	148

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 - Valores de resistência a compressão especificados em projetos	29
Tabela 3.2 - Proporções de materiais usados por PRUDÊNCIO (1993) nos ensaios de Penetrômetro de Profundidade Constante	34
Tabela 3.3 - Valores de resistência a compressão a médias e altas idades ÖBV apud FIGUEIREDO (1993) e PRUDÊNCIO (1993)	35
Tabela 5.4 - Efeito da temperatura de cura sobre a Resistência à Compressão (MPa) (temperaturas mantidas constante desde a moldagem) (DETWILER et al 1991)	71
Tabela 6.5 - Mistura utilizadas nos ensaios (proporções em massa)	74
Tabela 7.6 - Valores médios de corrente máxima e mínima e quantidade de carga obtidos nos ensaios	92
Tabela 7.7 - Valores médios da taxa de elevação e temperatura característica nos ensaios	94
Tabela 7.8- Diferenças entre Índices de Penetração registrados nos ensaios	107
Tabela 7.9- Porcentagens de acréscimo de Resistência à Compressão Simples obtidas com aplicação do gradiente elétrico, para amostras com 12 h de idade.	111
Tabela 7.10 - Valores de Resistência à Compressão Simples obtidas a partir de medidas de resistência à cravação (I_p) em fases importantes do processo de endurecimento	117
Tabela 7.11 - Porcentagens de perda de resistência para amostras submetidas a $i_{B(aplic)} = 1,7$ V/cm a idades posteriores	121
Tabela 7.12 - Módulos de elasticidade das amostras de concreto submetidas a gradientes elétricos (Mistura 2)	125
Tabela 8.10 - Diferença entre Índices de Penetração obtidos nas amostras submetidas a elevação de temperatura com e sem gradiente elétrico (banho maria)	135
Tabela 9.11 - Tempos de pega registrados em pasta de cimento sob hidratação normal e submetidas ao gradiente elétrico 1,7 V/cm	144

Lista de Símbolos

- A : área da seção transversal normal a direção do fluxo
- a : área de um único capilar
- a_1 : parâmetro da equação de ajuste da resistência do concreto projetado obtida por CHANG (1994) para dados da literatura
- a_2 : parâmetro da equação de ajuste do módulo de elasticidade do concreto projetado obtida por CHANG (1994) para dados da literatura
- a_c : parâmetro da equação citada por MESCHKE (1996)
- A_o : concentração de cargas nas paredes expressas em equivalentes de ions por unidade de volume do fluido intersticial (número de cargas por volume)
- b_c : parâmetro da equação citada por MESCHKE (1996)
- c_1 : parâmetro da equação de ajuste da resistência do concreto projetado obtida por CHANG (1994) para dados da literatura
- c_2 : parâmetro da equação de ajuste do módulo de elasticidade do concreto projetado obtida por CHANG (1994) para dados da literatura
- D: constante dielétrica
- E_c : módulo de elasticidade do concreto projetado aos j dias, medido em GPa
- E_{c28} : módulo de elasticidade do concreto projetado aos 28 dias, medido em GPa
- F: força necessária à cravação do Penetrômetro de Profundidade Constante, definida por PRUDÊNCIO (1993), medida em N
- f_c : Resistência à Compressão do concreto ao j dias de idade, medida em kPa ou MPa
- f_{c1} : Resistência à Compressão do concreto a 1 dia de idade
- f_{c28} : Resistência à Compressão do concreto ao 28 dias de idade, medida MPa
- F_H : força hidráulica por unidade de comprimento, a qual pode ocasionar um fluxo
- F_o : constante de FARADAY
- H.R.: humidade relativa do ar
- h_V : variação da altura da agulha de Vicat ao fundo do molde
- i: corrente elétrica, medida em mA ou A
- i_e : gradiente elétrico
- i_{Eaplic} : gradiente elétrico aplicado, admitido como a razão entre a voltagem elétrica e a distância entre os eletrodos
- i_h : gradiente hidráulico

- I_p : índice de penetração lido na escala do Penetrômetro Adaptado
- IP: índice definido por PRUDÊNCIO (1993) para representar a resistência à cravação do Penetrômetro de Profundidade Constante
- k ou k_h : coeficiente de permeabilidade hidráulica
- k : parâmetro da equação citada por MESCHKE (1996) que expressa a razão entre a resistência à compressão no 1 dia em relação aos 28 dias
- k_e : coeficiente de permeabilidade eletro-osmótica da água em solos em (unidade cm^2/s . V)
- L_{ii} : coeficiente de condutividade de um fluxo
- L_{ij} : coeficiente de condutividade de um fluxo caracterizado como "coupled flow "
- m : relação entre a proporção agregado/aglomerante utilizado na concretagem
- N : representação genérica de um certo número de capilares dentro de uma seção
- n : porosidade do solo
- Q_G : fluxo genérico
- r : raio do capilar
- t : tempo, medido em horas ou dias
- v : velocidade do fluxo em um único capilar
- v_a : velocidade de avanço da frente de escavação
- X_i : gradiente potencial que gera um fluxo genérico Q_G
- X_j : gradiente potencial de um fluxo acoplado
-
- δ : espessura da porção móvel da camada dupla
- $\Delta E/\Delta L$: gradiente d potencial através da amostra, segundo MITCHELL (1976)
- ΔQ : quantidade de carga acumulada
- γ : densidade do fluido
- μ : viscosidade do fluido
- σ : densidade de cargas de superfície em contato com o fluido
- σ_c : resistência à compressão do concreto
- ζ : potencial eletrocinético ou potencial zeta, definido como o potencial existente entre as partes rígidas e móveis da camada dupla

Resumo

FERREIRA, D. A . (1997). *Estudos sobre um método físico para aumento da resistência do concreto jovem com aplicação de gradientes elétricos visando suporte de túneis*. São Carlos, 1997. 181p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Esta pesquisa apresenta os resultados preliminares obtidos com um método físico para aumento de resistência do concreto projetado a pequenas idades, sem o emprego de aceleradores de pega. O método em estudo consiste em submeter o concreto fresco a gradientes elétricos durante 5:30 h que se seguem à mistura dos componentes do concreto com a água.

O comportamento mecânico de concretos moldados submetidos a este tratamento foi analisado, tendo-se como característica principal de análise a resistência à compressão simples. O desempenho destes concretos foi avaliado comparativamente, com base em concretos moldados sob as mesmas condições e nos quais o gradiente elétrico não foi aplicado.

Constataram-se acréscimos de resistência significativos a 12 h de idade, com taxas de acréscimo em função do gradiente elétrico empregado. Em idades menores que 12 h, métodos indiretos de medida de resistência permitiram acompanhar diferenças na taxa de endurecimento. A idades posteriores não foram observadas depreciações preocupantes na resistência.

Em uma análise preliminar sobre os fatores que determinam o fenômeno, observou-se que a temperatura gerada pela aplicação do gradiente elétrico parece não ser a única responsável pelos acréscimos na resistência. Ensaios onde isolou-se o efeito da temperatura, constataram-se menores taxas de endurecimento quando comparadas às de concretos submetidos a temperaturas geradas pelo gradiente elétrico. Entretanto, ensaios para medidas de tempo de pega de pastas de cimento não apresentaram resultados conclusivos sobre o efeito do gradiente elétrico.

Palavras chaves: concreto projetado; túnel; aumento de resistência, gradiente elétrico; temperatura.

Abstract

FERREIRA, D. A . (1997). *Study of a physical method to increase concrete strength at early age with electrical gradient for tunnel support*. São Carlos, 1997. 181p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This research presents the preliminary results obtained using a physical method to increase shotcrete strength at early age. The method consists of subjecting fresh concrete to an electrical gradient during 5:30 h after mixing concrete ingredients with water.

The mechanical behavior of cast concrete subjected to this treatment had been analyzed based on the uniaxial compressive strength. The performance has been evaluated comparatively, with specimens of concrete cast under the same conditions but without the electric gradient.

Significant strength gains have been found at 12 h age, with rate of increase as a function of the electric gradient. At ages less than 12 h, indirect method for strength evaluation allowed to monitor differences in hardening rate. For later ages, important depreciation of strength was not observed.

In a preliminary analysis about factors governing the phenomenon, it was observed that the temperature increase caused by the electric gradient does not seem to be the only factor responsible for strength gain. Experiments isolating the temperature effect showed lower hardening rate as compared to concrete specimens subjected only to the same temperatures observed with electric gradient. However, experiments to measure setting time of cement pastes failed to show conclusive results about the effect of electric gradient.

Keywords: shotcrete, tunnel, strength gain, electric gradient, temperature.

Capítulo 1

Introdução

1.1 - Considerações iniciais

Nas últimas décadas, o concreto projetado vem sendo muito utilizado, no mundo todo, como suporte de escavações subterrâneas, substituindo com vantagens os tradicionais métodos de suporte. É bastante utilizado em túneis escavados por NATM (*New Austrian Tunneling Method*). Entretanto, a utilização deste para estabilização de cavidades subterrâneas não está condicionada somente às obras construídas de acordo com tais princípios.

Os custos e riscos envolvidos nas obras deste porte justificam exigências de desempenho e segurança a serem apresentadas por este tipo de suporte, questões que tem recebido atenção de um grande número de pesquisadores. Um dos pontos que vêm sendo bastante discutidos é o processo de endurecimento do concreto projetado.

A principal característica que diferencia o suporte em concreto projetados dos demais é o tipo de solicitação a que este é submetido. Pela sua capacidade de aderir ao maciço, as deformações ocorridas com o avanço da frente de escavação induzem “carregamentos” ao suporte em uma fase que o concreto projetado ainda não tem todas suas propriedades mecânicas totalmente desenvolvidas. Portanto, a segurança de uma obra subterrânea está altamente relacionada à resistência apresentada pelo concreto projetado em idades bastante jovens.

Altas resistências a pequenas idades são obtidas pelo uso de aceleradores de pega. Apesar da larga utilização, estes aceleradores são responsáveis por diversos problemas, sacrificando muitas vezes o concreto projetado a longo prazo.

Danos à resistência em idades posteriores é um fato constatado por diversos autores (MAYRHAUSER, 1976; BAUDER, 1976; BANGZHAO, 1993; FIGUEIREDO, 1993 e 1997; PRUDÊNCIO, 1993, entre outros), tanto mais importantes quanto maior a dosagem do acelerador utilizado. Outros problemas também são observados, como aumento de vazios permeáveis e danos ao módulo de elasticidade. Além dos danos ao próprio concreto projetado, os aceleradores são geralmente constituídos por substâncias químicas tóxicas, as quais podem causar problemas à saúde da equipe envolvida na obra. Aumento na taxa de produção de pó e ferimentos ao mangoteiro, exposto à reflexão, são problemas que vêm sendo discutidos atualmente.

Portanto, um método alternativo para obterem-se altas resistências do concreto projetado a pequenas idades, que seja menos danoso, desperta interesse no meio técnico há muito tempo.

1.2 - Objetivo

Esta pesquisa tem como objetivo estudar o comportamento de concretos submetidos a um processo físico para aumento de resistência. A técnica em questão consiste em aplicar gradientes elétricos ao material fresco, logo após a mistura da água com os componentes. O estudo destina-se ao emprego do método em concretos projetados utilizados em obras subterrâneas. Por conseguinte, estes concretos devem apresentar o mesmo comportamento esperado para o concreto projetado: altas resistência a pequenas idades sem comprometer o desempenho a 28 dias.

O comportamento mecânico de amostras de concreto submetidas a este tratamento será analisado, em comparação a amostras de referência (submetidas às mesmas condições, porém sem a aplicação de gradientes elétricos). Os principais fatores que interferem no processo serão também investigados.

1.3 - Motivação ao tema

Dois fatos motivaram o estudo deste tema:

1. dados experimentais onde se constataram aumento de resistência em concretos submetidos a gradientes elétricos
2. os problemas decorrentes do uso de concretos projetados com aceleradores de pega

Gradientes elétricos aplicados a *solos* foram um tema bastante explorado na literatura geotécnica nos anos que se seguiram a 2^o Guerra Mundial. LEO CASAGRANDE foi o pioneiro na aplicação de gradientes elétricos, utilizando-os como um método alternativo para drenagem de solos de granulação fina, como siltes e argilas. Nesta técnica de drenagem, aplica-se um gradiente elétrico (o qual pode atuar em conjunto com um gradiente hidráulico) para direcionar o fluxo d'água do solo. Dentro da literatura científica, a aplicação de gradientes elétricos para direcionar o fluxo dentro de materiais porosos recebe o nome de *Eletro-osmose*.

Os princípios da drenagem eletro-osmótica foram aplicados em peças de concreto moldadas, visando o estudo de um sistema de drenagem para revestimentos de túneis em concreto projetado. Para esta investigação foram moldadas amostras de concreto, submetidas a um processo de saturação e a determinadas idades o gradiente elétrico foi então aplicado. O comportamento mecânico das amostras submetidas a este tratamento seria também analisado, com medidas de Resistência à Compressão Simples.

Observou-se que as amostras submetidas aos gradientes elétricos apresentavam aumentos de resistência, quando comparadas as amostras tomadas como referência (não submetidas ao gradiente elétrico). Estes ganhos poderiam ser maiores quanto mais cedo o gradiente elétrico fosse aplicado. Ensaio foram então conduzidos em pasta de cimento, submetidas a gradientes elétricos logo após a colocação destas nos moldes. Constataram-se substanciais diferenças nas taxas de endurecimento destas amostras em relação a amostras de referência.

Pesquisa posterior à bibliografia mostrou ser o fato pouquíssimo estudado e explorado. Estudos de POGANY (1953) e POGANY (1956), talvez os primeiros a

analisarem a aplicação de gradientes elétricos ao concreto, parecem não terem prosseguido nos últimos 40 anos.

Este fato pareceu bastante interessante, aliado aos problemas que os tradicionais métodos de aumento de resistência podem causar.

No geral, são usados aceleradores de pega inorgânicos e orgânicos. Os aceleradores inorgânicos são geralmente baseados em carbonatos, silicatos e aluminatos ou combinações destes. São, portanto, compostos na grande maioria por substâncias químicas agressivas.

A possibilidade de obter-se ganhos de resistência a pequenas idades com um método que não envolva substâncias químicas, como é o caso da aplicação de gradientes elétricos, pareceu-nos ser um método alternativo viável para obras de escavações subterrâneas, pela simplicidade operacional que este apresenta.

1.4 - Enfoque da pesquisa

O enfoque desta pesquisa consiste em analisar o comportamento de amostras de concreto moldadas, submetidas a gradientes elétricos durante as 5:30 h iniciais, em diferentes idades. Basicamente, pode-se dividi-la em duas fases:

Fase 1 - Investigar a possibilidade de se obterem ganhos de resistência em concretos a pequenas idades pela aplicação de gradientes elétricos

Fase 2 - Constatados os ganhos, analisar os fatores responsáveis.

Embora a resistência à compressão seja o parâmetro principal de estudo, outros comportamentos mecânicos serão também analisados, em idades bastante jovens (12 h) e em idades posteriores (28 dias).

Dentro da análise dos fatores responsáveis pelos ganhos de resistência, o comportamento apresentado pela amostra durante a aplicação do gradiente elétrico será correlacionado ao seu comportamento mecânico. As variáveis decorrentes da aplicação de gradientes elétricos ao concreto fresco, como corrente elétrica e temperatura terão sua influência investigada.

Capítulo 2

Concreto projetado para escavações subterrâneas

2.1 - Considerações iniciais

Segundo FIGUEIREDO (1993), a literatura apresenta uma série de definições para o concreto projetado. Todas elas colocam a velocidade de projeção como um meio para se garantir a auto-compactação, o que é talvez a principal diferença em relação ao concreto convencional.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (1990) define o concreto projetado como: *“um concreto com dimensão máxima do agregado superior a 4,8 mm, transportado através de uma tubulação e projetado, sob pressão, a elevada velocidade, sobre uma superfície, sendo compactado simultaneamente.”* O processo de projeção a que o material é submetido classifica-o em concreto projetado via seca, via úmida ou ainda, semi-úmida.

SJÖNSTRON (1977) e CHANG (1994) afirmam que o concreto projetado e o concreto moldado são essencialmente o mesmo material, e a diferença entre os dois está no processo de aplicação, sendo submetidos a diferentes formas de *compactação*. Enquanto o concreto projetado é aplicado sobre a superfície de trabalho, sem nenhuma compactação adicional, o concreto moldado é compactado por vibradores. READING (1965) e SEABROOK (1976) reforçam a afirmação de similaridade entre estes materiais, baseados em resultados de laboratório: resistência à compressão e

outras propriedades mecânicas do concreto projetado são as mesmas do concreto moldado, em materiais de mesmas proporções e mesmos índices de vazios. LITTLE (1985) corrobora as idéias de SEABROOK (1976), mostrando que resultados de concreto projetado seguem a mesma tendência geral que aquelas esperadas nos concretos moldados em laboratório.

Entretanto, a inspeção e a garantia das propriedades especificadas *in situ* são mais difíceis de serem avaliadas que no concreto convencional. A dispersão dos resultados de resistência à compressão em comparação ao concreto convencional é bem maior, e diferenças também foram levantadas quanto a absorção de água e resistência ao desgaste, como discutido por SÁNCHEZ-TREJO (1982).

PUCCI (1982) também é contrário a idéia de similaridade, considerando profundas as diferenças entre o concreto projetado e o concreto moldado, sob o ponto de vista estrutural. Enquanto o concreto moldado trabalha como arco, descarregando as cargas na base, o concreto projetado trabalha por aderência e coação entre as paredes da cavidade, não sendo necessário ter a forma de arco, podendo ser aplicado somente na abóbada para efetuar sua função de suporte. Entretanto, há vários casos atuais de acidentes ligados ao atraso na construção do arco invertido.

Por ser um material bastante versátil, principalmente pelo fato de não necessitar de formas, várias são as possibilidades de aplicação. FIGUEIREDO (1993) reuniu as possibilidades de aplicação em sete grandes grupos: revestimentos, obras subterrâneas, contenção de taludes, reparos e reforços estruturais, elementos autoportantes, impermeabilizações e formas livres. Dentro destas aplicações o concreto projetado pode desempenhar funções desde arquitetônicas, para execução de esculturas, até estruturais, quando utilizado como suporte de escavação subterrânea e contenção de taludes.

Dentre estas aplicações, PRUDÊNCIO (1993) coloca a utilização em escavações subterrâneas como a de maior importância nos dias atuais no Brasil, tanto do ponto de vista de volumes produzidos como de especificação do material.

Em obras deste tipo, o concreto projetado pode exercer tanto funções de suporte primário do maciço, durante a fase de escavação, bem como revestimento

final, trabalhando estruturalmente ou de forma arquitetônica, ao longo da vida útil da obra.

Apesar das diferentes funções estruturais quando aplicado em obras de escavações subterrâneas, os termos revestimento e suporte muitas vezes são empregados na literatura como sinônimos, fato já discutido por KOCHEN (1989). Diferentes denominações são encontradas. HEWETTE & JOHANESSON¹ apud KOCHEN (1989) utilizam as denominações de *revestimento primário* e *secundário*, quando o primeiro tem a função de suporte imediato, enquanto o segundo tem funções de suporte permanente. MEGAW & BARTLETT² apud KOCHEN (1989) também utilizam os termos revestimento primário e secundário, com o revestimento primário tendo a função estrutural permanente, e o revestimento secundário encarado como acabamento ou tratamento da superfície. KOCHEN (1989) utiliza a definição de O'ROURKE (1984), empregando os termos suporte inicial e suporte final.

Ainda que a literatura utilize os termos suporte e revestimento como sinônimos, as diferentes funções do concreto projetado a curto e longo prazo dentro de uma obra de escavação subterrânea leva a considerá-los como distintos. Enquanto o suporte em concreto projetado tem a função de manter estável a cavidade subterrânea, a longo prazo ele adquire funções preponderantemente de revestimento, onde a durabilidade é tão importante quanto a função estrutural.

Considerando estas diferenças, no presente texto, serão adotados os seguintes termos:

Suporte primário: colocado logo após a abertura da cavidade, em uma região de grandes deformações do maciço. Tem como função principal manter a cavidade estável, garantindo o avanço da frente de escavação maciço adentro.

Revestimento: tem a função de aumentar a segurança e estabilidade da estrutura, desprezando ou não a resistência do suporte. Deve apresentar resistências a longo prazo compatíveis com a solicitação ao longo da vida útil da obra, além de

¹ HEWETTE, H. H.; JOHANESSON. S (1922) - *Shield and compressed air tunnelling*. Mc Graw Hill, New York

² MEGAW, T. M.; BARTLETT, J. (1981) - *Tunnels. Planning, Design, Construction*. Ellis Horwood LTDA, Chichester, V. K, v. 1 e 2.

características de durabilidade, como impermeabilidade e resistência a ataques de agentes agressivos.

2.2 - Concreto projetado para suporte primário de escavações subterrâneas

MAFFEI (1982) define a função primeira de um suporte em uma escavação subterrânea: manter estável a abertura da cavidade, pelo menos durante o tempo necessário para colocação do revestimento. Vários são os tipos de suporte utilizados em obras subterrâneas: tirantes, cambotas, enfilagens, telas metálicas e mais recentemente, o concreto projetado.

Segundo CHANG (1994), o concreto projetado tem-se tornado um meio rápido e econômico para suporte em escavações subterrâneas nas últimas décadas e, na maioria dos casos, se constitui no melhor tipo de suporte para uma determinada obra.

KOBLER (1965) credits a GEORGE RICE a primeira aplicação prática do concreto projetado em escavações subterrâneas, na mina experimental de Brucetown, em 1914. Segundo CABRERA (1970), relatos sobre a aplicação de gunita (argamassa projetada, precursora do concreto projetado) para estabilização de cavidades subterrâneas datam da década de 30, na mina de ouro canadense McIntyre Porcupine Ltda. Inicialmente utilizada para prevenir a queda de fragmentos do teto, a gunita interrompeu o fissuramento da rocha, e as seções que receberam este tratamento apresentaram nítidas diferenças, com a integridade das superfícies mantidas. Porém, para RABCEWICZ (1974) a primeira aplicação bem sucedida de concreto projetado para estabilização de túneis em terrenos instáveis foi realizada no túnel Lodano-Mosagno, do aproveitamento hidroelétrico de Maggia, na Suíça, entre 1951 e 1956.

No Brasil, a primeira obra subterrânea utilizando concreto projetado foi o túnel Santa Cecília, de acordo com os relatos de FOX* apud RUIZ (1982).

* FOX, P. P. (1953) - Geology of Santa Cecília Tunnel. Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia, São Paulo, v. 2 (1), p. 17-27, maio.

Nas últimas décadas, o concreto projetado vem substituindo os demais tipos de suporte por se adaptar melhor às diversas seções de escavações, principalmente as que apresentam irregularidades.

No passado, alvenaria de paralelepípedos e tijolos eram considerados os materiais mais apropriados para revestimentos de obras em rochas instáveis. O concreto não era utilizado pois supunha-se que as deformações ocorridas durante a fase de cura e endurecimento poderiam causar danos irreparáveis ao material acabado. Escoras de madeira eram utilizadas como suporte temporário, decompondo-se logo após a instalação, além de diminuir o espaço físico da obra, ocupando em alguns casos um terço ou mais da seção escavada. O fator tempo agravava o problema: a construção do revestimento era demorada, e os suportes temporários de madeira escoavam, resultando em grandes deformações na abóbada (RABCEWICZ, 1974).

A introdução do aço como suporte representou um importante progresso no campo dos materiais para suporte temporários, por possuir melhores características, como resistência ao intemperismo e menor deformabilidade, o que possibilitou o emprego do concreto como material de revestimento.

Entretanto, suportes em cambotas ou perfis de aço, apesar da menor deformabilidade, tinham como inconveniente grandes vãos entre o suporte e a superfície do maciço. Estes vãos geralmente eram preenchidos por cunhas de madeira, que apodreciam com o tempo, além do que permitiam ao maciço deformar-se até uma certa taxa, antes de o suporte ser ativado. Com a relaxação do maciço, os vazios provocados pelas diferentes partes da estrutura provocam deslocamentos assimétricos nas superfícies das cavidades.

Em termos econômicos, estes suportes encareciam a obra, pois na verdade utilizavam-se dois suportes (os vazios atrás da cambota eram preenchidos com grouting), além de aumentar o risco de acidentes, devido ao tempo necessário para construção (WARD & HILL, 1976). Uma outra vantagem do concreto projetado em relação às cambotas é este se constituir um tipo de suporte de fácil concretagem, não necessitando de formas (NAKAHARA, 1976).

Para que o concreto projetado possa ser utilizado como suporte em escavações subterrâneas, deve apresentar certas características. SEABROOK (1976),

TREICHL (1976), CIPRIANI (1985), PRUDÊNCIO (1993), entre outros, enumeram as principais.

- altas resistências iniciais para prevenir desabamentos do maciço recém escavado
- aderência ao maciço, formando uma unidade estrutural
- flexibilidade suficiente para acomodar deformações e proporcionar redistribuição de cargas, trabalhando como suporte semi-rígido
- pega rápida, para evitar deslocamento do maciço.
- baixa reflexão

O conceito de funcionamento do suporte em concreto projetado é substancialmente diferente dos métodos clássicos de dimensionamento. Nestes métodos, admite-se que o maciço atue sobre um suporte passivo como um carregamento atuante, função das dimensões da cavidade e qualidade do maciço (ECKSCHMIDT & CELESTINO, 1982). Sendo o concreto projetado aplicado junto à frente de escavação, antes do maciço deformar-se totalmente, implica na deformação conjunta maciço-suporte. As tensões atuantes em cada um são resultado da interação entre ambos, função das respectivas resistências e deformabilidades, além do estado inicial do maciço

A interação maciço-suporte nas proximidades da frente de escavação implica em uma sollicitação estrutural bastante diferente das ocorridas nas estruturas convencionais de concreto. Enquanto na construção civil, o concreto só é sollicitado estruturalmente, na maioria dos casos, após o 7º dia de idade, o concreto projetado é sollicitado estruturalmente poucas horas após a aplicação sobre a superfície. Desta forma, é de grande importância seu processo de endurecimento, principalmente no que diz respeito a idades até 1 dia. Esta taxa de endurecimento deve ser tal, de modo que o concreto projetado seja capaz de desenvolver suas funções estruturais em tempo hábil, apresentando altas resistências a pequenas idades, respondendo estruturalmente bem às sollicitações impostas quando ainda jovem (FIGURA 2.1)

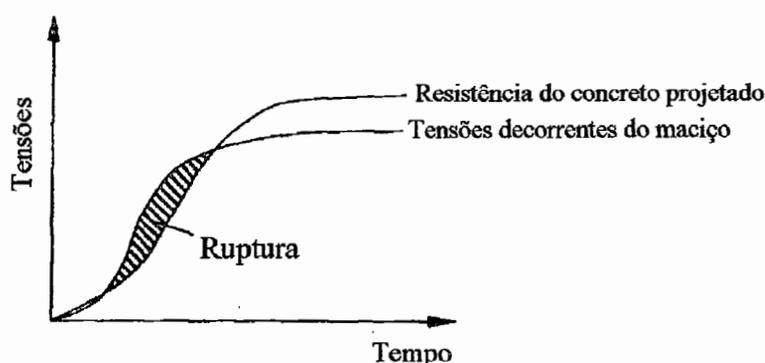


FIGURA 2.1 - Segurança do suporte em concreto projetado ao longo do tempo (STILLE & FRANZÉN, 1990)

2.3 - Concreto projetado para revestimento de escavações subterrâneas

Segundo SÁNCHEZ-TREJO (1982): *“O sucesso e uso extensivo do concreto projetado para suporte temporário de escavação de túneis tem se estendido para aplicação em revestimentos permanentes, principalmente para túneis rodoviários e ferroviário.”*

A utilização de concreto projetado como revestimento definitivo de escavações subterrâneas, apesar de relatos favoráveis de muitos autores: CECIL (1970), ANDREU (1973), KRAMERS (1978), BERGMAN & BJURSTRON (1979), entre outros, aliada ainda a redução de custos, durante algum tempo ainda foi preterida em função do concreto convencional. No Brasil, a primeira aplicação do concreto projetado como revestimento definitivo em um túnel metroviário é relatada por CELESTINO et al (1982). O principal fator que minava a confiabilidade deste material como revestimento definitivo era a garantia de qualidade do material acabado.

Embora muitos autores considerem o concreto projetado e o concreto moldado fundamentalmente o mesmo material, o primeiro pode apresentar-se como um material de qualidade bastante variável. PRUDÊNCIO (1993) enumerou os fatores que podem interferir no desempenho do material acabado, e alguns deles são apresentados aqui:

- a resistência não mantém uma forte relação com o fator água-cimento, devido ao aprisionamento de ar durante a projeção
- o traço do concreto projetado efetivamente incorporado à estrutura difere bastante do traço do material contido na máquina de projeção, devido à reflexão
- alta dependência da equipe de produção (mangoteiro)
- o uso de aceleradores de pega, que podem comprometer a resistência a idades posteriores, além de se caracterizarem na maioria das vezes por substâncias potencialmente agressivas, comprometendo a durabilidade futura do material.

Apesar das dificuldades no controle de qualidade do material acabado, o concreto projetado tem se mostrado um método eficiente de revestimento de escavações subterrâneas, com um grande número de resultados encorajadores.

As primeiras obras urbanas empregando o concreto projetado como revestimento estabilizante foram construídas a partir da década de 70 em rochas de boa qualidade. Em maciços compostos por rochas menos competentes, o revestimento nesta época era confeccionado em concreto convencional, e o suporte em concreto projetado era tomado como camada de sacrifício (PALERMO, 1997). Segundo este autor, a primeira obra a empregar o concreto projetado como revestimento definitivo em rocha de elevado fraturamento e na presença de grande quantidade d'água foi o metrô de Washington em 1970. Entretanto, este revestimento não era uma estrutura monolítica, pois uma manta de PVC foi colocada entre o concreto projetado do suporte e o concreto projetado do revestimento.

PALERMO (1997) credita ao Brasil o pioneirismo na construção de revestimentos monolíticos em solo, em uma obra da SABESP em 1979. Trata-se de um túnel de adutora, denominado Eliana*. Em 1982 foi constatada a potencialidade deste material como revestimento definitivo: inspeções verificaram resistências superiores a 19,5 MPa e coeficiente de permeabilidade de $7,4 \times 10^{-9}$ cm/s.

Problemas de durabilidade do material, mesmo em obras bastante antigas, não são mesmo comuns. FRANZÉN (1982) relata uma inspeção a um túnel da Usina

* NEGRO Jr., A.; EISENTEIN, Z. (1981) - Ground control techniques compared in three Brazilian water tunnels. *Tunnels and Tunneling*, part 1, 2 and 3. October, November, December

Hidrelétrica Holjebo na Suécia, 50 anos após a construção, onde o concreto projetado não apresentou sinais de deterioração.

Caso marcante nacional foi a aplicação de concreto projetado como revestimento na Usina de Paulo Afonso IV. Inicialmente projetada para um revestimento em concreto convencional de 1 a 2 m de espessura, a largura da escavação para a caverna deveria ser de 30 m. A utilização de concreto projetado com espessura de apenas 10 cm, junto com tirantes, possibilitou a diminuição da largura para 26 m, com substancial redução de custos (CELESTINO & ECKSCHMIDT, 1982).

As principais características que o concreto projetado deve apresentar para ser empregado como revestimento podem ser resumidos em:

- ter baixa permeabilidade
- apresentar resistência a ataques químicos
- resistências a maiores idades compatíveis com os carregamentos ao longo da vida útil da obra.

2.4 - Processo de endurecimento do concreto projetado

Trabalhando como suporte primário, o concreto projetado é aplicado logo após a abertura da cavidade, próximo à frente de escavação, que continua avançando maciço adentro. A frente de escavação tem um efeito de *suporte temporário*, que decresce com o avanço da frente. O maciço então se deforma e interage com o suporte em concreto projetado, solicitando-o estruturalmente. O mecanismo de carregamento no suporte em concreto projetado pelo avanço pode ser entendido observando-se a FIGURA 2.2, apresentada por CELESTINO (1992):

Na FIGURA 2.2, o termo *i* refere-se ao último segmento de concreto projetado instalado. O efeito tridimensional da escavação do $(i + 1)$ ésimo avanço solicitará pela primeira vez o segmento *i*, bem como os demais, já carregados anteriormente. Observa-se que o nível de variações dos deslocamentos próximo à frente de escavação são bastante variáveis, ao contrário dos deslocamentos ocorridos

nos segmentos anteriores, que apesar de acumularem maiores deformações, estas já se encontram em níveis estabilizados.

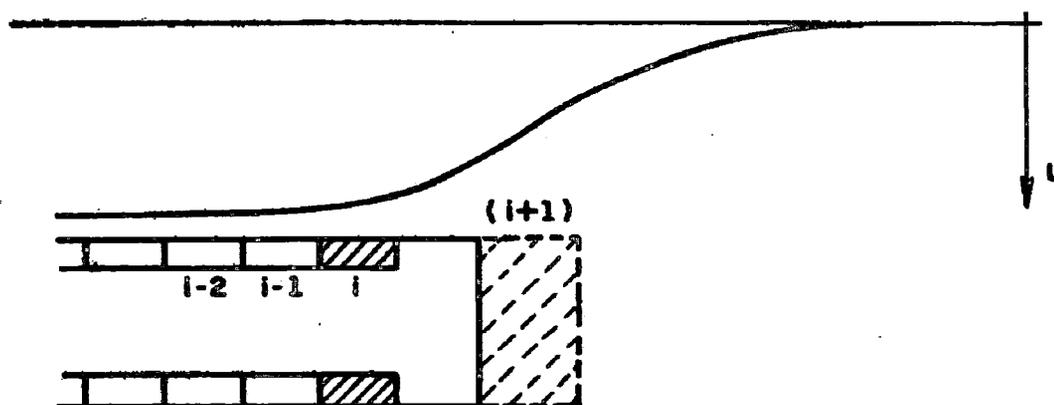


FIGURA 2.2 - Mecanismo de carregamento do suporte junto à frente de escavação, por avanço da frente. (CELESTINO, 1992)

Acrescente ainda o fato que o segmento $(i - 2)$ do concreto projetado (e os demais $i - 3, i - 4, \dots$) são mais “antigos”, e se encontram em uma fase de cura avançada, enquanto o segmento i é constituído por um concreto ainda jovem. GOLSER¹ et al. apud CELESTINO (1991) observaram a relação mais crítica entre tensão atuante e resistência do concreto projetado no intervalo de 3 a 5 dias, onde se tem um material trabalhando como suporte ainda muito jovem. Acidentes próximos à frente de escavação, em túneis suportados por concreto projetado são reportados por CHANG (1994) e ROCHA & CELESTINO (1992), onde rupturas ocorreram em concretos com menos de 1 dia de idade.

Este problema tem despertado interesse em muitos pesquisadores, em termos da segurança do suporte em concreto projetado próximo a frente de escavação. Os pontos que vêm sendo discutidos são a taxa de avanço da frente e o processo de endurecimento do concreto projetado.

Sobre a influência do avanço da frente de escavação, LOMBARDI² e HANAFY³ apud CHANG (1994) observaram a influência da seqüência de escavação

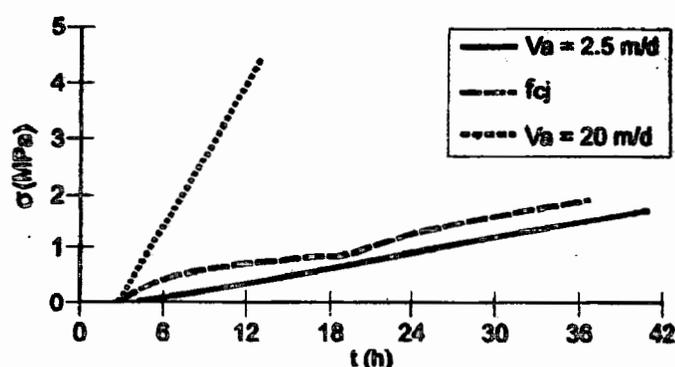
¹ GOLSER, T.; SCHUBERT, P.; RABENSTEINER, K. (1989) - A new concept for evaluation of loading in shotcrete lining. Inst. Congr. on Progress and Innovation in Tunneling. Toronto.

² LOMBARDI G. (1979) - L'influence de la méthode de construction sur l'équilibre final d'un tunnel. In: CONGRESS OF INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS, 4. Montreaux, Suécia. V.1.

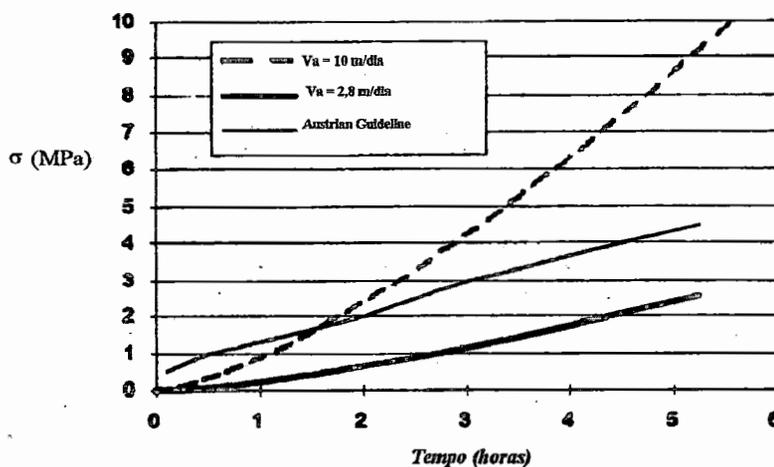
³ HANAFY, E. A. (1980) - Advancing face simulation of tunnel excavation and lining placement. In: CANADIAN ROCK MECHANICS SYMPOSIUM 13, UNDERGROUND ROCK ENGINEERING, 13. Pg. 119-125

sobre as solicitações em um suporte de rigidez infinita, para maciços viscosos. Estes estudos constataram que quanto menor a distância entre a colocação do suporte e a frente de escavação, maior a carga sobre o suporte e menor o deslocamento.

CELESTINO (1992) e CELESTINO & GUIMARÃES (1994) confrontam a tensão atuante no concreto projetado para diferentes velocidades de avanço com curvas de resistência do concreto projetado padronizadas na Áustria. Os resultados apresentados correspondem às respostas obtidas com um modelo de cálculo desenvolvido pelo autor, que leva em conta o comportamento em função do tempo, tanto do maciço visco-elástico quanto do concreto projetado. Os dados empregados na simulação são relativos a um túnel do Metrô da cidade de S. Paulo (CELESTINO, 1992), e sobre o túnel Four Fathon, no Canadá (CELESTINO & GUIMARÃES, 1994). (FIGURA 2.3).



2.3.a - Túnel do Metrô de São Paulo



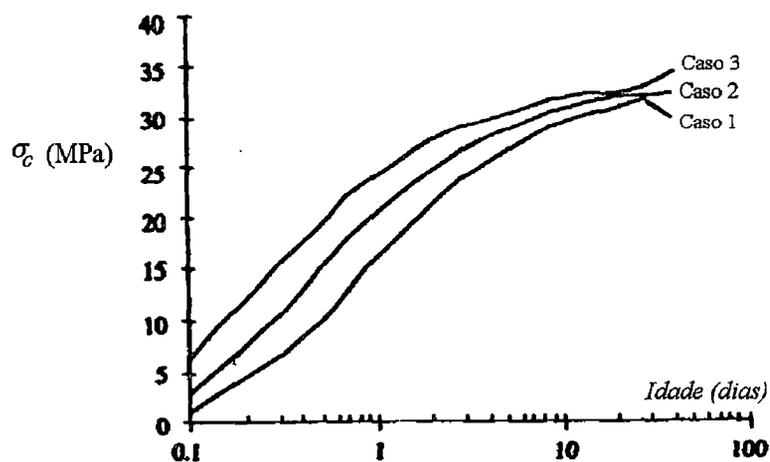
2.3.b - Túnel Four Fathon

FIGURA 2.3 - Comportamento do concreto projetado para diferentes velocidades de escavação. (CELESTINO, 1992 e CELESTINO & GUIMARÃES, 1994)

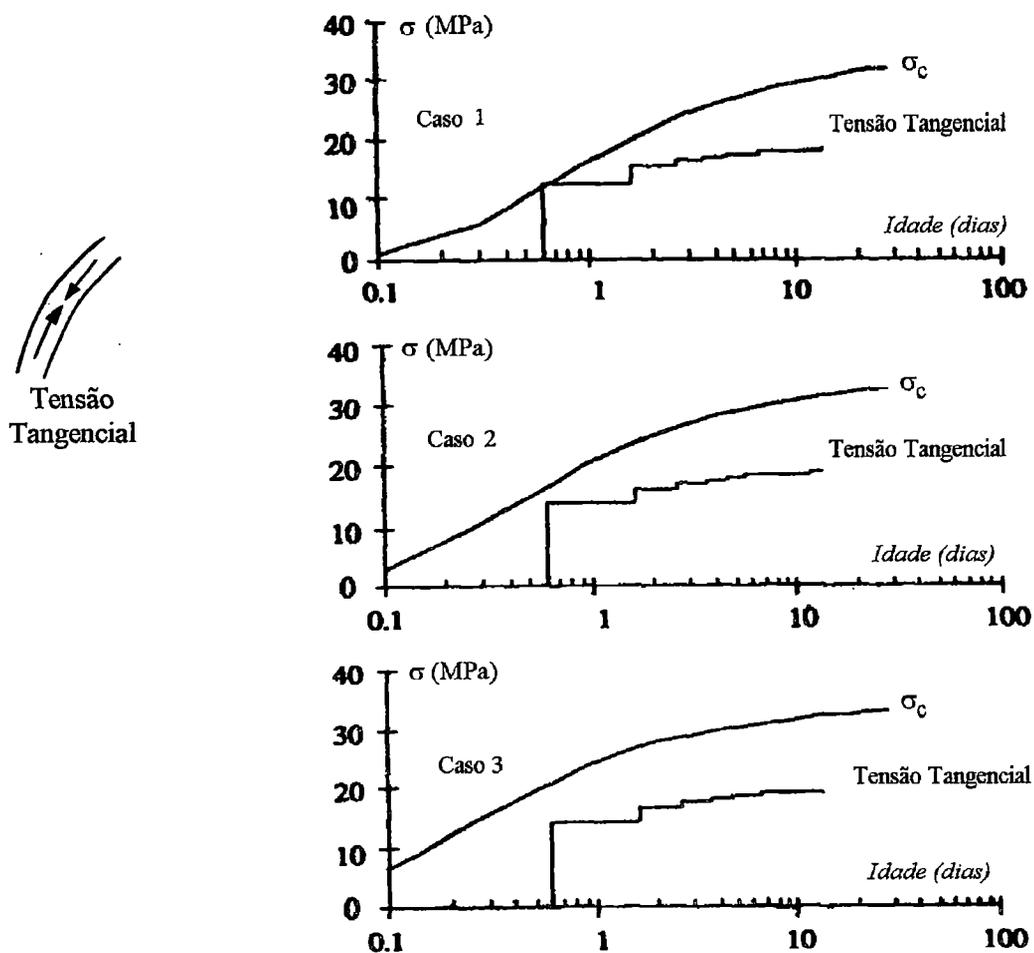
Observa-se nos resultados obtidos no túnel do Metrô de São Paulo que a resistência do concreto projetado é sempre superior as tensões decorrentes de uma velocidade de avanço de 2,5 m/dia, adotada no projeto. A condição mais crítica, com menor margem de segurança, é observada a 15 h. Já a velocidade de avanço de 20 m/dia é inviável para esta escavação, pois a resistência do concreto projetado é substancialmente menor. Conclusões similares podem ser retiradas da análise do Túnel Four Fathon. Para velocidade de avanço de 2,8 m/dia, tem se uma situação, em termos de segurança, bastante favorável, enquanto para velocidade de avanço de 10 m/dia, a solicitação do maciço supera a resistência à compressão do concreto projetado antes da segunda hora de idade.

CHANG (1994) apresenta a interação entre um suporte em concreto projetado elástico, com rigidez aumentando ao longo do tempo, e um maciço elasto-plástico, com taxas de avanço de 4 m/dia e 2 m/dia. O autor constatou que para velocidade de avanço de 4 m/dia a tensão tangencial pode superar a resistência do concreto projetado em idades menores que 1 dia, enquanto a idades maiores a estrutura poderá trabalhar com razoável margem de segurança. Estes resultados confirmam as observações de GOLSER et al. (1989). Para taxa de avanço de 2 m/dia, as tensões tangenciais se apresentaram sempre inferiores à resistência do concreto projetado.

Este autor também analisou o comportamento de três diferentes taxas de endurecimento, para uma mesma velocidade de avanço. O autor constatou que quanto maior a taxa de endurecimento, maior é a margem de segurança entre tensões solicitantes e a resistência do concreto projetado, principalmente em idades bastante jovens, onde a diferença entre os três concretos em questão é mais pronunciada (FIGURA 2.4).



2.4.a - Concretos projetados com diferentes taxas de endurecimento



2.4.b - Comportamento do concreto projetado com diferentes taxas de endurecimento para uma mesma velocidade de escavação

FIGURA 2.4 - Efeito das diferentes taxas de endurecimento do concreto projetado, para uma mesma velocidade de avanço (CHANG, 1994)

Estes estudos deixam claro a importância em se conhecer a taxa de endurecimento do concreto projetado quando este é utilizado como suporte em escavações subterrâneas. O desenvolvimento de novos equipamentos vem progressivamente aumentando a velocidade de avanço da frente de escavação: na última década, a construção do Metrô de São Paulo apresentou aumentos da velocidade de avanço de túneis duplos de 2 m/dia para 10 m/dia (CELESTINO, 1992), ao passo que pouco se conhece sobre a resistência do concreto projetado a pequenas idades. No geral, a segurança do suporte em concreto projetado é baseada no emprego de curvas de crescimento da resistência em função do tempo obtidas com base na experiência e prática corrente, como aquelas adotadas na Áustria. Além disso, fica evidente a necessidade do concreto projetado apresentar maiores resistências a pequenas idades.

A interação do processo de endurecimento do concreto projetado com o maciço é facilmente entendida utilizando o conceito de curva de reação do solo e do suporte (FIGURA 2.5):

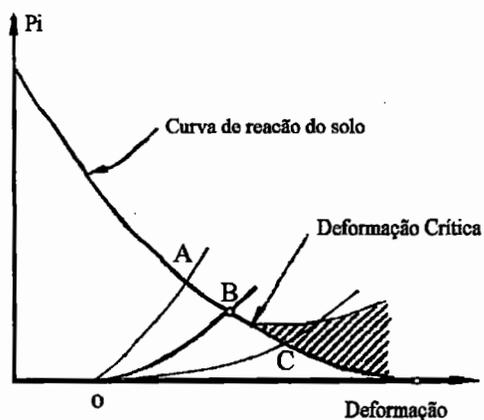


FIGURA 2.5 - Curvas de reação do solo e do suporte

Na FIGURA 2.5, a curva OA representa um suporte bastante rígido, que admite pouca deformação. Esta curva intercepta a Curva de Reação do Solo em um ponto onde as deformações são pequenas, mas a carga sobre o suporte é bastante alta. Atinge-se uma situação de equilíbrio, entretanto a “carga” no suporte pode ser tão alta que dificilmente a estrutura poderá trabalhar com uma razoável margem de

segurança. Esta curva caracteriza um suporte antieconômico, pois explorou pouco a capacidade portante do maciço, com a carga alta exigindo um suporte mais robusto. A curva OC representa um concreto projetado de grande flexibilidade, que permite maiores deformações ao maciço. A taxa de endurecimento é bastante baixa, e o intervalo de tempo para que o concreto projetado adquira uma certa resistência é razoavelmente grande. O equilíbrio, neste caso, pode ocorrer no ponto C, quando o maciço já entrou em fase de desagregação, e o concreto projetado não é mais capaz de prevenir a deformação do maciço, ocorrendo o colapso da estrutura.

A curva OB é uma situação ótima entre as duas situações extremas. Representa a curva de um suporte flexível, caracterizado como um concreto projetado com uma razoável taxa de endurecimento, e capaz de absorver deformações. O equilíbrio é atingido no ponto B, onde a estrutura poder trabalhar com uma razoável margem de segurança. A capacidade portante do maciço foi bem explorada, e o suporte trabalha com uma solicitação menor, podendo ser mais leve e, portanto, mais econômico.

2.5- Uso de aceleradores de pega no concreto projetado

O uso de aceleradores de pega em concreto projetado está condicionada a necessidade do material apresentar altas resistências iniciais, além de tornar possível a projeção em substratos úmidos.

Apesar de largamente utilizados, tanto a nível nacional como internacional, o uso não dever ser indiscriminado. Os aceleradores devem se compatíveis ao cimento empregado, e utilizados em proporções moderadas.

Não se vai aqui discutir os processos químicos envolvidos nas reações dos componentes do cimento com o acelerador, nem a potencialidade deste sobre a resistência a primeiras idades. O interesse será centralizado nos efeitos nocivos que podem ocorrer com a incorporação destes a mistura do concreto projetado, com base em relatos encontrados na literatura.

Os principais problemas decorrentes da utilização de aceleradores no concreto projetado encontrados na literatura, são:

a - Perdas de resistência a idades posteriores:

Embora haja uma discussão quanto ao tipo de acelerador e proporções a serem utilizadas que causem maiores ou menores danos, parece que há um consenso que a maioria dos aceleradores comprometem a resistência a longo prazo.

SCHUTZ (1976) constatou perdas de resistência aos 28 dias com aceleradores convencionais, enquanto os aceleradores orgânicos não apresentaram perdas de resistência. MAYRHAUSER (1976) constatou perdas de resistência em torno de 40% utilizando 5% de acelerador, e CORDEL (1976) observou perdas substanciais de resistência utilizando aceleradores baseados em silicatos de sódio, que se tornavam mais pronunciadas quanto maior a dosagem utilizada.

BAUDER (1976) refere-se a perdas de resistência em torno de 10 a 40% dependendo da dosagem do aditivo que, segundo o autor, pode variar entre 2 a 12%. Analisando o efeito de diferentes dosagens de aceleradores aluminatos e silicatos líquidos nas resistências iniciais e posteriores, este autor constatou que os aceleradores líquidos são potencialmente menos danosos a idades posteriores, e os limites de dosagens devem ser adequados ao tipo de acelerador (os aluminatos devem ser utilizado em proporções menores).

BANGZHAO (1993) faz a seguinte afirmação: “... *mais e mais resultados de ensaios (na China) e no exterior têm provado a influência desfavorável do acelerador sobre a resistência a compressão final*”. Os resultados obtidos constataram que, no geral, as perdas de resistência para a maioria dos aditivos ensaiados estão na faixa de 20 a 30%.

Outros autores também reforçam a afirmativa de danos à resistência em idades posteriores, como: SCANLON (1976), AMTSBURCHEER & der WESTHUIZEN (1990), entre outros.

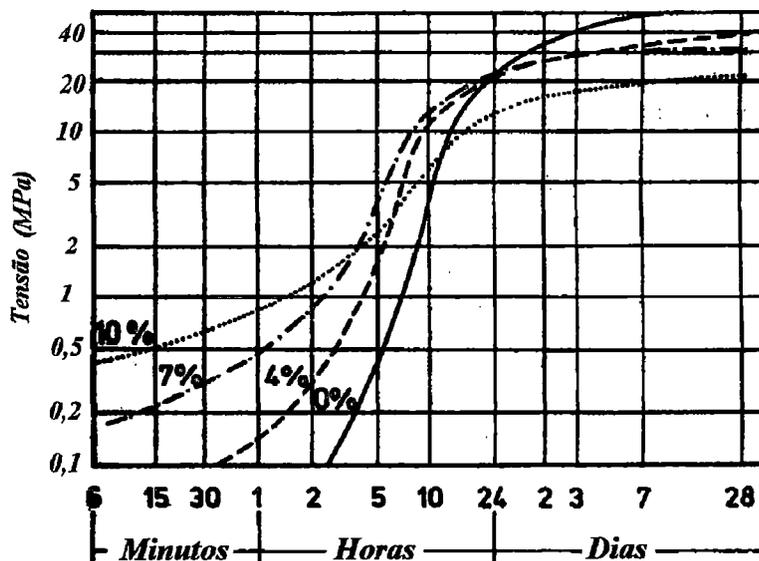


FIGURA 2.6 - Efeito dos aceleradores sobre a resistência do concreto projetado (KUSTERLE & LUKAS, 1990.a)

A nível nacional, são encontrados os estudos de PRUDÊNCIO (1993), FIGUEIREDO (1993 e 1997) sobre o efeito dos aceleradores de pega.

PRUDÊNCIO (1993) analisou o efeito de aceleradores à base de aluminatos e carbonatos sobre a resistência inicial e a idades posteriores em placas teste de concreto projetado confeccionados em campo. O autor observou que os aceleradores à base de carbonato só foram capazes de promover um enrijecimento eficiente quando utilizado em teores acima de 6 %. Este tipo de acelerador ocasionou resistência a idades posteriores maiores que os aceleradores à base de aluminatos, apesar de ambos apresentarem perdas substanciais aos 7 e 28 dias, maiores em função do aumento na dosagem do acelerador.

FIGUEIREDO (1993) analisou efeitos de aceleradores à base de carbonatos, aluminatos e silicatos (mais utilizados no Brasil). O autor constatou que teores excessivos de aceleradores são sempre indesejáveis por não garantirem bom desempenho quanto ao endurecimento inicial, e prejudicando a resistência a idades posteriores. Além de perdas aos 7 e 28 dias, obtidas com aceleradores à base de silicatos, constatou perdas a idades de 91 dias para aditivos à base de carbonatos.

Em ensaios realizados em painéis de concreto projetado via seca, FIGUEIREDO (1997) constatou mais uma vez o efeito do teor de acelerador

(carbonatos e aluminatos) sobre a resistência inicial e posterior do concreto projetado. Foram observadas depreciações da resistência aos 28 dias na faixa de 11 a 39% em função do teor de acelerador utilizado, como pode ser observado na FIGURA 2.7.

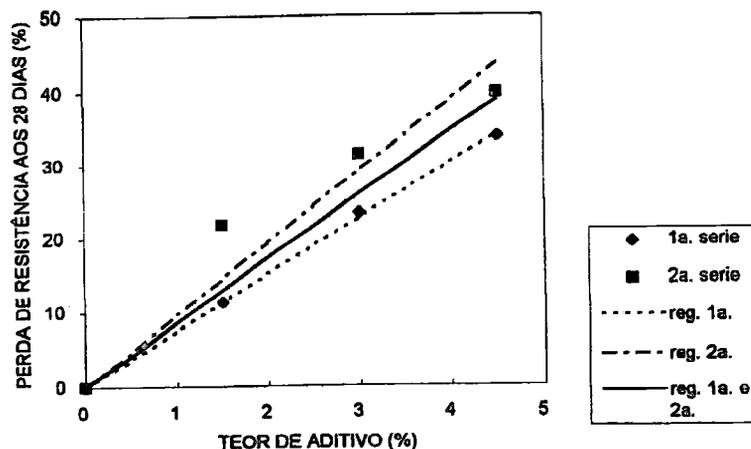


FIGURA 2.7 - Efeito do teor de acelerador à base de carbonato sobre a perda de resistência à compressão do concreto projetado aos 28 dias. (FIGUEIREDO, 1997)

b - Danos à equipe envolvida na obra

Os aceleradores convencionais são constituídos por certas substâncias químicas que podem ocasionar problemas à equipe envolvida na construção, devido ao caráter tóxico que estas apresentam.

BANGZHAO (1993) apresenta uma pesquisa sobre os danos causados aos operadores expostos a concretagem com aceleradores. O alto teor de óxidos básicos em alguns tipos de aceleradores traz graves problemas ao operador, como freqüentes ferimentos nas mãos, rostos, pescoço, irritação dos olhos, "corrosão" da pele e dos olhos, provocando até perda de visão. Este problema já havia sido discutido por SCHULTZ (1982).

GUIMARÃES & MOURA (1997) criticam a busca imediatista de altas resistências a pequenas idades, com o engenheiro expondo o homem a um spray de micropartículas de soda cáustica. Além dos problemas de corrosão de pele e dos olhos, os aceleradores podem também aumentar o nível de pó, agravando problemas pulmonares.

c - Outros efeitos negativos

Além dos danos à resistência em idades posteriores, outros pontos negativos foram encontrados na literatura.

FIGUEIREDO (1993 e 1997) observou que os aditivos aceleradores de pega, aluminatos ou carbonatos, apresentam um aumento no volume de vazios permeáveis para teores mais elevados de aditivos. A FIGURA 2.8 apresenta este comportamento, também observado por PRUDÊNCIO (1993).

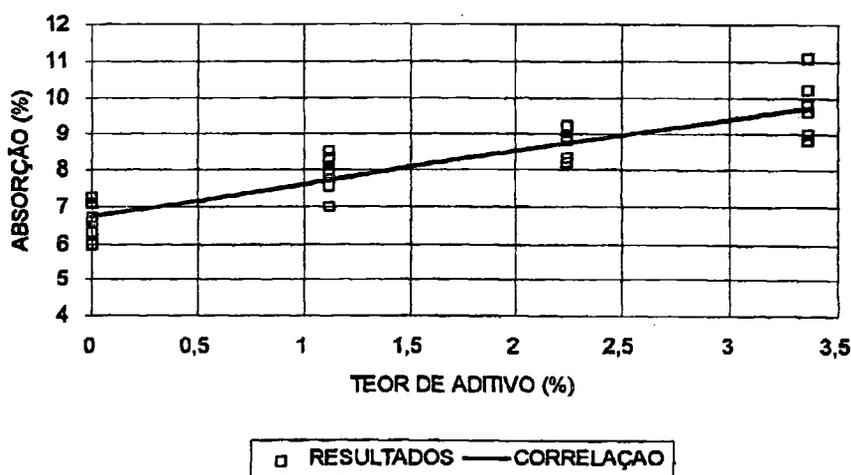


FIGURA 2.8 - Influência do teor de acelerador à base de aluminatos no volume de vazios permeáveis do concreto projetado (FIGUEIREDO, 1997)

O autor atribui este comportamento à dificuldade de compactação do material, devido às últimas camadas do concreto projetado não conseguirem compactar as inferiores, já que estas apresentam consistência elevadas neste momento.

O aumento da porosidade e, conseqüentemente, da permeabilidade, já havia sido observado por KUSTERLE & LUKAS (1990.a). Para estes autores, os aceleradores podem produzir concretos projetados de qualidade superficial inferior, além de constatarem danos à resistência, problemas de fissuramento e deformação lenta, e danos ao módulo de elasticidade.

Dos pontos discutidos anteriormente, parece que há um consenso sobre os danos causados pelo uso de aceleradores ao concreto projetado. Poucos autores discordam desta idéia, como PACKHAM (1976) e MORCH (1990). Este último realizou ensaios em concretos com 19 anos de idades, produzidos com aceleradores, onde os valores de resistência foram comparáveis aos da época de concretagem.

Observa-se nos últimos anos uma busca por novos tipos de aceleradores. TERAMURA et al (1993) desenvolveram um acelerador baseado em aluminato de cálcio amorfo, o qual não causaria danos a resistências posteriores. BANGZHAO (1993) menciona estudos sobre um acelerador inorgânico, bem menos agressivo ao operador, com pequenas perdas de resistência. HIROSE & YAMAZAKI (1993) descrevem um acelerador também baseado em aluminato de cálcio, que tem como vantagens ser menos agressivo, não causar danos à resistência, além de não corroer telas de ancoragens e malhas. HUBER (1995) relata sobre o uso de aceleradores não alcalinos na Europa, o qual apresenta grandes vantagens: ausência de cuidados especiais durante a utilização, melhoria das condições ambientais dentro do túnel e sem comprometer o desempenho da resistência a idades posteriores.

Capítulo 3

Propriedades mecânicas do concreto projetado

3.1 - Considerações iniciais

Nas últimas décadas, a tecnologia do concreto projetado alcançou um desenvolvimento significativo, a fim de melhorar seu desempenho mecânico. Muitos aditivos e aceleradores de pega foram desenvolvidos, resultando em substanciais melhorias em propriedades como adesão, coesão, redução da reflexão, melhorias na resistência ao desgaste e propriedades mecânicas (MORGAN 1990).

Várias propriedades estruturais influenciam na aplicação do concreto projetado em obras de escavações subterrâneas. Entre estas inclui-se a resistência à compressão, resistência à flexão, tenacidade e módulo de elasticidade. Apesar da importância de cada uma delas, será focado aqui somente o comportamento relativo a resistência à compressão e módulo de elasticidade, propriedades analisadas nesta pesquisa.

Altas resistências iniciais do concreto projetado são necessárias para garantir o avanço da frente de escavação, quando este é utilizado como suporte primário. A flexibilidade é uma característica necessária para a acomodação de deformações e proporcionar redistribuição de cargas, enquanto a resistência a idades posteriores é exigida quando o concreto projetado é utilizado como revestimento final. Estas três características serão analisadas mais detalhadamente.

3.2 - Relação tensão-deformação na compressão

Curvas completas tensão-deformação em concretos projetados foram apresentadas por SEZAKI* et al apud CHANG (1994), onde o autor observou diferenças no comportamento tensão-deformação em diferentes idades. Curvas completas tensão-deformação em concretos com idades 3, 6, 12 h, 1, 3, 7, 28 dias são apresentadas na FIGURA 3.9.

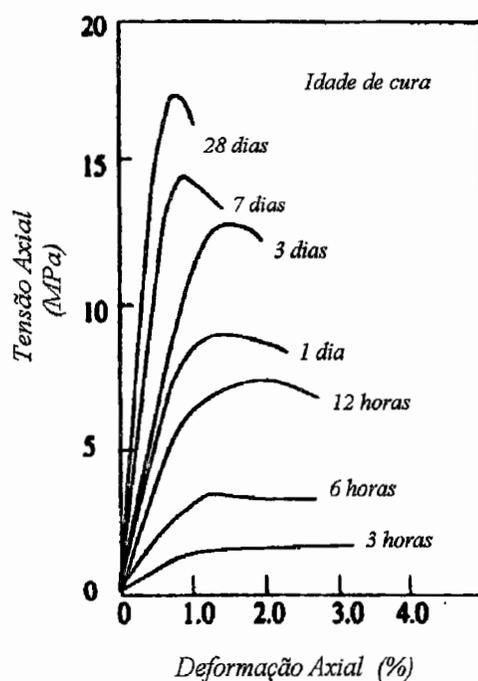


FIGURA 3.9 - Curvas tensão-deformação para diferentes idades (SEZAKI et al apud CHANG 1994)

O concreto projetado se comporta como um material dúctil antes de um dia de idade, apresentando uma certa resistência residual quando a resistência à compressão é atingida. A ruptura total ocorre, portanto, com uma deformação relativamente grande. Isto significa que o concreto projetado a primeiras idades tem maior capacidade de acomodar as deformações do túnel. Constatou-se também que a ruptura se torna mais frágil com a idade, quando a resistência à compressão é atingida com uma menor taxa de deformação.

* SEZAKI, M.; KIBE, T.; KAWAMOTO, T. (1989) - An experimental study on the mechanical properties of shotcrete. *Journal of the Society of Materials Science*, v. 38, n. 434, Japan.

A deformação de ruptura ϵ_f é definida como a deformação na resistência de pico, como mostra a FIGURA 3.10.a A relação entre a deformação de ruptura e a resistência a compressão uniaxial é mostrada na FIGURA 3.10.b , onde se observa que deformação de ruptura varia de 0,6 a 4% e diminui com a resistência a compressão.

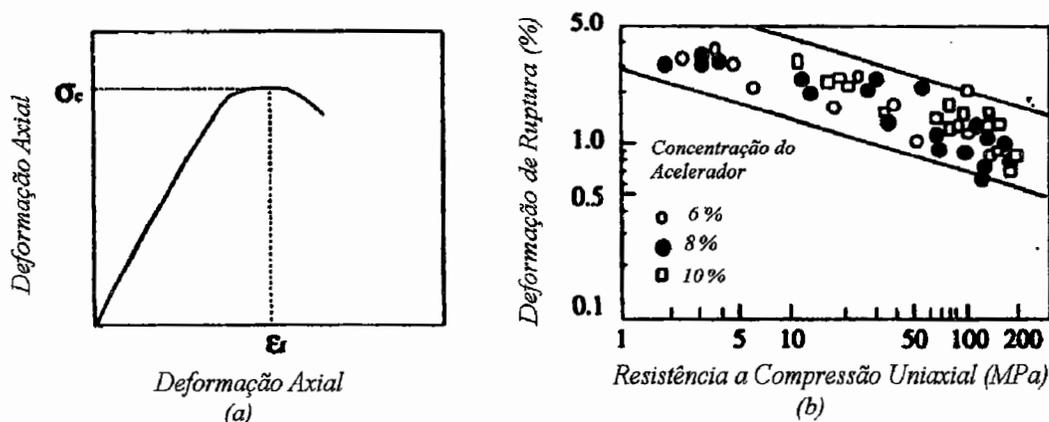


FIGURA 3.10

- a) Definição da deformação de ruptura
 b) Relação entre a deformação de ruptura e a resistência a compressão simples (SEZAKI et al apud CHANG 1994)

3.3 - Resistência à Compressão Simples

A resistência à compressão simples é uma das propriedades mais importantes para caracterizar o desempenho de diversos materiais, entre eles o concreto projetado. Ensaio de resistência à compressão simples são frequentemente requisitados para controle de qualidade de materiais, por serem ensaios simples e rápidos, além do fato de a resistência à compressão simples poder ser correlacionada a outras propriedades.

A utilização de concreto projetado como suporte primário e revestimento final, faz com que a resistência à compressão, tanto a pequenas idades como a idades posteriores, seja especificada em projetos.

3.3.1 - Resistência à compressão a pequenas idades

Como discutido no capítulo 2, o concreto projetado utilizado como suporte de escavações subterrâneas recebe solicitações estruturais em idades bastante jovens, pela proximidade com a frente de escavação. Por questões de segurança, este material deve apresentar um nível de resistência nesta fase que seja compatível com a solicitação imposta pelo maciço.

A Sociedade Austríaca do Concreto (ÖBV) de 1990, no *Guideline on shotcrete*, define concreto projetado jovem como o material com idade inferior a 24 h, apresentando resistências a compressão de até 5 MPa. Seu comportamento nesta fase é de difícil controle, pois materiais com resistência nesta faixa não permitem a extração de corpos de prova.

A dificuldade em conhecer o comportamento a pequenas idades faz com que a integridade do suporte jovem junto a frente de escavação seja garantida por meio de curvas de aumento de resistência em função do tempo, estabelecidas na prática. A FIGURA 3.11 apresenta as faixas de resistência a pequenas idades sugeridas pela Sociedade Austríaca do Concreto (ÖBV, 1990)* apud CELESTINO (1992). Estas curvas especificam os valores mínimos de resistência à compressão do concreto projetado em idades entre 6 minutos e 24 horas. A escolha de cada uma destas curvas está condicionada à situação do maciço onde o concreto projetado será aplicado.

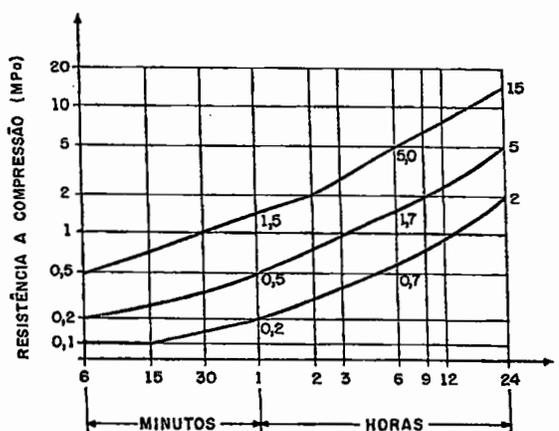


FIGURA 3.11 - Curvas de integridade do suporte adotadas pela Sociedade Austríaca do Concreto (ÖBV) apud CELESTINO (1992)

* ÖSTERREICHISCHER BETONVEREIN (1990) - *Guideline on Shotcrete*. Part 1, Application, Viena, 36 p.

Especificações de resistência a pequenas idades fazem-se necessárias para controle do concreto projetado. Alguns valores de resistência à compressão em projetos são apresentados na tabela 3.1

Tabela 3.1 - Valores de resistência à compressão especificados em projetos

<i>Autor</i>	<i>Idade (h)</i>	<i>Resistência (MPa)</i>	<i>Observações</i>
MORGAN (1990.b)	8	5	ASTM C-42
CELESTINO et al. (1982)	10	2,5	
AMARAL et al. (1983)	10	4	valores mínimos
	24	10	
PALERMO et al. (1982)	10	2,5	resistência características
	72 ^(3 dias)	5	
EMURB (1988)	10	5,5	resistências médias
	24	10	

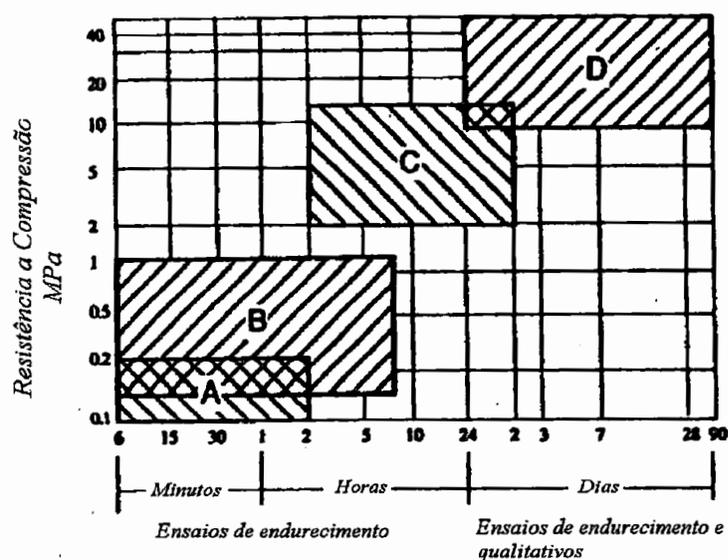
Do mesmo modo que a resistência a 28 dias é um requisito de desempenho do material quando o concreto é empregados em obras estruturais, a resistência a pequenas idades é um requisito de desempenho do concreto projetado quando empregado como suporte em obras subterrâneas.

A dificuldade na extração de corpos de prova levou ao desenvolvimento de métodos indiretos de medidas de resistência. Uma análise dos métodos indiretos encontrados na literatura será apresentada no próximo item, onde o método utilizado neste trabalho será detalhado.

3.3.2 - Métodos indiretos para medidas de resistência do concreto projetado jovem

Vários são os métodos indiretos que podem ser utilizados para determinação da resistência do concreto projetado a pequenas idades, entretanto não há padronização para a maioria destes ensaios (PRUDÊNCIO, 1993).

Segundo CHANG (1994), alguns métodos indiretos de medida de resistência são padronizados pela Sociedade Austríaca do Concreto (ÖBV, 1990), a qual também especifica a faixa de valores onde estes métodos se aplicam, como apresentado na FIGURA 3.12.



A - penetração de agulha, 9 mm de diâmetro
 B - penetração de agulha, 3 mm de diâmetro
 C - ensaios "pull out"
 D - ensaios em amostras

FIGURA 3.12 - Classificação dos métodos de ensaio para concreto projetado
 ÖBV* apud CHANG (1994)

Pela classificação da ÖBV (1990) ensaios em amostras só podem ser realizados em idades maiores que 24 h, quando a resistência já atingiu valores em torno 10 MPa.

PRUDÊNCIO (1993) analisou métodos de medidas indiretas de resistência geralmente especificados para concreto projetado. Estudou também a potencialidade de alguns destes. Será feita aqui uma breve descrição destes métodos, com base nas conclusões do autor:

- ◇ Penetração manual de agulhas: método proposto por SÄLLSTRÖN (1969), onde um dispositivo registra a carga necessária para introduzir uma agulha de dimensão padronizada a uma certa profundidade em relação a superfície da amostra. Duas agulhas foram propostas: uma com diâmetro 9 mm e outra com diâmetro 3 mm e ângulo de ponta de 60°. A profundidade de penetração empregada foi 15 mm e este método se mostrou capaz de medir resistências na faixa de 0,2 a 1 MPa.

* ÖSTERREICHISCHER BETONVEREIN (1990) - Guideline on Shotcrete. Part 1, Application, Viena, 36 p.

- ◇ Ensaio de arrancamento ou *pull out*: este método, desenvolvido na Áustria, consiste em se medir a força necessária para o arrancamentos de pinos previamente colocados dentro do concreto projetado, em idades de interesse. A resistência à tração é calculada e correlacionada à resistência à compressão. Este ensaio pode ser realizado em concretos com resistência acima de 4 MPa.
- ◇ Cravação de agulhas ou *shotbolt*: consiste na cravação de pinos de geometria padronizada na superfície do concreto por meio de pistolas à percussão. A profundidade de penetração é avaliada e a seguir processa-se a retirada dos pinos, medindo-se a força necessária para o arrancamento. A razão força de arrancamento/penetração é correlacionada à resistência à compressão do concreto. A faixa de resistência a ser medida por este ensaio não é bem definida: BRAUN* apud PRUDÊNCIO (1993) afirma que este método é eficiente para avaliar resistências na faixa de 5 a 20 MPa, no entanto a ÖBV (1990) apud PRUDÊNCIO (1993) recomenda este ensaio para resistência na faixa de 2 a 10 MPa.
- ◇ Esclerômetros: muitos autores constataram que este tipo de equipamento é inadequado para medidas de resistência a compressão a pequenas idades.
- ◇ Ensaios de compressão ou flexão. PACKHAM (1976) realizou estes ensaios em amostras prismáticas de dimensões 12 x 12 x 36 cm confeccionas com concreto projetado, em diferentes idades.
- ◇ Velocidade de propagação do pulso ultra-sônico: a velocidade de propagação de pulsos ultra-sônicos em um material sólido depende de sua densidade e propriedades elásticas. A qualidade de alguns materiais pode ser relacionada a sua rigidez, e a velocidade de medida do pulso ultra-sônico pode ser usada para determinar suas propriedades mecânicas, como resistência à compressão e módulo de elasticidade. O concreto é um material que pode ter suas características

*BRAUN, G. (1989) - Propiedades del hormigón proyectado especialmente para el "Nuevo método austriaco de construccion de túneles". In: MATERIAIS BÁSICOS, ADITIVOS Y SISTEMAS DE GUNITADO. Palestra proferida na Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid - Espanha.

avaliadas por este método. Segundo ELVERY* apud PRUDÊNCIO (1993), a velocidade da onda ultra-sônica é bastante significativa para concretos a pequenas idades, maiores que 3 h. PRUDÊNCIO (1993) constatou que este ensaio apresenta um bom potencial para a determinação da resistência do concreto a pequenas idades.

- ◇ Medidas de torque: este método foi sugerido por CHANG (1994), na época ainda em estudo. Consiste em inserir uma barra de aço quadrada dentro de uma amostra de concreto projetado. Na idade desejada, a barra é torcida, medindo-se o torque e o deslocamento angular obtidos. O torque máximo e a inclinação da curva momento x deslocamento angular, denominada “rigidez” à torção k_t são obtidos. Deste método poderão ser obtidos resistência à compressão (em função do torque máximo) e módulo de elasticidade (em função da “rigidez” k_t).

PRUDÊNCIO (1993) estudou a eficácia de alguns métodos de ensaio para estimativas do concreto projetado a pequenas idades. O ensaio de penetração manual de agulhas foi um dos métodos estudados pelo autor, que o denominou Ensaio de Penetração - Penetrômetro de Profundidade Constante (PPC). Dentre os métodos de avaliação da resistência a pequenas idades, acredita-se que este seja o de mais fácil aplicação, por necessitar de um equipamento simples. O princípio básico do método proposto por SÄLLSTRÖN (1969) é atualmente empregado em campo.

Pela simplicidade e confiabilidade creditada ao ensaio PPC, este será empregado nesta pesquisa para avaliar a resistência a pequenas idades. As conclusões de PRUDÊNCIO (1993) serão aqui analisadas, confirmando a potencialidade deste método.

O ensaio do penetrômetro de profundidade constante consiste em se medir a resistência apresentada pelo concreto à cravação de uma agulha padrão com determinada profundidade. O número lido na escala do equipamento quando se crava a agulha padronizada foi denominado índice de penetração IP, e o parâmetro força de cravação foi representado por este índice. Os valores registrados neste equipamento

* ELVERY, R. H. (1976) - Ultrasonic assesment of concrete strength at early ages. *Magazine of Concrete Research*, V. 28, n. 97, December.

foram correlacionado à resistência à compressão do concreto. O equipamento utilizado por PRUDÊNCIO (1993) é apresentado na FIGURA 3.13.

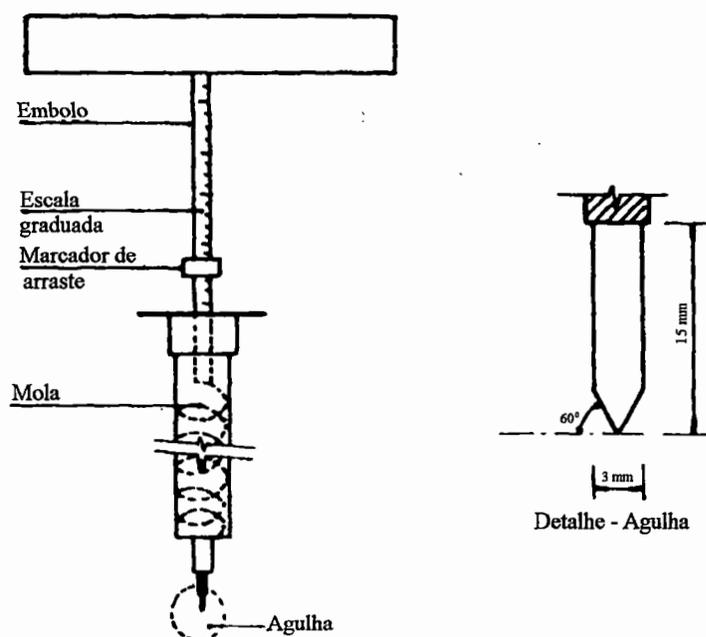


FIGURA 3.13 - Penetrômetro de Profundidade Constante empregado por PRUDÊNCIO (1993)

Em ensaios preliminares o autor concluiu que esta metodologia é viável para avaliar a resistência do concreto às primeiras horas, com $f_{cj} < 0,8$ MPa. Concluiu também que a presença do agregado graúdo pode gerar valores dispersos, e recomenda que um grande número de penetrações deva ser executada para maior confiabilidade dos valores obtidos.

Amostras de concreto cilíndricas com dimensões 15 x 30 cm foram moldadas, com 3 amostra representativas de cada idade, variando-se o traço e a proporção agregado/aglomerante (m). As proporções dos materiais ensaiados estão apresentados na tabela 3.2:

Tabela 3.2 - Proporções de materiais usados por PRUDÊNCIO (1993) nos ensaios de Penetrômetro de Profundidade Constante.

	<i>Mistura A</i>	<i>Mistura B</i>	<i>Mistura C</i>
Cimento	1	1	1
Areia	2,19	1,68	3,02
Pedrisco	0,81	1,32	1,98
Água	0,48	0,5	0,66
m	3	3	5
Consistência	5	8	8

As penetrações foram realizadas no topo dos corpos de prova, por praticidade e também por não interferir nos resultados de resistência à compressão. A velocidade de cravação da agulha foi fixada em torno de 1 segundo. Aferindo a agulha do penetrômetro o autor encontrou a seguinte relação entre força de cravação F e índice de penetração IP :

$$F = -66,9975 + 8,74424 \cdot IP \quad (3.1)$$

O autor correlacionou a força de cravação com a resistência à compressão simples nas 3 misturas empregadas. Análises estatísticas revelaram que não houve diferença significativa entre as funções para as 3 diferentes misturas, com um nível de confiabilidade de 95%. A função obtida utilizando todos os pontos pode ser empregada como uma estimativa dos valores de resistência à compressão a partir de valores de resistência à cravação. A correlação entre estas variáveis é apresentada na FIGURA 3.14.

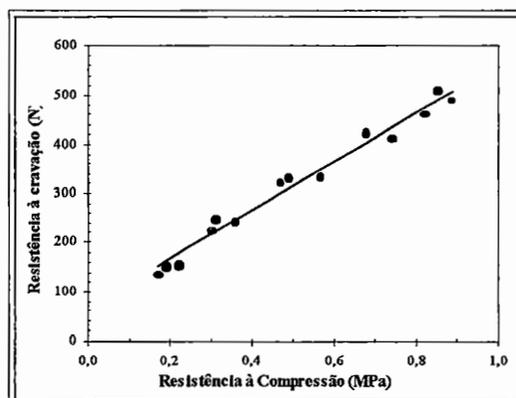


FIGURA 3.14 - Correlação entre resistência à compressão e força de cravação (PRUDÊNCIO, 1993)

A expressão geral que correlaciona a resistência à cravação a resistência à compressão tem a seguinte forma:

$$F = 67,52 + 493,73 \cdot f_c \quad (3.2)$$

com F medido em N e f_c em MPa.

3.3.3 - Resistência a compressão a idades posteriores

PRUDÊNCIO (1993) define a resistência a compressão a idades posteriores aquelas provenientes do material com idade superior a 24 h, ou quando superam 5 MPa. Neste caso, a resistência é geralmente determinada em corpos de prova cilíndricos extraídos do material projetado.

As resistências especificadas para esta faixa de idades também variam em função das condições do maciço. A ÖBV (1990) também propõe uma classificação de resistência a compressão para idades médias e altas, com base nos valores de resistência média.

A tabela 3.3 apresenta os valores adotados por esta classificação, apresentadas por PRUDÊNCIO (1993) e FIGUEIREDO (1993)

Tabela 3.3 - Valores de resistência a compressão a médias e altas idades ÖBV apud FIGUEIREDO (1993) e PRUDÊNCIO (1993)

<i>Classe</i>	<i>Resistência a Compressão Média Mínima</i>	<i>Observações</i>
SC 12	12	
SC 16	16	
SC 19	19	Geralmente especificada a 28 dias. Para baixas idades, curvas J1 e J2
SC 22,5	23	No máximo a 28 dias. A baixas idades, curvas J1 e J2
SC 25	25	
SC 28	28	No máximo a 90 dias. A baixas idades, curvas J1 e J2
SC 30	30	Sem requisitos especiais relativas a baixas idades
SC 40	40	exemplo: material para reparo de estruturas de concreto armado

PRUDÊNCIO (1993) e FIGUEIREDO (1993) colocam que não há um consenso para especificar concretos projetados destinados a obras subterrâneas, entre se adotar resistências médias ou características. No Brasil normalmente são adotadas resistências características baseadas em corpos de prova extraídos de placa testes ou da própria estrutura do revestimento.

Observa-se da tabela 3.3 que as resistências a altas idades estão relacionadas a faixas de resistência especificadas para baixas idades. Pode-se então colocar a importância do desenvolvimento da resistência a compressão em função do tempo.

O crescimento da resistência à compressão do concreto projetado foi estudado por alguns autores: ANDERSON et al (1974), POAD et al (1975), MORGAN (1981, 1983), LITTLE (1985), PURRER (1990), KUSTERLE & LUKAS (1990). A FIGURA 3.15 apresenta os resultados da literatura da década de 70 até hoje, reunidos por CHANG (1994). Nestes resultados estão incluídos todos os tipos de concreto projetado, incluindo misturas secas, úmidas, aceleradores e concreto projetado com fibras. Observa-se que a dispersão aumenta com a idade do concreto projetado. Aos 28 dias, a resistência a compressão varia de 30 a 55 MPa. O autor encontrou a seguinte equação para ajuste destes valores:

$$f_c = a_1 \cdot f_{c28} \cdot e^{c_1/t^{0.7}} \quad (3.3)$$

onde:

f_c : resistência a compressão em MPa à idade t

f_{c28} : a resistência a compressão em MPa aos 28 dias, e na FIGURA 3.15 este valor foi adotado como 40 MPa.

a_1, c_1 : parâmetros respectivamente iguais a 1,105 e -0,743

t : idade em dias

CHANG (1994) propôs uma equação geral para caracterizar o comportamento da resistência à compressão com a idade. A literatura apresenta equações que diferenciam o comportamento da resistência à compressão em idades menores que 1 dia de idades maiores, como as equações citada por MESCHKE et al (1996):

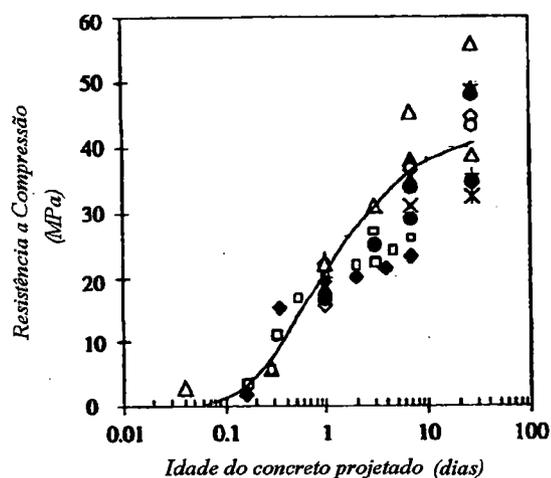


FIGURA 3.15 - Crescimento da resistência a compressão obtida por CHANG (1994), para dados da literatura.

$$f_c = f_{c1} \cdot \left(\frac{t+0,12}{24} \right)^{0,72453} \quad \text{para } t < 24 \text{ h} \quad (3.4)$$

$$f_c = a_c \cdot e^{\left(-\frac{b_c}{t} \right)} \quad \text{para } t > 24 \text{ h} \quad (3.5)$$

com os parâmetros a_c , b_c , e k definidos abaixo:

$$a_c = \frac{f_{c28}}{e^{\frac{\ln(k)}{27}}} \quad b_c = -\frac{672}{27} \cdot \ln(k) \quad k = \frac{f_{c1}}{f_{c28}}$$

onde:

f_{c1} : resistência à compressão para $t = 1$ dia de idade; na FIGURA 3.16 este valor foi admitido como 21 MPa, obtida pela equação de ajuste de CHANG (1994)

f_{c28} : a resistência a compressão em MPa aos 28 dias, e na FIGURA 3.16 este valor foi adotado como 40 MPa.

a_c , b_c , k : parâmetros da equação

Observa-se que há uma diferença entre a curva de crescimento de resistência proposta por CHANG (1994) e a curva citada por MESCHKE et al (1996),

exatamente no trecho inferior a 1 dia, principalmente para idades menores que 5 h. A 28 dias de idade, os valores obtidos com as duas curvas são praticamente similares, em torno de 40 MPa.

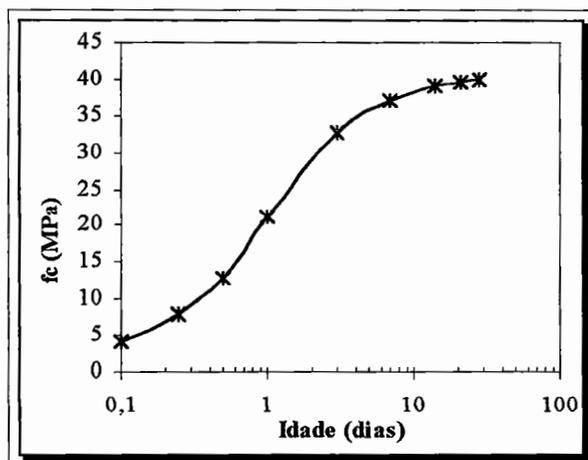


FIGURA 3.16 - Comportamento da resistência à compressão obtida com as equações citadas por MESCHKE (1996)

ONUMA et al. (1985) apresentam valores de resistência à compressão determinados em diversas obras e laboratórios internacionais, resumidos por MAHAR (1976) e confrontaram estes valores com os normalmente obtidos em concretos projetados com consumo de cimento 390 kg/m^3 , e valores obtidos em obras brasileiras. Os resultados reunidos por estes autores estão apresentados na FIGURA 3.17.

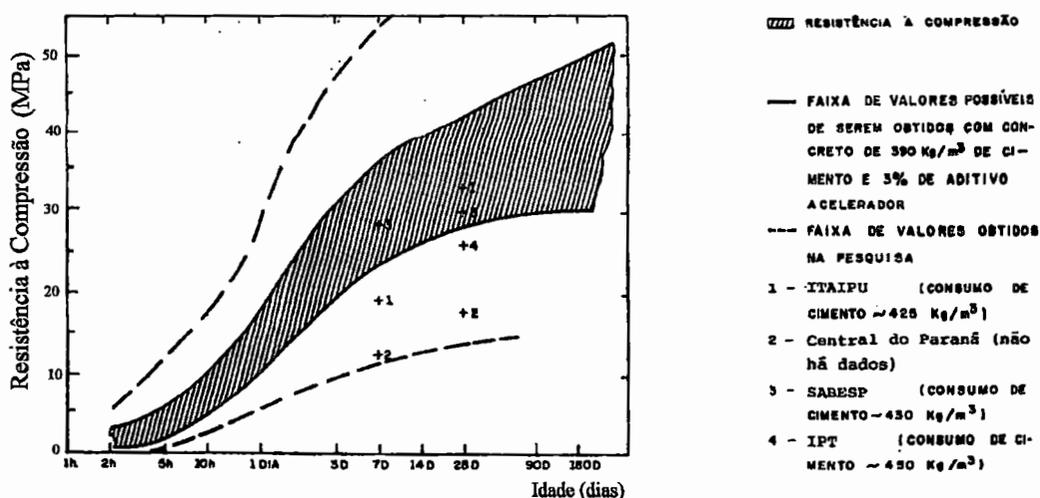


FIGURA 3.17 - Resultados de ensaios de resistência à compressão reunidos por ONUMA et al. (1985)

O desenvolvimento da tecnologia do concreto projetado tem melhorado de maneira significativa a resistência compressão. MORGAN (1990) constatou que a resistência aos 7 dias de 40 MPa e aos 28 dias de 50 a 60 MPa são comuns para mistura seca. Para misturas úmidas com sílica ativa, resistências de 45 MPa aos 7 dias e 65 MPa aos 28 dias são comuns no Canadá.

A resistência à compressão é diretamente relacionada ao tipo do cimento. Os Cimentos Portland com adição de gesso (período de pega regulado), sem aditivos, desenvolvem resistências iniciais maiores que as obtidas com o Cimento Portland com Agentes de Pega Rápida (SINGH, 1974). MORGAN (1990) relata que um dos recentes avanços na tecnologia do concreto projetado é a capacidade de obter a altas resistências iniciais, como 25 MPa com 8 h de idade, em concretos de misturas úmidas com cimentos especiais. Segundo CHANG (1994) os resultados da literatura também indicam que a diferença na resistência a compressão do concreto projetado produzido por misturas secas ou úmidas, não é evidente.

3.4 - Módulo de Elasticidade

Em relação ao Módulo de Elasticidade, PRUDÊNCIO (1993) coloca-o como uma propriedade a ser especificada em projetos de suporte em concreto projetado. O módulo de elasticidade é a propriedade que confere ao material a capacidade de absorver e redistribuir esforços e, apesar da sua importância, poucas informações são encontradas sobre este assunto, especialmente para idades menores que um dia. Uma razão pode ser a dificuldade em preparar amostras de concreto projetado com poucas idades, e a outra é a importância do módulo de elasticidade ainda não ser bem conhecida. FIGUEIREDO (1993) comenta sobre a necessidade do desenvolvimento de métodos para avaliar a evolução do módulo de elasticidade do concreto projetado, dada a sua importância as primeiras idades.

A falta de conhecimento sobre a real importância do módulo de elasticidade do concreto projetado, bem como sua variação com o tempo, leva a incertezas sobre o valor a ser considerado em simulações numéricas, podendo este valor oscilar de 5 a

20 GPa (PARREIRA & AZEVEDO, 1994). HOEK & BROWN (1980) citam valores de módulo de elasticidade, retirados de diversos autores, onde é observada uma grande dispersão nos valores, principalmente para idades menores que 1 dia.

Dispersões em ensaios de laboratório são também observadas. Resultados de ensaios reunidos por CHANG (1994) apontam valores de módulo de elasticidade de 27 GPa aos 28 dias, enquanto SEZAKI et al. (1992) com concretos projetados via úmida e teor de aceleradores de 4 a 6%, relatam valores bastante baixos, da ordem de 3 GPa aos 28 dias. Estes autores admitiram o módulo de elasticidade tangente relativo a 33% da resistência à compressão.

A FIGURA 3.18 apresenta resultados de HUBER¹ e FISCHMALLER² apud CHANG (1994), juntos com a curva de tendência dos dados, que tem a mesma forma da equação 3.3:

$$E_c = a_2 \cdot E_{c28} \cdot e^{c_2/t^{0,7}} \quad (3.6)$$

onde:

E_c : módulo de elasticidade em GPa à idade t (em dias)

E_{c28} : módulo de elasticidade em GPa aos 28 dias, admitido como 27 GPa na equação 3.6

a_2 e c_2 : parâmetros iguais a 1,062 e -0.446 respectivamente na equação 3.6

t : idade do concreto em dias

ONUMA et al. (1985) resumem alguns resultados obtidos em obras e laboratórios internacionais em faixas de valores representativos e confrontam estes valores com os normalmente obtidos com 3% de acelerador de pega. Estes valores são apresentados na FIGURA 3.19.

¹HUBER, H. (1991) - Untersuchungen Zum Verformungsverhalten Von Jungen Spritzbeton Im Tunnelbau. Diplomarbeit, Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur, Universität Innsbruck.

²FISCHMALLER, G. (1992) - Diplomarbeit, Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur, Universität Innsbruck.

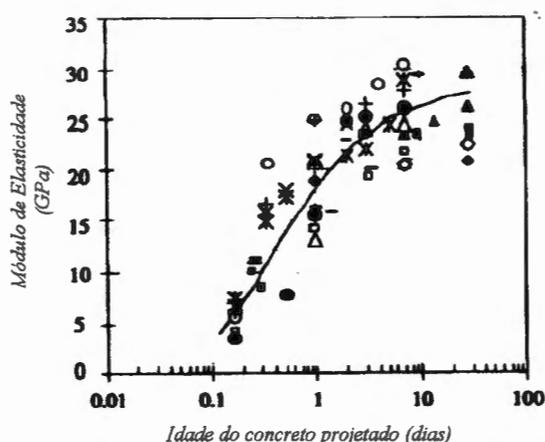


FIGURA 3.18 - Crescimento do módulo de elasticidade do concreto projetado obtida por CHANG (1994), com base nos ensaios de HUBER (1991) e FISCHNALLER (1992).

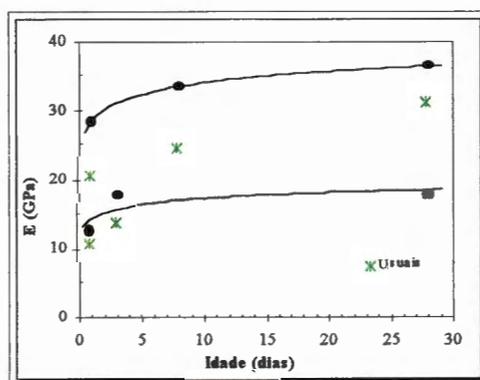


FIGURA 3.19 - Faixa de valores de módulo de elasticidade reunidos por ONUMA et al. (1985), comparados com valores usuais.

A pesquisa na literatura mostrou que são poucas as informações sobre o crescimento do módulo de elasticidade com o tempo. Poucos autores apresentam valores de módulo de elasticidade para idades menores que 1 dia, e os poucos encontrados apresentam uma grande dispersão, variando de 4 a 8 GPa a 12 h, e 12 a 18 GPa a 1 dia. Mesmo a 28 dias, a dispersão ainda é grande, podendo variar de 17 a 35 GPa.

Os poucos estudos desenvolvidos e a grande dispersão nos resultados encontrados revelam a escassez de informações sobre a importância do módulo de elasticidade do concreto projetado.

Capítulo 4

Gradiente Elétrico aplicado ao concreto para aumento de resistência

4.1 - Considerações iniciais

A aplicação de gradientes elétricos ao concreto para aumento da resistência é um tema obscuro na literatura. Os poucos relatos encontrados referem-se a estudos realizados há mais de quatro décadas por POGANY (1953) e POGANY (1956), no leste europeu.

Segundo aqueles autores, é possível obter significativos acréscimos na resistência do concreto pela aplicação de gradientes elétricos ao material recém misturado, em conjunto com a compactação. Os autores atribuem estes ganhos de resistência à *Eletro-osmose*, processo muito empregado para drenagem e estabilização de solos de granulação fina. O concreto seria então submetido a uma drenagem ainda na fase de endurecimento, diminuindo a relação água/cimento, produzindo concretos mais densos e por conseguintes mais resistentes.

Entretanto, acredita-se que os fenômenos que determinam acréscimos na resistência do concreto pela aplicação do gradiente elétrico não sejam tão simples, atribuídos somente à diminuição da relação água/cimento.

Os principais fatores que regem o fenômeno eletro-osmótico serão aqui discutidos. Os primeiros estudo sobre a eletro-osmose foram direcionados para aplicação em solos, graças aos esforços de LEO CASAGRANDE.

Como o princípio de acréscimo de resistência se baseia na retirada d'água do concreto, em uma analogia ao fenômeno ocorrido em solos, as discussões terão por base os estudos realizados dentro da área Geotécnia, onde o tema encontra-se bem mais fundamentado.

4.2 - Definição da Eletro-osmose

A eletro-osmose pode ser definida como o fenômeno eletrocinético no qual um fluido de um meio poroso se move devida à aplicação de uma corrente contínua (DC) por eletrodos inseridos no material. Fluxos d'água, como os obtidos pela eletro-osmose, são denominados *fluxos acoplados*, pois decorrem em consequência de gradientes que não são os hidráulicos.

O processo eletro-osmótico foi muito utilizado por engenheiros geotécnicos para direcionar a saída d'água e obter consolidação ou estabilização de solos de granulação fina. LEO CASAGRANDE é reconhecido na literatura como o pioneiro na aplicação do processo eletro-osmótico, tanto em investigações de laboratório, bem como para aplicações de campo. Os relatos sobre o *tratamento elétrico de solos*, como era denominado na época, realizados por LEO CASAGRANDE remontam a anos anteriores a Segunda Guerra Mundial. Este técnica de melhoria já foi aplicada para diferentes tipos de solos, desde siltes sensíveis (WADE, 1972), argilas moles (FETZER, 1967) e em argilas sensíveis (BJERRUM, 1967).

4.3 - Definição do fluxo eletro-osmótico

Como discutido no item 4.2, a eletro-osmose é desencadeada por um fluxo diferente do fluxo hidráulico. Uma breve descrição do fluxo que caracteriza a eletro-osmose, o fluxo acoplado, será aqui apresentada.

Um fluxo é linearmente associado ao seu gradiente, enquanto outros fatores permanecem constantes. Uma definição geral de fluxo é dada por:

$$Q_G = L_{ii} \cdot X_i \quad (4.7)$$

onde Q_G corresponde a um fluxo genérico, X_i corresponde ao gradiente do potencial que gera o fluxo e L_{ii} corresponde ao coeficiente de condutividade do fluxo. São identificados quatro tipos de fluxo, os quais apresentam benefícios quando utilizados no campo da Geotecnia: fluxo hidráulico, fluxo térmico, fluxo elétrico e fluxo químico. Como os fluxos e as forças são linearmente dependentes, o tratamento matemático para cada tipo é o mesmo, e as soluções para um tipo de fluxo podem ser usadas para um outro.

Além dos quatro tipos de fluxo definidos acima, os quais são induzidos pelo gradiente do seu próprio potencial, pode ocorrer também em solos o chamado *fluxo acoplado*, caracterizado como o fluxo de um tipo, como o hidráulico, gerado por um gradiente potencial de outro, como o elétrico (MITCHELL, 1976).

$$Q_G = L_{ij} \cdot X_j \quad (4.8)$$

onde L_{ij} é chamado de *coeficiente de condutividade acoplado*.

4.4 - Diferenças entre o fluxo eletro-osmótico e o fluxo hidráulico

Investigações teóricas sobre a eletro-osmose nos remetem ao início do século XIX, com as primeiras investigações de REUSS (1809) em finos diafragmas de argilas. Segundo este autor, quando um gradiente elétrico é aplicado a um diafragma poroso, a água se move através dos capilares na direção do cátodo e se o fluxo elétrico for interrompido, o fluxo d'água pára imediatamente.

Várias foram as investigações quantitativas sobre o processo, com WIEDEMANN (1856), QUINCKE (1861) e finalmente o tratamento matemático de HELMHOLTZ (1879), baseado nas observações de um único capilar.

QUINCKE¹ apud CASAGRANDE (1952) foi o primeiro a afirmar que o processo de fluxo se origina nos limites de uma fase líquida, devido a algum tipo de camada dupla elétrica:

“Quando a parede da fase sólida tem uma carga negativa, enquanto uma parte da camada dupla adjacente ao líquido é carregada positivamente, os íons com carga positiva podem se mover, sob a influência de um campo elétrico externo na direção do cátodo², carregando as moléculas de água associada.”

Em um tubo capilar cilíndrico cheio d'água, distingui-se, de acordo com HELMHOLTZ³ apud CASAGRANDE (1952), a existência de camada livre e um limite de filme d'água imediatamente adjacente às paredes do capilar, como é mostrado na FIGURA 4.20.a. Este limite é chamado de *camada dupla* pois supõe a existência de cargas elétricas opostas em duas camadas, formando juntas uma camada dupla. Uma parte da camada dupla, a qual é muito fina quando comparada com a espessura total e normalmente carregada com cargas negativas, está rigidamente presa às paredes dos capilares. A parte mais espessa da camada dupla está carregada com cargas positivas e foi denominada por HELMHOLTZ como porção móvel, assim denominada porque se um potencial elétrico for aplicado ao capilar, a carga positiva move-se na direção do polo negativo. Com isto, ocorre o arraste da água da porção móvel da camada dupla. Em casos excepcionais, as cargas são positivas nas paredes dos capilares e negativas na porção móvel da camada dupla e então o fluxo d'água se dá na direção oposta.

O cilindro de água livre dentro do capilar, o qual está completamente confinado pela camada dupla, é arrastado pela porção móvel. Supondo que nenhuma outra força atua sobre o cilindro d'água livre, a taxa de fluxo será constante e a distribuição da velocidade será como na FIGURA 4.20.a. O fenômeno descrito é conhecido como eletro-osmose.

Em comparação com o fluxo gerado pela eletro-osmose, o fluxo gerado pela carga hidráulica através dos capilares é laminar, com velocidade nula ao longo das

¹ QUINCKE (1861) - *Pogg. Ann.* p.133-513.

² Nota: *cátodo* - polo onde ocorre redução *ânodo* - polo onde ocorre oxidação
Eletrólise com eletrodos metálicos: ânodo (+) cátodo (-)

³ HELMHOLTZ, H. (1879) - *Wiedemanns Annalen d. Physik*, V. 7 p. 137.

paredes e tem distribuição parabólica ao longo do diâmetro. Quando refere-se à velocidade nula ao longo das paredes, refere-se estritamente à superfície dentro da camada dupla. Nesta camada, imóvel sob a ação de forças moleculares, e sendo extremamente fina em comparação ao diâmetro dos capilares para solos muito bem graduados, pode-se dizer que na prática a velocidade é nula ao longo das paredes do tubo.

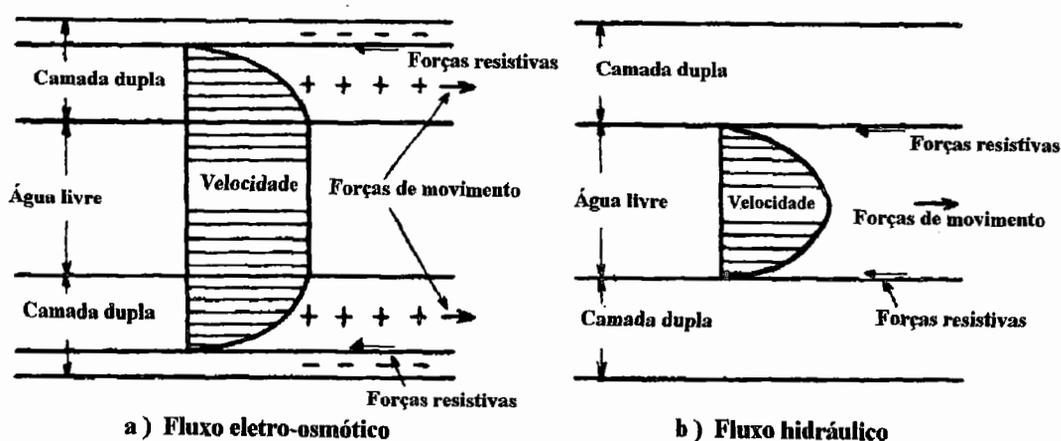


FIGURA 4.20 - Comparação entre o fluxo eletro-osmótico e o fluxo hidráulico em um capilar

Com estas considerações em mente, as velocidades de distribuição para um fluxo hidráulico ao longo do capilar são ilustradas na FIGURA 4.20.b. Esta distribuição não é totalmente correta, porque como resultado do movimento da água um fluxo elétrico é produzido na camada dupla, e por essa razão a velocidade de distribuição real é modificada e mais complicada. Entretanto, quando se considera do ponto de vista quantitativo a percolação hidráulica através de capilares grossos, podemos assumir que a velocidade é nula dentro da camada dupla.

Quando um campo elétrico é imposto à água livre, íons de diferentes sinais movem-se em direções opostas. A corrente de movimento de íons de cargas opostas na camada difusa dos poros e capilares arrasta uma massa de água livre. Então, quanto maior a espessura da parte difusa da dupla camada, maior a quantidade de água eletro-osmótica transferida.

As cargas positivas que se afastam da camada difusa são imediatamente substituídas por outras cargas provenientes da parte externa do líquido, e para garantir um fluxo ininterrupto, a restauração das cargas de equilíbrio deve ser

constante. O excesso de cargas positivas e negativas no ânodo, em consequência do processo eletro-osmótico, são neutralizadas na superfície dos eletrodos.

4.5 - Principais teorias para quantificar o fenômeno eletro-osmótico

Segundo CASAGRANDE (1983), ao longo dos anos um número de teorias foram propostas para explicar o mecanismo pelo qual a água dos poros é transportada. Na opinião do autor, nenhuma delas demonstrou ser bastante precisa para explicar o mecanismo da eletro-osmose. Todas são basicamente derivações da teoria inicial proposta por HELMHOLTZ (1879) para o fluxo em capilares.

MITCHELL (1976) apresentou, de forma compreensiva dentro da Mecânica dos Solos, as principais teorias que tentam explicar a eletro-osmose e fornecem uma base quantitativa para a taxa de fluxo. As duas principais teorias sobre eletro-osmose discutidas pelo autor são aqui apresentadas:

- ***Teoria de HELMHOLTZ-SMOLUCHOWSKI***

Uma das primeiras e ainda mais usadas teorias para a descrição do fenômeno eletrocinético é baseada no modelo de HELMHOLTZ (1879) e posteriormente refinada por SMOLUCHOWSKI (1914). Um capilar preenchido por um líquido é tratado como um condensador elétrico com cargas de um sinal próximas à superfície das paredes e cargas de sinal contrário concentradas na camada de um líquido, a pequena distância das paredes, como mostra a FIGURA 4.21. A parte móvel da camada de sinal contrário, supostamente tem mobilidade e arrasta água pelo capilar quando submetida a um certo fluxo.

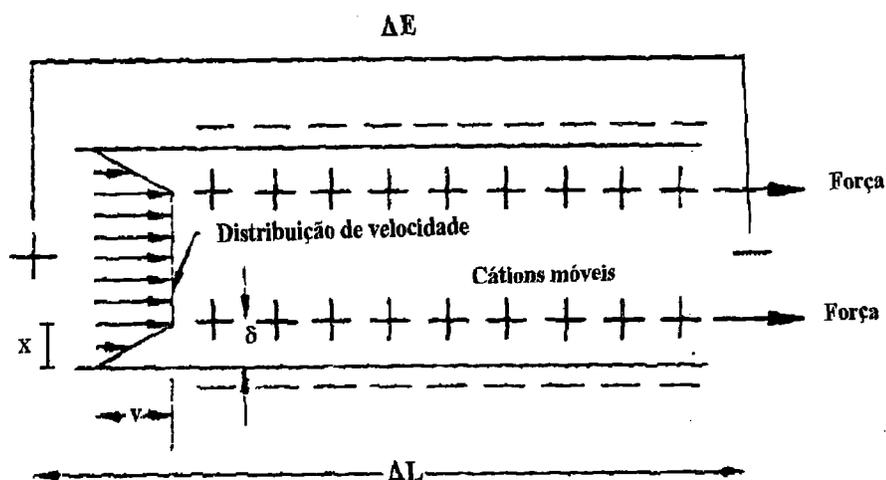


FIGURA 4.21 - Modelo de HELMHOLTZ-SMOLUCHOWSKI para o fenômeno electrocinético

A taxa de fluxo d'água é controlada pelo balanço entre as forças elétricas que causam o movimento e a força de atrito entre o líquido e a parede do capilar. O gradiente de velocidade entre a parede e o centro da carga positiva é v/δ ; então, a força de arraste é:

$$\mu \frac{dv}{dx} = \mu \frac{v}{\delta} \quad (4.9) \quad \text{onde } \mu \text{ é a viscosidade do fluido e } \delta \text{ é a espessura da porção móvel da camada dupla.}$$

$$\text{A força do campo elétrico é} \quad \sigma \frac{\Delta E}{\Delta L} \quad (4.10)$$

onde σ é a densidade de cargas da superfície e $\Delta E/\Delta L$ é o gradiente elétrico. No equilíbrio:

$$\mu \frac{v}{\delta} = \sigma \frac{\Delta E}{\Delta L} \quad \text{ou} \quad \delta \sigma = v \frac{\mu}{\Delta E} \Delta L \quad (4.11)$$

$$\text{O potencial de um condensador } \zeta \text{ é dado por:} \quad \zeta = \frac{4\pi\sigma\delta}{D}$$

onde D é a constante dielétrica. Substituindo $\sigma\delta$ na equação 4.11, temos:

$$v = \left(\frac{\zeta D}{4\pi\mu} \right) \frac{\Delta E}{\Delta L} \quad (4.12)$$

O potencial ζ é geralmente denominado *potencial zeta* em sistemas coloidais. Para um único capilar de área a , a taxa de fluxo é:

$$q = v \cdot a \qquad q = \left(\frac{\zeta D}{4\pi\mu} \right) \frac{\Delta E}{\Delta L} \cdot a \quad (4.13)$$

e, para um ramo de capilares N dentro de uma seção transversal de área A , a vazão Q é dada por:

$$Q = \left(\frac{\zeta D}{4\pi\mu} \right) \frac{\Delta E}{\Delta L} \cdot N \cdot a \qquad Q = \left(\frac{\zeta D}{4\pi\mu} \right) \frac{\Delta E}{\Delta L} \cdot A \quad (4.14)$$

Considerando a porosidade n , a seção transversal composta somente de vazios é nA , a qual é igual a Na . Substituindo na equação 4.14, temos:

$$Q = \left(\frac{\zeta D}{4\pi\mu} \right) \frac{\Delta E}{\Delta L} \cdot n \cdot A \quad (4.15)$$

Por analogia com a equação de fluxo, o gradiente hidráulico corresponde a $i_h = \Delta E / \Delta L$; podemos então admitir que o coeficiente de “permeabilidade” para este fluxo corresponde a:

$$k_e = \left(\frac{\zeta D}{4\pi\mu} \right) \cdot n \quad (4.16)$$

Observa-se que de acordo com esta teoria, k_e , ou melhor, *coeficiente de permeabilidade eletro-osmótica*, é independente da dimensão do poro, diferente de k , que depende do quadrado da dimensão do poro. Como k_e independe da dimensão do poro e, portanto, da dimensão das partículas, o fenômeno eletro-osmótico é muito útil em solos de baixa permeabilidade.

Observa-se que teoria de HELMHOLTZ-SMOLUCHOWSKI supõe dimensões desprezíveis para a camada de íons contrários dentro do poro e, desta forma, é uma teoria para grandes capilares. Além disso, também não

considera o excesso de íons necessários para balancear exatamente a superfície carregada.

- **Teoria de SCHMID**

SCHMID (1950, 1951) propôs um modelo cinético que tenta superar a primeira dificuldade da teoria de HELMHOLTZ-SMOLUCHOWSKI, e por este motivo é considerada uma teoria para poros pequenos.

Os íons de sinais contrários são supostamente distribuídos uniformemente dentro do líquido. A força elétrica que atua uniformemente em toda seção do poro e o perfil de velocidades estão na apresentados na FIGURA 4.22.

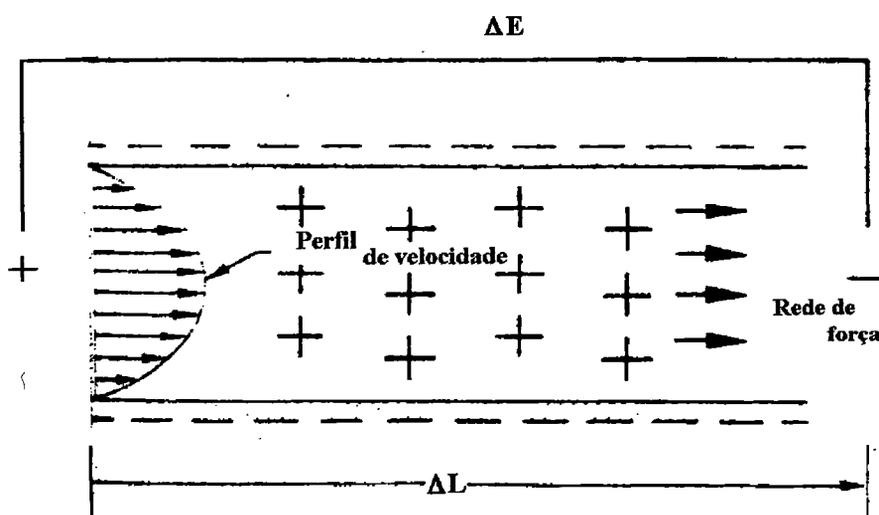


FIGURA 4.22 - Modelo de SCHMID para a eletro-osmose

A equação de POUSEILLE para o fluxo dentro de um único capilar é:

$$q = \frac{\pi \cdot r^4}{8\mu} \cdot \gamma \cdot i_h \quad (4.17)$$

A força hidráulica por unidade de comprimento que causa um fluxo pode ser isolada como:

$$F_H = \pi \cdot r^2 \cdot \gamma \cdot i_h \quad (4.18)$$

Substituindo na equação acima, temos:

$$q = \frac{r^2}{8\mu} (F_H) \quad (4.19)$$

A força elétrica por unidade de comprimento F_E é igual à carga vezes o potencial, como descrito na equação abaixo:

$$F_E = A_o \cdot F_o \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \frac{\Delta E}{\Delta L} \quad (4.20)$$

onde A_o é concentração das cargas das paredes em íons equivalentes por unidade de volume do fluido, e F_o é a constante de FARADAY

Considerando que a força elétrica se iguala a força hidráulica, substituindo na equação 4.19, temos:

$$q = \frac{\pi r^4}{8\mu} A_o F_o \frac{\Delta E}{\Delta L} \quad \text{ou} \quad q = \frac{A_o F_o}{8\mu} \cdot r^2 \cdot i_e \cdot a \quad (4.21)$$

Considerando uma seção transversal de área total A e N capilares, temos:

$$Q = \frac{A_o \cdot F_o}{8\mu} \cdot r^2 \cdot n \cdot i_e \cdot A \quad (4.22)$$

Observa-se que a equação obtida pela teoria de SCHMID varia com r^2 , enquanto a teoria de HELMHOLTZ-SMOLUCHOWSKI nos fornece um k_e independente da dimensão do poro.

A teoria de HELMHOLTZ é a mais aceita dentro de Mecânica dos Solos para quantificar o fluxo eletro-osmótico dentro dos capilares. Entretanto, alguns autores consideram-na incorreta, principalmente por negligenciar certos aspectos da interação solo-água-eletrólito.

4.6 - Eletro-osmose em solos: alguns resultados importantes encontrados na literatura

A literatura apresenta vários estudos desenvolvidos para analisar o comportamento do processo eletro-osmótico em solos. Comportamentos constatados por alguns autores serão apresentados.

SCHAAD (1948) chama a atenção para os seguintes fenômenos que podem ocorrer durante a eletro-osmose:

1. grande decomposição eletrolítica do líquido e dos eletrodos
2. polarização dos eletrodos, aumento ou diminuição da resistência elétrica e troca de íons entre o líquido e o solo
3. aumento das concentrações de ácidos e bases durante os ensaios
4. mudanças no potencial eletrocinético da dupla camada e, conseqüentemente, no coeficiente de permeabilidade eletro-osmótico.

Segundo o autor, estes fatores têm menor importância nos experimentos em grande escala do que em laboratório. Entretanto, para que se possa aplicar os conceitos de laboratório para o campo, os cálculos devem referir-se a valores encontrados no início do ensaio, quando os fenômenos acima mencionados tenham pequena influência.

CASAGRANDE (1948, 1949) realizou investigações de laboratório com o equipamento apresentado na FIGURA 4.23. O equipamento consiste em dois eletrodos encaixados nas extremidades da amostra de solo e uma saída d'água próxima à base do cátodo.

Na maioria dos ensaios foram utilizados eletrodos de aço galvanizado, como malhas de 1 a 2 mm revestidas na parte interna com um filtro de papel ou um algodão permeável, a fim de impedir a passagem de material.

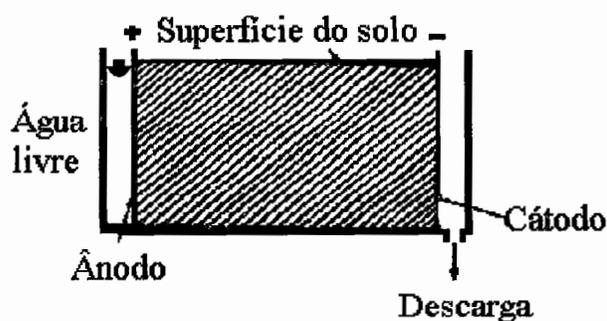


FIGURA 4.23 - Esquema do equipamento utilizado por CASAGRANDE (1948, 1949) para estudo do fluxo paralelo.

O autor observou que os resultados obtidos para o fluxo eletro-osmótico são muito similares para a maioria dos materiais ensaiados, como se pode ver na FIGURA 4.24 e admitiu que a magnitude do coeficiente de permeabilidade eletro-osmótico (k_e) é cerca de 5×10^{-5} cm/s por V/cm.

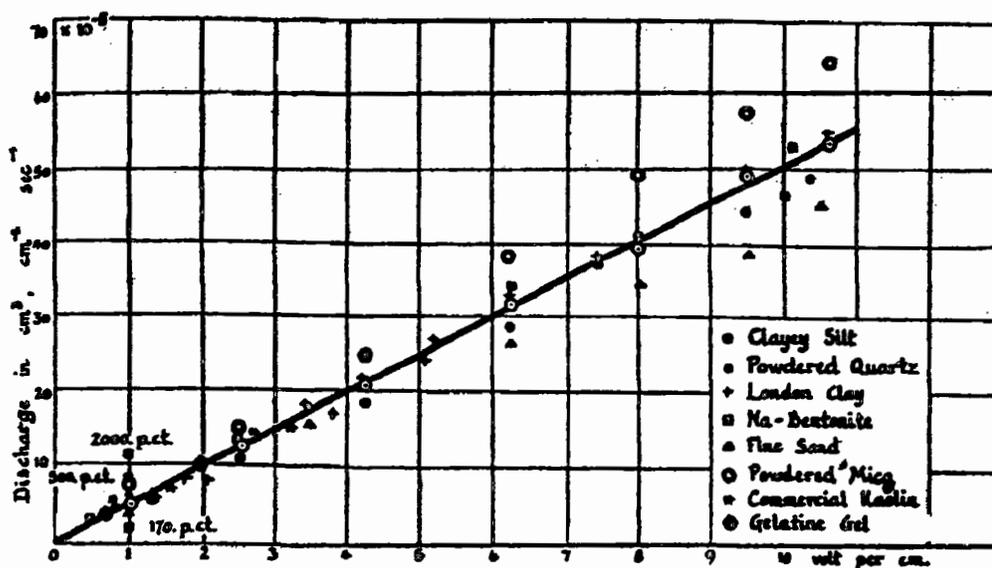


FIGURA 4.24 - Descarga d'água obtida nos solos ensaiados por CASAGRANDE (1948,1949).

CASAGRANDE (1949), analisando o valor de k_e obtido experimentalmente, observou que em muitos casos, ele excedia o coeficiente de permeabilidade hidráulica. Em solos com pequenas quantidades de argila, como os siltes argilosos ($k = 8,5 \times 10^{-8}$ cm/s), o fluxo hidráulico pode ser desprezado, quando comparado a um coeficiente de permeabilidade eletro-osmótica da ordem de 5×10^{-5} cm/s por V/cm.

Por outro lado, considerando o coeficiente de permeabilidade hidráulica da areia fina ($k = 2,9 \times 10^{-3}$ cm/s), o fluxo gerado pelo gradiente hidráulico será maior que aquele gerado pelo gradiente elétrico. No caso das areias, portanto, o fluxo hidráulico neutraliza totalmente a ação do fluxo eletro-osmótico. CASAGRANDE concluiu que para materiais de permeabilidade média, como areias grossas, o efeito eletro-osmótico é menos importante; a aplicação do método passa a ter interesse prático somente quando $k \cong k_e$.

WANG & VEY (1953) constataram o desenvolvimento de fissuras e acúmulo de gás no solo durante o processo eletro-osmótico, como mostra a FIGURA 4.25.

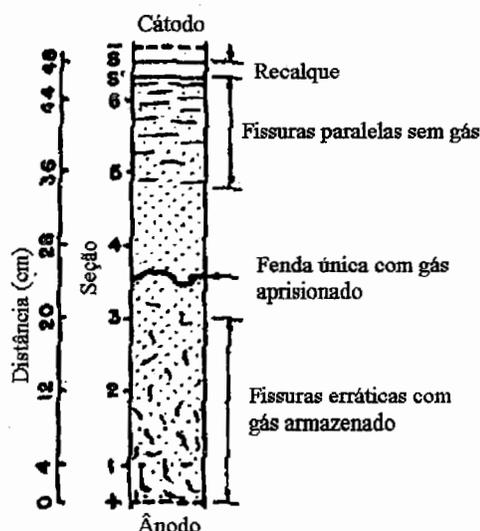


FIGURA 4.25 - Perfil do solo após a eletro-osmose (WANG & VEY, 1953).

As fendas e fissuras, quando não fechadas por compactação, aumentam a permeabilidade hidráulica, e o efeito do acúmulo de gás se torna grande após um prolongado estágio de eletro-osmose, o que pode alterar a teoria original desenvolvida para solos saturados.

O fissuramento nos solos submetidos a um gradiente elétrico já havia sido detectado por CASAGRANDE (1948), mas em solos com materiais coloidais. Nestes solos, CASAGRANDE também observou a formação de fissuras paralelas, inicialmente desenvolvidas no cátodo e “caminhavam” em intervalos regulares para o ânodo. O autor relacionou o acúmulo de água no cátodo ao desenvolvimento de tais

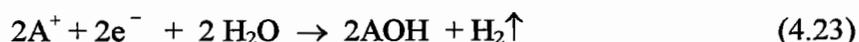
laminações; devido a este fato, conclui-se que as tensões desenvolvidas pela água são responsáveis pela formação destas fissuras.

MURAYAMA & MISE (1953) equacionaram o processo de liberação de gases.

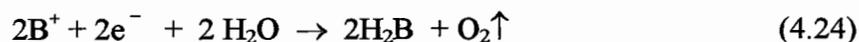
O solo contém uma parte coloidal, o qual absorve ânions A^+ , cátions B^- e água.



Quando uma corrente elétrica é aplicada ao solo, íons A^+ migram na direção do cátodo e se acumulam ao redor dele, enquanto gás H_2 é separado de acordo com a seguinte equação:



Por outro lado, a absorção de íons B^- migra para o ânodo e gases O_2 se formam, e o solo se torna ácido nesta região.



LO & HO (1991) analisando dados obtidos em ensaios de campo, observaram a influência do metal dos eletrodos dentro do solo. Análises químicas do solo antes do tratamento não indicaram a presença de íons de cobre (material usado como eletrodo) na água subterrânea; entretanto, a água expelida do cátodo após 5 dias de tratamento apresentou uma concentração alta de íons de cobre (1420 ppm). Os autores atribuem este fato à oxidação do cobre, dissolvido na água do solo próximo ao ânodo durante o tratamento com polaridade normal, e removido pela água quando a polaridade é invertida. Baseando-se neste fato, os autores sugerem que os íons metálicos dissolvidos na água subterrânea podem ser removido pelo tratamento eletro-osmótico. Alguns íons (cloretos e sulfetos) e cátions (sódio, cálcio, potássio, cobre e magnésio) são removidos do solo pela eletro-osmose. Durante a polaridade normal, não foram detectados ânions na água expelida no cátodo, pois eles migram

para o ânodo. Quando a polaridade é invertida, os íons acumulados próximo ao cátodo (anteriormente ânodo) foram removidos pela água expelida.

CASAGRANDE (1959) já havia feito comentários sobre a deposição de metais derivados da corrosão do ânodo que pode ocorrer durante a eletro-osmose. Segundo o autor, este fenômeno é de pequena importância para o tratamento de fundações, devido aos pequenos gradientes elétricos aplicados na prática. Depósitos de derivados de metais no solo, como alumina, durante o tratamento eletro-osmótico com eletrodos de alumínio, tem um efeito cimentante sobre a estrutura dos grãos de solo. Como estes depósitos se concentram no solo próximo ao ânodo, pode ocorrer a formação de uma região compacta e impermeável ao redor deles e, por conseguinte, o desenvolvimento destes depósitos cimentantes tem uma taxa muito pequena em relação à drenagem eletro-osmótica.

Sobre elevações de temperatura geradas pelo processo eletro-osmótico, CASAGRANDE (1983) coloca este ponto como limitante à voltagem aplicada. Segundo o autor, o aquecimento pode exercer somente um pequeno efeito benefício sob o ponto de vista de melhoria de resistência, entretanto, consome grandes quantidades de energia.

4.7 - Eletro-osmose em concretos

POGANY (1953) relata que patenteou o método de eletro-osmose para aumento de resistência do concreto, e mostra as vantagens advindas da utilização deste processo: baixo custo dos equipamentos, fácil manuseio destes, utilização em regiões de clima frio e em locais onde os métodos tradicionais de compactação não poderiam ser usados. O autor afirma que o concreto pode ser desidratado antes da pega pela aplicação de uma corrente contínua em conjunto com a compactação, podendo-se obter relações água/cimento entre 0,2 e 0,3. A diminuição da relação água/cimento gera concretos mais densos, por conseguinte, mais resistentes.

Valores ótimos de voltagem, corrente elétrica, distância entre os eletrodos e diâmetros foram enfocados pelo autor. As condições ótimas recomendadas são:

- voltagens entre 60 e 70 Volts
- corrente elétrica entre 2 e 3 A, em amostras de dimensões 20 x 20 x 60
- distância entre dos eletrodos de 40 cm
- temperaturas máximas de 50 °C
- ânodos em barras circulares de 16 mm
- cátodos em barras perfuradas.

Em condições práticas, o autor coloca que para voltagens e correntes ótimas, o espaçamento entre eletrodos não deve ser superior a 1,5 m, e em casos excepcionais a temperatura pode atingir 60 °C. Os cátodos devem permanecer na amostra, pois sua retirada pode causar danos ao concreto, enquanto os ânodos podem ser retirados. O início e fim de pega devem ser averiguados pelo ensaio de Vicat, e o processo eletro-osmótico pode ser aplicado logo que o concreto for moldado e, segundo o autor, deve ser interrompido antes do fim da pega. Coloca também que durante toda a operação eletro-osmótica, o concreto deve ser compactado, afim de se fechar os vazios causados pela desidratação do concreto.

POGANY (1956) coloca que a eletro-osmose somente pode ser produzida com potenciais elétricos menores que 1,7 V/cm, e que na prática, potenciais de 1 V/cm são mais vantajosos. Justifica que em potenciais maiores que 1,7 V/cm ocorre Eletro-cataforese, onde não só a água é levada para o cátodo, como também cimento, além da eletrólise da água (decomposição em hidrogênio e oxigênio).

O fundamento teórico do processo eletro-osmótico baseia-se na analogia entre a drenagem osmótica para concreto e solos. Em relação a esta analogia, o autor coloca os seguintes pontos, relativos à fase de endurecimento:

1. primeira fase, correspondendo a um terço do período de endurecimento, onde do ponto de vista da drenagem eletro-osmótica não há diferença entre solos e concreto, e todas as leis são aplicáveis
2. segunda fase, onde o endurecimento começa e a resistência interna aparece, o coeficiente de permeabilidade de Darcy passa a ser k' , decrescente com o tempo.

3. terceira fase, que de acordo com Vicat, corresponde ao estado de endurecimento do concreto, na prática $0,66 T$, onde T é o período de endurecimento, e onde qualquer analogia com o solo deixa de existir.

Em qualquer caso, a formulação também se aplica ao fenômeno eletro-osmótico em solos, com a diferença que na primeira fase ela pode ser aplicada sem restrições, e na segunda fase deve ser levado em consideração o valor k' .

O autor ainda analisa a influência do arranjo dos eletrodos, espaçamento ótimo entre eles e a quantidade de água separada, em função do campo elétrico aplicado. Coloca também que voltagens inferiores a 25 Volts não são suficientes para retirada de água.

Em relação à quantidade de água a ser separada, o autor coloca que, teoricamente, toda a água pode ser separada, exceto aquela necessária para hidratação, apesar de que, na prática, esses limites podem não ser alcançados. Além disso, cada tipo de concreto tem seu limite crítico, acima do qual a separação de água deixa de ser econômica. Este ponto limite depende das propriedades dos materiais (finura, quantidade e qualidade do cimento), e corresponde ao ponto a partir do qual ocorre uma grande diminuição da quantidade de água separada, com correspondente aumento de voltagem.

Esquemas de arranjos são também apresentados nos artigos, e com bases nestes desenhos e pelo que foi descrito, acredita-se que os eletrodos utilizados são em forma de barras, tipo armadura, para os ânodos e tubos para os cátodos.

O autor finaliza seus estudos colocando que a eletro-osmose é um meio útil para aumento da resistência do concreto quando utilizado em conjunto com a vibração, aplicada para fechar os poros enlargados durante o processo eletro-osmótico, e também, com o objetivo de manter a tixotropia do material. A principal conclusão apresentada, entretanto, diz respeito ao aumento de resistência do concreto, que poderia ser em torno de 35 a 45%, com relativo baixo custo.

Observa-se, então que a eletro-osmose é aplicada para aumento de resistência de concretos baseada no princípio de retirada de água, e posterior fechamentos dos capilares abertos, utilizando vibração. Outro ponto que deve ser colocado, reside no fato, que provavelmente, ocorre variação de voltagem durante o ensaio.

No geral, os artigos trazem informações teóricas, relativas à influência do comprimento do eletrodo, quantidade de água separada e distância ótima entre eletrodos, por onde se acredita que um programa experimental de base tenha sido realizado. Entretanto, os artigos não trazem nenhum tipo de dado que comprove a idéia de aumento de resistência.

Capítulo 5

Efeito da temperatura sobre o ganho de resistência do concreto

5.1 - Considerações iniciais

As reações que transformam o cimento Portland em agente ligante ocorrem na presença de água. Como o cimento Portland é composto de uma mistura de muitos compostos, o processo de hidratação consiste na reação simultânea de diferentes destes compostos anidros com a água.

Silicatos e aluminatos, componentes principais do cimento Portland, formam produtos de hidratação que, com o decorrer do tempo, dão origem a uma pasta firme e dura, com características de pega e endurecimento. Apesar de as reações dos diferentes compostos do cimento anidro com a água serem simultâneas, estas ocorrem em diferentes taxas de hidratação. Os aluminatos hidratam mais rápido que os silicatos, e estas reações são responsáveis pelo enrijecimento (perda de consistência) e pega. Os silicatos já têm um papel predominante na determinação do endurecimento, caracterizado pelo ganho de resistência.

O comportamento dos diferentes componentes do cimento durante a fase de hidratação não será discutido aqui, entretanto, ressalta-se a importância da elevação de temperatura sobre as reações de hidratação, interferindo nas manifestações físicas de pega e endurecimento.

5.2 - Aspectos físicos da pega e endurecimento

Perda de consistência, pega e endurecimento são diferentes manifestações físicas decorrentes do processo evolutivo das reações de hidratação. Embora estas manifestações físicas culminem com o endurecimento da pasta, com a passagem de um estado fluido para um estado rígido, são fases distintas do processo evolutivo das reações de hidratação. MEHTA & MONTEIRO (1993) apresentam uma revisão dos diferentes aspectos físicos apresentados pelo cimento durante as reações de hidratação:

- ◇ **Enrijecimento ou perda de consistência:** é a perda de consistência da pasta de cimento plástica, associada ao fenômeno de perda de *slump* no concreto. A água livre na pasta de cimento é responsável pela plasticidade. A perda gradual da água livre do sistema, seja pelas primeiras reações de hidratação, adsorção física ou evaporação, leva ao enrijecimento da pasta
- ◇ **Pega:** implica na solidificação da pasta de cimento plástico. O início da solidificação, chamado pega inicial, indica o fim da trabalhabilidade da pasta, quando operações como moldagem e compactação se tornam difíceis. A solidificação da pasta é gradual, e o instante em que ocorre a solidificação total marca o fim de pega. Quase que universalmente, o início e fim de pega são determinados pelo equipamento de Vicat.
- ◇ **Endurecimento:** corresponde ao fenômeno de ganho de resistência da pasta com o tempo. A pasta de cimento fresca, logo após a pega, tem pequena ou nenhuma resistência, pois a reação química do silicato tricálcio (C_3S) ainda está no início. Uma vez iniciada, a reação continua rapidamente por muitas semanas, preenchendo os espaços vazios da pasta com os produtos da reação, diminuindo a porosidade e a permeabilidade, aumentando a resistência.

A FIGURA 5.26 apresenta graficamente a relação entre o processo de hidratação química de uma pasta de cimento Portland normal com os fenômenos físicos de pega, endurecimento, porosidade e permeabilidade.

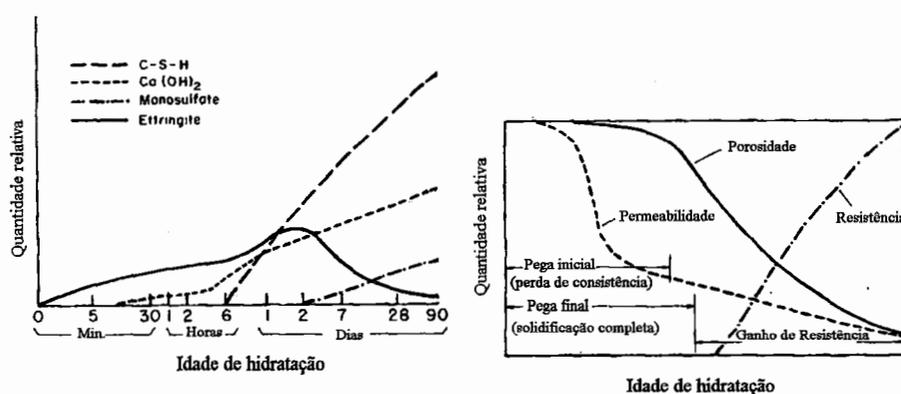


FIGURA 5.26 - Influência dos produtos de hidratação sobre os processos físicos da pasta de cimento (MEHTA & MONTEIRO, 1993)

Ainda que durante a pega a pasta apresente um certo endurecimento, o ganho de resistência só ocorre depois do fim de pega, como deixa claro a FIGURA 5.26 (à direita). Observa-se também que a porosidade e a permeabilidade têm um crescimento contrário ao endurecimento: quanto mais endurecido o concreto, ou ainda, mais resistente, menor a porosidade e a permeabilidade.

Os fenômenos de pega e endurecimento (ganho de resistência) serão melhor discutidos nas seções subsequentes.

5.3 - Pega

NEVILLE (1981) destaca que o termo pega é um tanto quanto arbitrário, e refere-se à passagem da pasta de um estado fluido para um estado rígido. Os termos início e fim de pega são empregados para representar estágios de pega arbitrariamente escolhidos.

O início e fim de pega são determinados pelo equipamento de Vicat. Este aparelho mede a resistência de uma pasta de cimento de consistência padronizada à penetração de uma agulha sobre uma carga de 300 g. O início e fim de pega são definidos como o intervalo de tempo entre o instante da mistura da água com o cimento até o instante em que a pasta atinja resistências à penetração padronizadas.

A consistência da pasta é medida também pelo equipamento de Vicat, empregando uma sonda de diâmetro 10 mm. A sonda é colocada em contato com a superfície superior da pasta, e solta em seguida. Sob a ação do peso, a sonda penetra uma certa profundidade na pasta, profundidade esta que depende da consistência. A pasta com relação água/cimento que apresentar profundidade de penetração da sonda de 6 ± 1 mm corresponde a pasta de consistência normal.

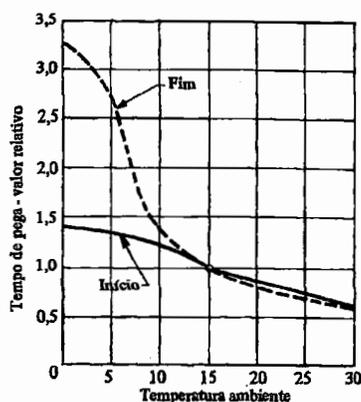
Segundo MEHTA & MONTEIRO (1993), a pega inicial é um tempo arbitrário do processo de pega. De acordo com a NBR 11581 - MB 3434 (1991), a pega inicial é atingida quando a agulha do aparelho de Vicat dista 1 mm da base de uma pasta de cimento de 40 mm, e o fim de pega é definido como o instante em que a agulha dista 38 mm da base da pasta.

Embora o tempo de pega medido pelo equipamento de Vicat em pastas de consistência normal seja um método quase universal, sabe-se que este não coincide com o tempo de pega do concreto. Um vez que os processos de pega e endurecimento são influenciados pelo preenchimento dos espaços vazios com os produtos de hidratação, diferentes relações água/cimento afetam o tempo de pega. Por este motivo, os tempos de pega da pasta e do concreto moldado com o mesmo cimento não coincidem, pois as taxas água/cimento nos dois casos usualmente são diferentes.

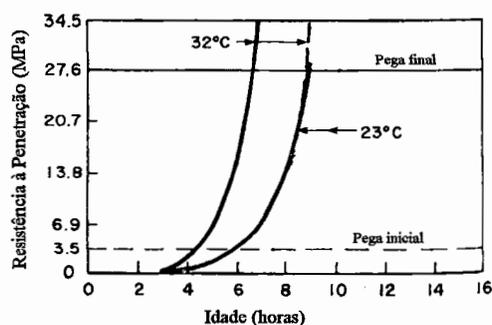
MEHTA & MONTEIRO (1993) definem a pega do concreto como o início da solidificação do concreto fresco. Os tempos de pega do concreto são definidos em termos de resistências à penetração arbitrárias, e não marcam uma mudança específica nas características físico-químicas na pasta de cimento: meramente correspondem a pontos funcionais, que definem os limites de manuseio e o instante a partir do qual a resistência começa a se desenvolver a uma taxa significativa.

O processo de pega é acompanhado por mudanças de temperatura da pasta de cimento: o início de pega corresponde a uma rápida elevação de temperatura, e o fim de pega ao pico da temperatura. O tempo de pega decresce com o aumento da temperatura, mas acima de 30 °C pode-se observar um fenômeno contrário. Na FIGURA 5.27 apresenta-se o comportamento da pega da pasta de cimento (FIGURA 5.27.a) e do concreto (FIGURA 5.27.b) submetidos a diferentes temperaturas.

Observa-se que há uma diminuição do tempo de pega, tanto para o cimento como para o concreto, pela elevação de temperatura. Da FIGURA 5.27.a, observa-se que a temperaturas menores que 15 °C há um substancial aumento no tempo de pega, principalmente na pega final. Para temperaturas maiores, há uma diminuição nos tempos de pega inicial e final, na mesma razão.



5.27.a



5.27 - b

FIGURA 5.27 - Influência da temperatura sobre o tempo de pega do cimento e do concreto
a - NEVILLE (1981) b - MEHTA & MONTEIRO (1993)

5.4 - Cura

Para se obter um bom concreto, a aplicação de uma mistura apropriada deve ser seguida de uma cura em meio adequado durante os primeiros estágios de endurecimento. Cura é o nome dado aos procedimentos adotados para promover a hidratação do cimento e consiste em um controle de temperatura e movimentação da umidade de e para o interior do concreto.

Um objetivo mais específico da cura é manter o concreto saturado, ou o mais próximo desta condição, até que os espaços inicialmente ocupados pela água na pasta fresca sejam preenchidos pelos produtos de hidratação do cimento.

5.5 - Endurecimento ou ganho de resistência

A resistência é considerada a propriedade fundamental do concreto, fornecendo uma indicação geral da qualidade, por estar diretamente relacionada à estrutura da pasta de cimento endurecido.

O ganho de resistência se inicia com as reações de hidratação do silicato tricálcio e continua por várias semanas. Uma forma de se conseguir concretos de boa qualidade é seguir a aplicação deste a um processo de cura adequada.

5.6 - Maturidade do concreto

A temperatura durante a cura também é um fator que afeta a velocidade das reações de hidratação e, conseqüentemente, influencia a evolução da resistência do concreto. Esta influência pode ser visualizada na FIGURA 5.28, obtida em ensaios com corpos de prova molhados, selados e curados às temperaturas indicadas. Observa-se que temperaturas de cura mais altas fornecem maiores resistência a pequenas idades, enquanto a maiores idades a diferença entre resistências para diferentes temperaturas é pequena.

Como a resistência é função tanto da idade como da temperatura, pode-se dizer que esta é função da integral da temperatura ao longo do tempo. O somatório das diferentes temperaturas ao longo do tempo é denominado *Maturidade*. Observou-se que não são iguais os efeitos de uma exposição a temperaturas mais elevadas se isso ocorrer imediatamente após a moldagem ou mais tarde, na vida do concreto (NEVILLE, 1981).

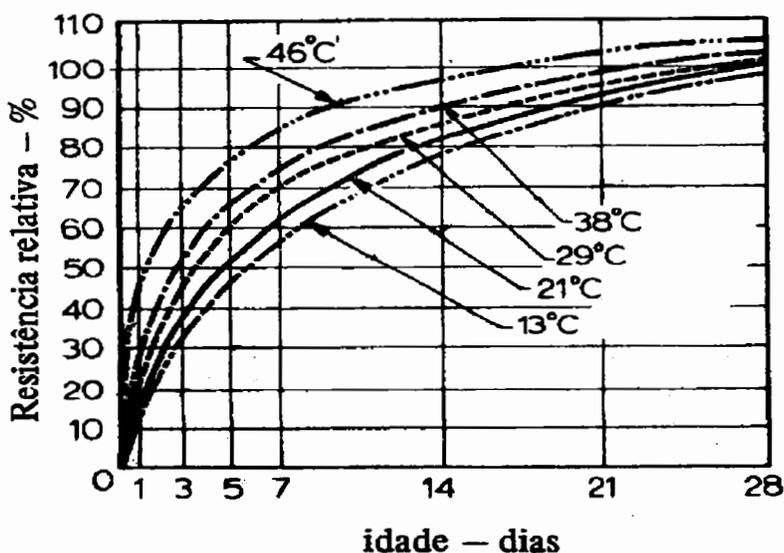


FIGURA 5.28 - Influência da temperatura durante a cura sobre a resistência, em relação à concretos com relação a/c = 0,50 curados a 21 ° C (PRICE apud NEVILLE, 1981)

5.7 - Efeito da temperatura sobre a pega

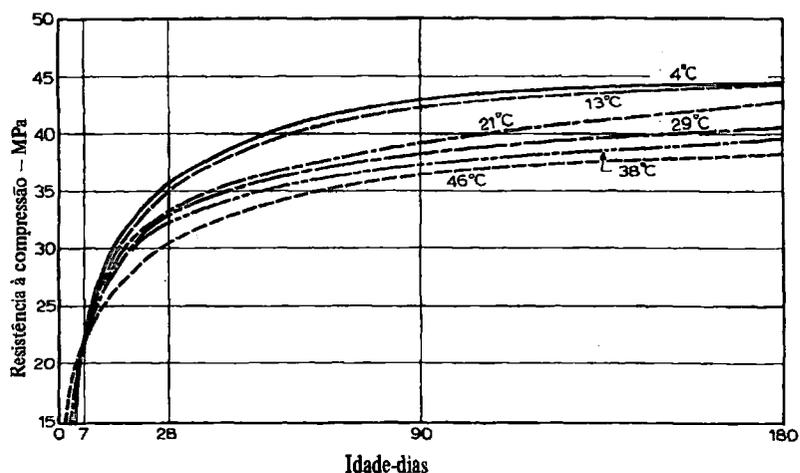
A elevação de temperatura durante a cura tem efeito benéfico sobre a resistência do concreto a pequenas idades, sem comprometer a resistência a longo prazo. Entretanto, a elevação de temperatura durante a pega, embora aumente a resistência inicial, compromete a resistência em idades acima de 7 dias.

PRICE* apud NEVILLE (1981) apresenta resultados do efeito da temperatura durante as duas primeiras horas depois do início da mistura sobre a evolução da resistência de concretos com relação a/c = 0,53. Após a segunda hora, os corpos de prova foram curados à temperatura de 21 °C. Destes resultados, apresentados na FIGURA 5.29.a, pode-se observar que foram pequenos os acréscimos na resistência com a elevação de temperatura em idades menores que 7 dias. Em idades maiores que 28 dias foram nítidas as perdas na resistência, tanto maiores quanto maior a temperatura.

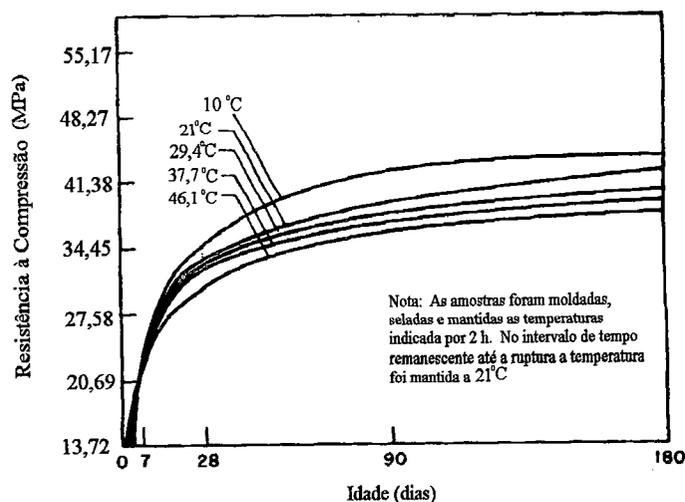
Segundo NEVILLE (1981), ensaios de campo confirmam a influência da temperatura sobre a resistência durante a aplicação do concreto, onde para um aumento de temperatura de 5 °C há um decréscimo típico na resistência de 1,9 MPa.

* PRICE, W. H. (1951) - Factors influencing concrete strength. *Journal of American Concrete Institute*. N. 47, p. 417-432, Fevereiro de 1951.

MEHTA & MONTEIRO também (1993) apresentam resultados sobre o efeito de temperaturas elevadas durante as duas primeiras horas iniciais do concreto, posteriormente submetidos a temperatura de 21 °C (FIGURA 5.29.b). Observa-se que a resistência aos 180 dias de concretos submetidos a 21 °C durante as duas primeiras horas iniciais é bem maior do que aquela apresentada pelos concretos submetidos a 38 e 46 °C.



5.29.a - PRICE apud NEVILLE (1981)



5.29.b - MONTEIRO & MEHTA (1994)

FIGURA 5.29 - Efeito de temperaturas elevadas durante as duas primeiras horas iniciais sobre a evolução da resistência.

Considerando diferentes técnicas de elevação de temperatura, MAMILLAN et al (1967) estudou o efeito da temperatura sobre o endurecimento do concreto, submetendo-o a dois processos de aquecimento:

1. aquecimento ao ar: sob placas aquecidas eletricamente
2. em água: temperatura da água elevada por resistências elétricas.

Em ambos processos, os concretos foram moldados a 20 °C e levados a temperatura de 80 °C durante a primeira hora. Analisando a resistência a primeiras horas, os autores constataram que o tratamento sob placas aquecidas conduziria a resultados semelhantes àqueles obtidos pelo aquecimento em água, como pode ser observado na FIGURA 5.30.

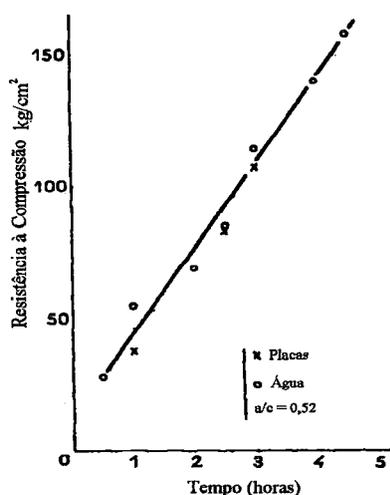


FIGURA 5.30 - Comparação entre taxas de evolução de resistência até a sexta hora de idade para concretos submetidos a temperaturas elevadas em água ou ao ar (MAMILLAN et al 1967)

Posteriormente, MAMILLAN et al (1968) apresentaram resultados sobre o efeito de temperaturas elevadas em estufas na evolução da resistência do concreto. Observa-se destes resultados a diferença entre os ganhos de resistência quando a temperatura se eleva de 20 a 35°C. Para temperaturas de 80 e 90° C, a diferença entre resistências é pequena, mas é marcante a diferença entre resistências obtidas com esta faixa de temperatura em comparação as que foram obtidas com temperatura de 50° C, como pode ser observado na FIGURA 5.31.

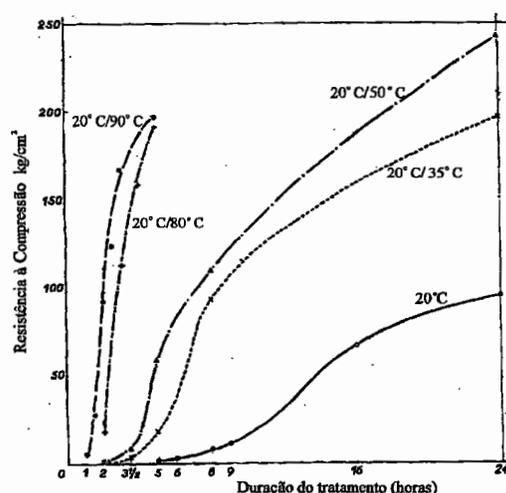


FIGURA 5.31 - Efeito de diferentes temperaturas sobre o endurecimento do concreto. Elevação de temperatura em estufas, concretos com idade até 24 h

Sobre a perda de resistência decorrente da temperatura elevada durante a pega, NEVILLE (1981) fornece a seguinte explicação para os danos à resistência a maiores idades: uma hidratação inicial rápida, acelerada pela temperatura, aparentemente resulta em uma estrutura mais pobre e mais porosa, com uma maior proporção de poros preenchidos de maneira incompleta. Pelo princípio da relação gel/espaco, esta situação resulta em uma menor resistência quando comparada a uma pasta menos porosa, que se hidrata lentamente e na qual, provavelmente, atinge-se uma maior relação gel/espaco.

VERBECK & HELMUTH* apud KJEELSEN et al. (1990.a, 1990.b) teorizam que pela baixa solubilidade e difusibilidade, os produtos de hidratação podem não ser capazes de se difundirem a uma significativa distância do grão de cimento durante o tempo disponível, decorrente da rápida hidratação. A elevação de temperatura pode então resultar em uma estrutura de distribuição não uniforme da fase sólida, afetando a resistência, pois a relação gel/espaco nos interstícios é menor do que seria no caso de uma hidratação uniforme. Além disso, a densa concentração dos produtos de hidratação ao redor do grão de cimento funciona como barreira à difusão, comprometendo a evolução da hidratação.

* VERBECK, G.J.; RICHARD H.H. (1968) - Structures and physical properties of cement paste. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE CHEMISTRY OF CEMENT 5, *Proceedings*, Tóquio. p.1-32

KJELLEN et al. (1990.a) empregando a técnica de microscopia eletrônica observaram densas cápsulas de hidratação ao redor dos produtos do cimento em concretos submetidos a temperaturas de 50 °C logo após a moldagem, confirmando a teoria de VERBECK & HELMUTH (1969). Observaram também que os produtos de hidratação são bem mais distribuídos nas amostras hidratadas a 5 °C.

PATEL et al. (1995) estudaram o efeito de diferentes regimes de cura sobre a microestrutura do concreto. Foram analisadas temperaturas 16, 20, 42, 46 e 85 °C, com diferentes taxas de elevação e período de aplicação da temperatura máxima. Nas amostras submetidas a temperaturas de 42, 46 e 85 °C a elevação de temperatura só teve início no mínimo na 4ª hora após a moldagem, intervalo este denominado de pré-cura, onde as amostras estiveram submetidas a 20 °C. Os autores observaram que as amostras de concreto curadas a elevadas temperaturas apresentam desenvolvimentos de cápsulas circulares, particularmente próximas às maiores partículas de agregados, resultado da completa hidratação dos grãos de clínquer e migração de íons para longe do ponto de hidratação.

Outros problemas decorrentes da elevação de temperatura nas primeiras horas do concreto foram levantados por diversos autores.

Segundo SKALNY & ODLER (1972) a hidratação do C₃S a elevadas temperaturas apresenta uma estrutura mais grosseira, quando comparada àquelas hidratadas à temperatura de 25 °C.

ALEXANDERSON * apud PERENCHIO (1991) observou fissuras microscópicas em concretos curados a elevadas temperaturas, a menos que se tenha um período de 4 h antes da elevação. Posteriormente, PFEIFER et al. (1987) corroboraram com este trabalho, sugerindo que o período ótimo para elevação da temperatura de cura ocorra quando o concreto atinja uma resistência à penetração de 3,5 MPa, como determinado pela ASTM C 403. Com base nesta definição, observa-se que a elevação de temperatura na cura deve somente ser aplicada após a pega inicial do concreto.

* ALEXANDERSON, J. (1972) - Stress losses in heat cured concrete . Proceedings No. 43, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.

RADJY & RICHARDS (1973) encontraram que temperaturas de cura a vapor de 97 °C resultam na formação de poros grandes e redução do módulo de elasticidade.

GOTO & ROY (1981) observaram que a porosidade de pastas hidratadas a 60 °C são maiores que a porosidade daquelas hidratadas a 27 °C.

KJELLENSEN et al. (1990.b) observaram que a temperatura tem um papel determinante sobre a estrutura do poro. Em pastas de concreto com a mesma taxa de hidratação, submetidas a temperaturas de 5, 20 e 50 °C (imersas em água), a porosidade se apresentou maior quanto maior a temperatura de cura. A diferença no volume de poros pareceu ser maior no volume de poros grandes, fato que compromete a durabilidade do concreto.

KJELLENSEN et al. (1991) apresentam resultados de resistência à compressão de concretos curadas a temperatura constante, sem levar em consideração o período de pré-cura, em amostras imersas em água a temperaturas elevadas. Os resultados obtidos por estes autores são apresentados na tabela 5.4, concernentes a temperaturas de 20 e 50 °C. A depreciação observada pelos autores, mesmo a 7 dias de idade, é sempre maior que 10%, se não for respeitado o período de pré-cura.

Tabela 5.4 - Efeito da temperatura de cura sobre a Resistência à Compressão (MPa) (temperaturas mantidas constante desde a moldagem) (DETWILER et al, 1991)

Idade (dias)	a/c = 0,5			a/c = 0,58		
	20 °C	50 °C	Dp (%)	20 °C	50 °C	Dp (%)
7	45,6	40,9	10,3	38,1	28,8	24,4
28	54	44,3	18	42,9	-	-

Dp: taxa de depreciação em relação à temperatura de 20 °C

Capítulo 6

Metodologia e descrição dos ensaios

6.1 - Considerações iniciais

Neste capítulo serão apresentados os procedimentos dos ensaios realizados no programa experimental desta pesquisa. Basicamente, o programa experimental pode ser dividido em três fases distintas:

A primeira fase consiste na aplicação de gradientes elétricos às amostras de concreto fresco. Este ensaio é a base da pesquisa, pois é a partir dele que se pretende modificar as propriedades mecânicas do concreto projetado.

A segunda fase do programa experimental consiste nos ensaios de avaliação das características mecânicas dos concretos submetidos a gradientes elétricos, em diferentes idades. Deste grupo fazem parte os Ensaio de Resistência à Compressão Simples, onde será avaliado o comportamento tensão-deformação, resistência à compressão e o módulo de elasticidade. Para idades menores que 12 h, será utilizada a técnica do Penetrômetro de Profundidade Constante (PPC) proposta por PRUDÊNCIO (1993), para avaliação indireta da resistência do concreto.

Na terceira fase do programa, o interesse estará voltado para o efeito do gradiente elétrico sobre comportamento químico destas amostras. Nesta fase será avaliado o efeito do gradiente elétrico sobre o tempo de pega do cimento, medidos a partir do ensaios de Vicat. A princípio, pretendia-se estudar também a

microestrutura dos concretos submetidos ao gradiente elétrico, utilizando a técnica da Microscopia Eletrônica de Varredura. Entretanto, por problemas operacionais do equipamento, não foi possível avançar neste campo em tempo hábil para estas análises fazerem parte da dissertação.

Por simplicidade, todos os ensaios foram realizado em amostras moldadas, levando-se em conta a similaridade entre o concreto projetado e o concreto convencional, discutida no capítulo 2.

6.2 - Ensaio com aplicação de Gradiente Elétrico

Este ensaio consiste na aplicação de gradientes elétricos às amostras de concreto recém misturadas, por meio de eletrodos inseridos no material. Estes eletrodos são ligados a uma fonte geradora de tensão, criando-se entre eles um campo elétrico, que atravessa a amostra de concreto.

Em cada ensaio, foram moldadas duas amostras de uma mesma mistura de materiais: uma delas foi submetida ao gradiente elétrico, enquanto a outra foi mantida sob as mesmas condições, sem aplicação do gradiente elétrico e denominada amostra de Referência.

As amostras foram moldadas em formas de madeira, revestidas internamente com fórmica, a fim de que a madeira não absorvesse a água para hidratação do cimento.

Os procedimentos do ensaio, desde a preparação das amostras até a especificação dos gradientes empregados, serão descritos nos itens seguintes:

6.2.1 - *Preparação das amostras de concreto*

A aplicação do gradiente elétrico para aumento da resistência em concreto projetado foi realizado em amostras de concreto moldadas, utilizando as proporções de materiais apresentadas na tabela 6.5:

Tabela 6.5 - Mistura utilizadas nos ensaios (proporções em massa)

<i>Materiais</i>	<i>Mistura 1</i> (kg/m ³)	<i>Mistura 2</i> (kg/m ³)
Cimento	418	357
Agregado miúdo (areia)	837	1078
Agregado graúdo (pedregulho)	628	707
Relação água/cimento	0,8	0,66

A relação água/cimento empregada nos concretos ensaiados é bem superior à geralmente empregada em concreto projetado, que varia em torno de 0,5. A relação água/cimento utilizada na mistura 1 é alta, bem maior que as normalmente empregadas na construção civil. Este alto valor é justificável por ser a primeira aproximação para análise do processo, quando ainda não se tinha idéia sobre os fenômenos decorrentes da aplicação de gradientes elétricos ao concreto, como eletrólise da água e aumento de temperatura, os quais interferem no processo de hidratação do cimento, aumentando a velocidade da reação e diminuindo a quantidade de água disponível. A dificuldade em se prever o comportamento do concreto sob gradiente elétrico, aliada à complexa relação destes fatores com a quantidade de água disponível, levou a estimar, de maneira grosseira, uma relação água/cimento bastante alta, com a intenção de atenuar a falta de água para hidratação do cimento, fato que poderia vir a ocorrer.

O traço da mistura 2 foi utilizado por PRUDÊNCIO (1993) nos ensaios de penetrômetro de profundidade constante, e está muito mais de acordo com as dosagem usuais na construção civil e em concretos projetados.

O cimento empregado foi o CP II F 32, de três lotes diferentes. Ensaio de tempos de pega, realizados de acordo com a MB 3434, registraram tempos de pega inicial e final de 240 minutos e 388 minutos, respectivamente. A areia empregada consiste em um material de diâmetro menor que 3,36 mm, e agregado de dimensão máxima média 20 mm. As características dos materiais empregados na moldagem dos corpos de prova é apresentada no ANEXO A.

Procurou-se manter o material empregado na concretagem sempre sob as mesmas condições. Toda areia utilizada foi passada na peneira de nº 5, e deixada

secar à temperatura ambiente, no laboratório onde os ensaios foram realizados. O pedregulho utilizado foi sempre previamente peneirado lavado e seco em estufa.

Na concretagem, os agregados foram sempre primeiro colocados na bandeja, e homogeneizados. A adição do cimento somente ocorria segundos antes da mistura com a água. Este cuidado foi tomado a fim de que o cimento não iniciasse o processo de hidratação a partir de alguma umidade existente nos agregados. Adicionava-se a água aos poucos, e a homogeneização dos materiais foi manual. Padronizou-se um tempo de homogeneização em torno de 5 minutos, contados a partir da adição de água.

Nenhum equipamento de vibração foi empregado, a não ser uma vibração manual nas amostras moldadas com a mistura 2, para preenchimento dos vazios.

6.2.2 - Descrição do arranjo utilizada no ensaio

O material empregado como eletrodo consistia em uma tela galvanizada, com malhas em forma de losango, com dimensões mostradas na FIGURA 6.32. Estas telas receberam um tratamento com ácido muriático, para eliminação de pontos de ferrugem. Estas eram imersas por alguns minutos no ácido muriático, posteriormente colocadas em água e sabão e lavadas em água corrente. Aplicava-se sobre elas uma substância oleosa, para maior proteção, dispostas para secagem sobre uma folha de jornal. Somente um dia depois deste tratamento, estas eram utilizadas na moldagem.

As formas de madeira empregadas eram parafusadas, para facilitar a desmoldagem das amostras. Estas formas tinham a forma de um prisma, compostas por 2 laterais quadradas, com a maior dimensão na base. As juntas destas formas foram sempre vedadas com silicone, para evitar fuga de material. Os eletrodos situavam-se junto às faces quadradas, acompanhando as dimensões destas.

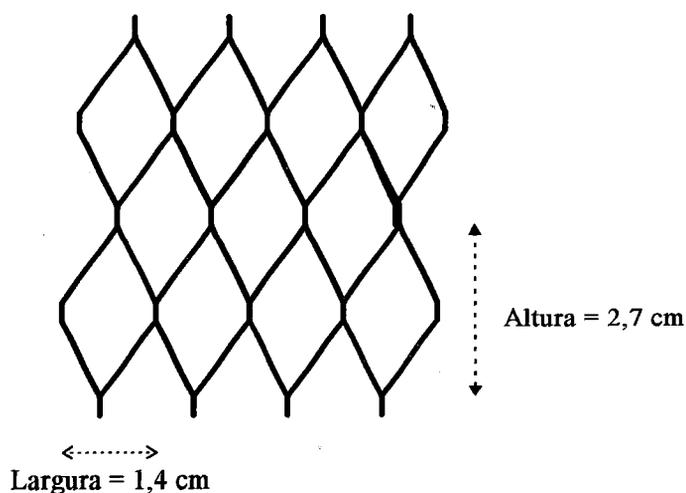


FIGURA 6.32 - Detalhe da tela galvanizada utilizada como eletrodo

Em dois pontos dentro do material fresco, foram colocados fios de cobre, que trabalharam como terminais para medida da tensão efetiva, a fim de se controlar o campo elétrico que realmente atuava sobre a amostra.

A FIGURA 6.33 apresenta um esquema deste arranjo.

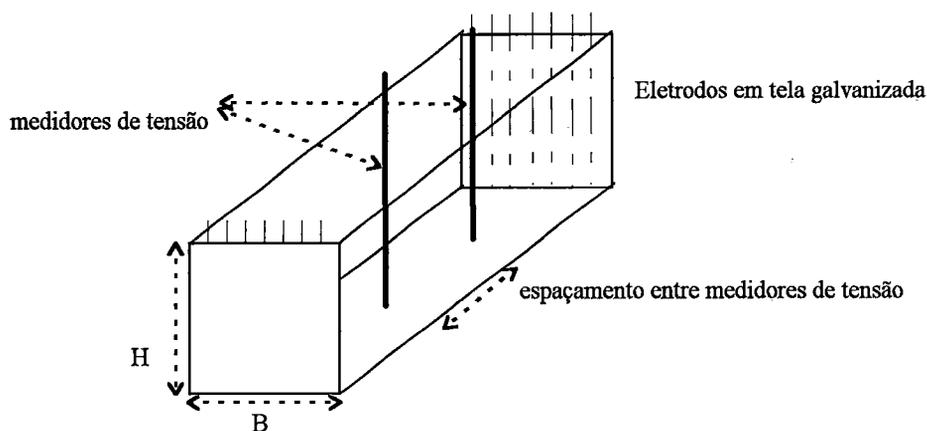


FIGURA 6.33 - Arranjo dos eletrodos dentro das formas utilizadas na moldagem das amostras submetidas a gradientes elétricos.

A moldagem das amostras seguiu os seguinte procedimentos:

As formas tiveram suas dimensões medidas, conhecendo-se os respectivos volumes. Definiu-se uma densidade de material a ser colocado dentro de cada forma, com o objetivo de não se moldarem amostras com densidades muito diferentes, o que poderia interromper nos valores de resistência a compressão.

Como se pode ver na FIGURA 6.33, nas amostras submetidas a gradientes elétricos, juntamente com a massa de concreto fresco, são colocados eletrodos e medidores de tensão. Na amostras de referência, simulou-se a descontinuidade causada pelos medidores de tensão utilizando as capas plásticas destes fios, afim de se evitarem situações de ruptura diferentes.

A cada moldagem, as formas foram sempre pesadas, juntamente como os acessórios (telas e medidores de tensão). Conhecendo-se a quantidade de material fresco a ser colocada, calcula-se o peso final de cada forma de moldagem completa.

A moldagem de cada série de duas amostras foi sempre simultânea. Quando o volume de material já atingia uma certa altura das formas, colocavam-se os medidores de tensão, em dois pontos dentro da massa de concreto fresco. As formas eram então pesadas, a fim de se atingir o peso fixado no início.

6.2.3 - Procedimento do ensaio com aplicação de Gradiente Elétrico

Em seguida à concretagem das amostras iniciava-se a aplicação do gradiente elétrico. Conectou-se um eletrodo ao polo positivo da fonte geradora, e o outro eletrodo ao polo negativo. Entre o eletrodo positivo e a fonte, acoplou-se um amperímetro em série, para leitura das correntes elétricas. Nos terminais para medida de tensão, acoplou-se um voltímetro, para medidas das voltagens efetivas.

A FIGURA 6.34 apresenta um esquema das ligações elétricas.

Uma certa voltagem foi aplicada pela fonte e mantida constante durante todo o tempo de ensaio, em torno de 5 a 6 horas. Durante a aplicação do gradiente elétrico, foram realizadas leituras de voltagem (voltímetro) e de corrente elétrica (amperímetro), em intervalos regulares de 10 a 15 minutos na primeira hora e entre 40 a 50 minutos posteriormente. A temperatura das amostras, tanto a submetida ao gradiente elétrico como a amostra de referência, foi também registrada, bem como as condições ambientes do laboratório (temperatura e umidade relativa do ar).

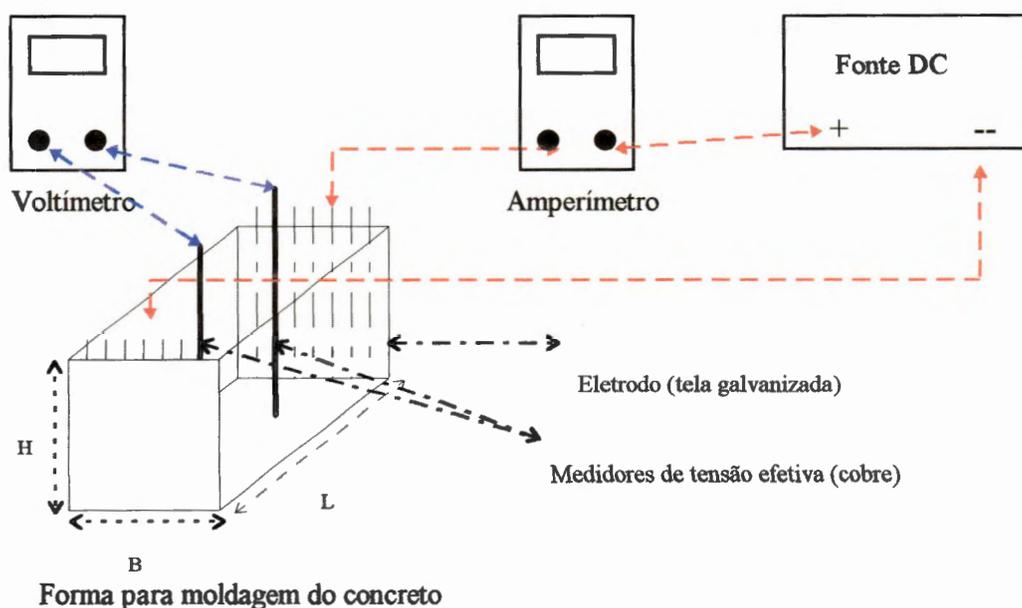


FIGURA 6.34 - Esquema das ligações elétricas empregadas para aplicação do gradiente elétrico as amostras de concreto.

As condições ambientais do laboratório variaram bastante ao longo de todo o programa experimental, sendo este bastante longo (em torno de 10 meses), apesar dos cuidados em se isolar a sala destas variações. Enquanto durante o verão, com ar condicionado ligado, a temperatura oscilava em torno de 23 a 25° C, no inverno, com as portas fechadas, ela se encontrava na faixa de 19 a 20° C. A umidade relativa teve uma variação mais freqüente, principalmente na época de chuvas, quando em uma semana seca a umidade se encontrava na faixa de 55 %, durante uma semana com chuva ela poderia atingir 75%.

O acompanhamento constante durante o ensaio possibilitou a observação de alguns fenômenos interessantes, como formação de bolhas no eletrodo negativo e oxidação do eletrodo positivo.

As amostras de referência foram mantidas próximas às amostras submetidas ao gradiente elétrico, cobertas com uma tampa de acrílico, a fim de evitar algum tipo de influência externa.

Findo o intervalo de aplicação do gradiente elétrico, as amostras foram mantidas em ambiente de laboratório até a data de desmoldagem, geralmente no dia seguinte. A massa e as dimensões das amostras foram tomadas. As amostras

a serem rompidas em diferentes idades foram então etiquetadas e deixadas curar em câmara úmida.

Analisou-se a influência de 4 gradientes elétricos. O gradiente elétrico aplicado corresponde à razão entre a voltagem aplicada e a distância L entre os eletrodos. Apesar de os eletrodos empregados não terem a forma de placas contínuas, admitiu-se para os cálculos um campo elétrico dentro do concreto de linhas retas e paralelas, gerado por placas planas e paralelas. A interferência dos agregados, considerados não condutivos, foi também desprezada.

Os gradientes elétricos analisados foram 0,44, 0,87, 1,3 e 1,7 V/cm. Estes valores são denominados gradientes elétricos aplicados $i_{E(\text{aplic})}$ médios, pois são definidos em função do espaçamento entre os eletrodos, que geral é $1,5 \pm 0,5$ cm menor que a maior dimensão das formas.

Os gradientes utilizados foram definidos em função da capacidade das fontes disponíveis para o ensaio. Foram utilizadas duas fontes geradoras de tensão, cada uma com capacidade de 30 V, fornecendo uma voltagem máxima de 60 V quando estas trabalhavam em série. Não se utilizou a capacidade máxima gerada pelas duas fontes em série pois limitou-se o gradiente elétrico máximo em 1,7 V/cm, como especificado por POGANY (1953) e POGANY (1956).

6.3 - Ensaio de Compressão Simples

Os ensaios de Compressão Simples foram escolhidos para avaliar o comportamento mecânico das amostras submetidas ao gradiente elétrico por serem ensaios rápidos, a Resistência à Compressão Simples do concreto ser sempre especificada para controle de materiais, além de que com simples modificações pode-se medir também o módulo de elasticidade.

As amostras foram submetidas à compressão simples em idades 12 h, 1, a 4 dias, 7 e 28 dias, além de em alguns casos, em idades de 14 e 21 dias, para medidas das cargas de pico. O módulo de elasticidade foi medido em idades de 12 h, 1, 3, 7 e 28 dias. Estas idades foram definidas para avaliar o

comportamento mecânico das amostras submetidas ao gradiente elétrico em idades jovens, e a maiores idades para avaliar se ocorriam perdas de resistência. Para cada idade de interesse, foram moldadas 3 amostras, com suas respectivas amostras de referência, para cada gradiente elétrico em questão e para cada mistura.

Os ensaios foram conduzido em amostras prismáticas, de dimensões 24 x 10 x 10 cm, com o carregamento aplicado longitudinalmente, paralelo às linhas do campo elétrico. Embora os corpos de prova utilizados não correspondessem à forma padronizada para ensaios em compressão simples, os corpos de prova de referência possuem a mesma forma, o que torna válida a comparação entre valores de resistência.

Antes dos ensaios, as amostras tiveram suas faces cortadas, para retirada dos eletrodos. A amostra de referência, apesar de não possuir eletrodos, foi também cortada, para serem mantidas as mesmas dimensões. Estas faces foram niveladas, obtendo-se a dimensão L em torno de $20,5 \pm 0,5$ cm, com as amostras mantendo a razão $L/(H = D) \cong 2$, em concordância com as amostras padronizadas para o ensaio.

As operações de desmoldagem e corte das faces foram sempre realizadas um a dois dias após a concretagem, exceto para as amostras ensaiadas à compressão simples em idades menores que 1 dia.

Além de niveladas as faces, as amostras onde foram medidos o módulo de elasticidade foram também capeadas com enxofre. Os deslocamentos durante o carregamento foram medidos pelo deslocamento dos pratos e também por extensômetros colocados em duas faces das amostras. Foram utilizados extensômetros do tipo Strain Gages da MTS, com 115 mm, colocados em torno da meia altura dos corpos de prova, colados às faces.

As amostras ensaiadas em idades em torno de 12 h consistiam no ponto crítico da amostragem. Após o término da aplicação do gradiente elétrico, estas amostras eram mantidas no mesmo local onde havia se realizado o ensaio, submetidas às condições ambientais que, como já discutido, foram variáveis. Próximo ao momento de ruptura, estas amostras eram cuidadosamente

desmoldadas. Não foi possível manter uma idade padrão para a ruptura, pois, em alguns casos, a amostra de referência ainda não apresentava condições favoráveis a desmoldagem.

Outra dificuldade encontrada foi em relação ao corte para retirada dos eletrodos. Encontrou-se uma grande dificuldade em padronizar a dimensão L e deixar as faces niveladas. Isso porque, como as amostras ainda se apresentavam pouco rígidas, o agregado não era cortado, e sim, arrancado das faces, deixando buracos que dificultavam o nivelamento. Este problema foi mais acentuado nas amostras moldadas com a mistura 1 e nas amostras submetidas aos menores gradientes elétricos. Algumas amostras foram perdidas durante a retirada dos eletrodos. Optou-se então por não cortar as faces das amostras de referência, pois estas apresentavam um grau muito grande de dano pelo corte, pelas suas condições de rigidez inferiores às condições das amostras submetidas ao gradiente elétrico.

Entretanto, observando as amostras rompidas com esta idade, percebeu-se que as faces se apresentavam praticamente intactas após a ruptura, como o plano de ruptura passando longitudinalmente pela região central das amostras, e a região dos eletrodos parecia pouco interferir sobre a ruptura. Executaram-se estes ensaios não mais cortando as faces e sim moldando as amostras de referência também como eletrodos.

Amostras com esta faixa de idade apresentam-se ainda bastante úmidas, inviabilizando a colagem dos extensômetros para medidas de módulo de elasticidade. O artifício empregado neste caso para medidas do módulo de elasticidade foi fazer um sulco nas superfícies das amostras, encaixar os extensômetros por meio de ganchos maiores e prendê-los com elásticos.

Mesmo com estas medidas meticulosas durante o ensaio, não foi possível realizar ensaios de compressão simples e módulo de elasticidade em idades menores que 12 h.

Todos os ensaios foram realizados na prensa MTS 815, pertencente ao laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Geotecnia.

6.4 - Ensaio com Penetrômetro Adaptado

No capítulo 3 foi colocada a dificuldade em se realizarem ensaios de compressão simples em concretos projetados jovens. Observou-se também que a literatura sobre concreto moldado praticamente não fornece informações sobre comportamento destes materiais em idades menores que 1 dia. Esta falta de informações sobre o comportamento de concreto a pequenas idades é até certo ponto justificável, pois para a maioria das obras estruturais os carregamentos somente começam a atuar sobre a estrutura em idades maiores que 7 dias, com a retirada das formas.

No programa experimental desta pesquisa, sentiu-se a dificuldade em manusear amostras de concreto nesta faixa de idade. Observou-se também, como será posteriormente apresentado no capítulo 7, que amostras nesta idade apresentam uma grande dispersão nos resultados. Estas dificuldades levaram a busca de uma outra forma de aferir o comportamento das amostras em idades menores que 12 h.

A resistência à compressão em amostras de concreto projetado jovens é aferida na literatura por meio de métodos indiretos, como aqueles apresentados no capítulo 3. O princípio do penetrômetro proposto por SÄLLSTRÖN (1969) e analisado por PRUDÊNCIO (1993) será aqui empregado.

PRUDÊNCIO (1993) utilizou uma agulha de MEYNADIER, equipamento empregado para avaliar a resistência do concreto projetado em campo, sucessora do penetrômetro de SÄLLSTRÖN (1969). Pela impossibilidade de se dispor de equipamento semelhante dentro do prazo da pesquisa, desenvolveu-se um equipamento para a realização deste ensaio, adaptando-se um penetrômetro de solos da marca Humboldt MFG.CO.

O equipamento tem capacidade máxima de 10 kg/cm^2 , em uma escala graduada dividida em unidades de $0,25 \text{ kg/cm}^2$, padronizada para penetrações de 6 mm sobre uma área de diâmetro 6,5 mm, com constante de mola $k = 1,6 \text{ kN/m}$. Julgou-se a área de penetração muito grande, face à presença dos agregado.

Agulhas de menores diâmetros foram então desenvolvidas, acopladas por meio de uma luva de metal, parafusadas à haste de penetração do equipamento.

Por serem as dimensões adotadas diferentes das padronizadas pelo equipamento, os valores lidos na escala não puderam ser tomados diretamente como medidas de tensão. Por conseguinte, estes valores representam somente um índice que caracteriza a diferença de resistência à penetração entre as amostras de referência e as amostras submetidas aos gradientes elétricos. Chamaremos os valores obtidos com as cravações, lidos na escala do equipamento de Índice de Penetração I_p .

Duas agulhas foram desenvolvidas para o ensaio. Uma agulha de diâmetro 2 mm com ponta reta, utilizada nos ensaios para acompanhamento do Índice de Penetração em função do tempo, e outra de diâmetro 3 mm, com ponta em inclinação de 60° . A profundidade de penetração foi definida como 9 mm. Pré-ensaios acusaram que a profundidade de penetração de 15 mm restringiria muito o tempo de aplicação do ensaio, pela baixa capacidade de carga do equipamento utilizado.

A agulha de diâmetro 2 mm foi utilizada em amostras de concreto com dimensões $14 \times 6 \times 6$ cm. A utilização deste diâmetro é justificável pelo número realizado de penetrações, em intervalos de 50 minutos, com 5 penetrações ao longo da amostra, a fim de que ainda se tivesse uma área disponível para penetração até 8 horas de idade. Este diâmetro inviabilizou a inclinação da ponta com 60° , pois esta ponta seria muito fina, e poderia apresentar desgaste ou quebra, quando interceptasse o agregado graúdo.

A agulha de diâmetro 3 mm foi utilizada nas amostras de dimensões $24 \times 10 \times 10$ cm submetidas à compressão simples. O objetivo inicial era correlacionar o Índice de Penetração destas amostras à resistência à compressão simples, como realizado por PRUDÊNCIO (1993). A baixa capacidade do aparelho, além de inviabilizar penetrações maiores que 9 mm, muitas vezes fez com que não se conseguisse realizar penetrações em idades próximas à ruptura, principalmente nas amostras submetidas ao gradiente elétrico. O Penetrômetro Adaptado com suas respectivas agulhas estão apresentados na FIGURA 6.35.

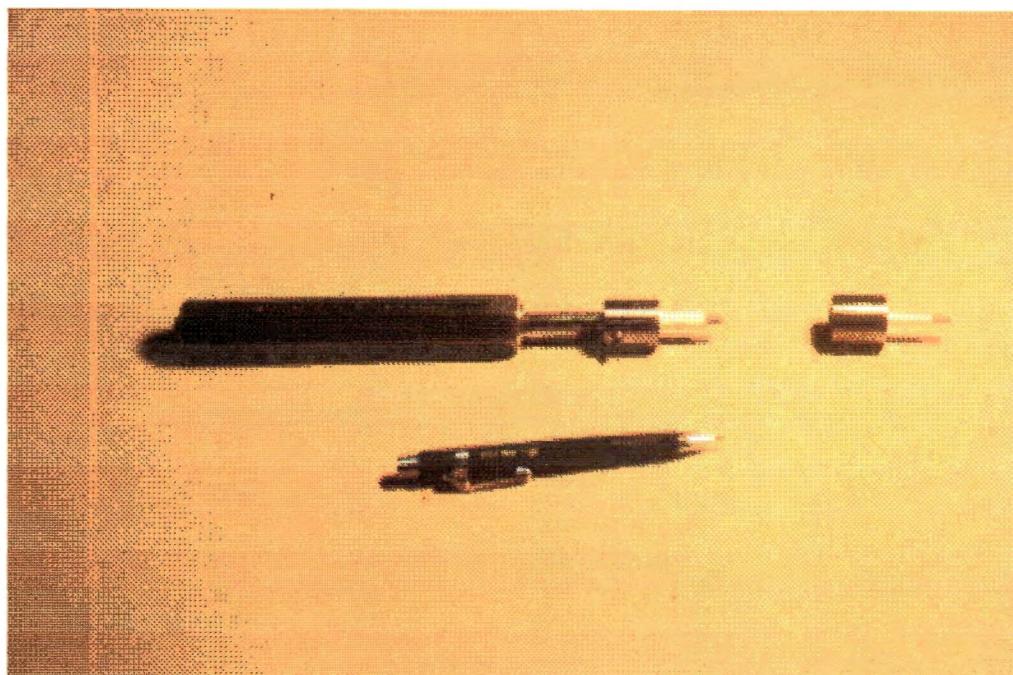


FIGURA 6.35 - Penetrômetro de solos com adaptações para o ensaio de resistência à cravação

As leituras do índice de cravação iniciavam-se durante o ensaio de gradiente elétrico. Este procedimento para avaliar o ganho de resistência se mostrou bastante vantajoso por permitir acompanhar a taxa de endurecimento do concreto. As medidas do índice de penetração iniciavam-se cerca de 1:30 h após o início do ensaios, com intervalos regulares de 40 a 50 minutos nas amostra de dimensões 14 x 5 x 5 cm, e em intervalos de 1:20 h nas amostras que seriam submetidas a compressão simples, a fim de evitar danificá-las muito com o penetrômetro. As leituras geralmente eram realizadas em idades até 10 h, ou até que o equipamento não mais penetrasse 9 mm na amostra.

6.5 - Ensaio para medidas de tempo de pega

Nestes ensaios foi analisada a influência do gradiente elétrico sobre o tempo de pega do cimento. Estes ensaios foram realizados com o equipamento de Vicat da *Soil Test*, seguindo as prescrições da NBR 11581 (1991) Utilizou-se para o ensaio uma pasta de consistência normal, preparada de acordo com os

princípios da NBR 7215 (1982) definida para o cimento CP II F 32 como 27,6 % do peso em massa do cimento.

A única diferença dos ensaios realizados em relação ao método de determinação de tempo de pega foi na quantidade de material moldado. Embora os procedimentos de ensaio prescrevam a preparação de somente um corpo de prova a cada ensaio, moldando com 500 g de cimento, nos ensaios realizados não foi possível seguir esta prescrição pela necessidade de se analisar o comportamento de amostra irmãs, retiradas da mesma concretagem.

Por conseguinte, a quantidade de cimento utilizada em cada ensaio foi maior que 500 g, em função do número de amostras desejado.

6.6 - Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura

A microestrutura dos concretos vem sendo estudada nos últimos anos pela técnica da Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV). No capítulo 5 apresentaram-se resultados importantes sobre a estrutura de concretos submetidos à cura com temperaturas elevadas empregando esta técnica.

Análises baseadas nas imagens geradas pela MEV poderiam ser elucidativas dentro desta pesquisa, por possibilitarem conhecer a microestrutura e a composição química (quantitativa e qualitativamente) dos concretos submetidos a gradientes elétricos, e compará-las às amostra de referência.

O estudo da microestrutura de concretos pela MEV fazia parte do escopo deste trabalho. Algumas imagens chegaram até mesmo a serem geradas, utilizando o equipamento do Departamento de Geologia da UNESP de Rio Claro. No entanto, este equipamento é relativamente novo, e ainda não entrou em funcionamento regular. Algumas imagens chegaram a ser produzidas em caráter experimental, porém não se resolveram alguns problemas operacionais dentro do prazo de término desta Dissertação. Por este motivo, o tema não pode ser tratado aqui.

Capítulo 7

Resultados dos ensaios de avaliação das características mecânicas

7.1 - Considerações iniciais

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos com o programa experimental desenvolvido, em termos do comportamento mecânico das amostras submetidas ao gradiente elétrico e das amostras de referência.

O comportamento mecânico foi avaliado com Ensaios de Compressão Simples, do qual se pode obter o comportamento tensão-deformação, medidas de resistência à compressão simples, bem como o módulo de elasticidade. O comportamento em termos de resistência das amostras foi exaustivamente analisado, enfocando idades desde 12 h até 28 dias nos Ensaios de Compressão Simples e idades menores que 12 h, por medidas indiretas de resistência à cravação.

Os ensaios em idades jovens foram realizados para avaliar se, comparativamente, as amostras submetidas ao gradiente elétrico apresentam ganhos de resistência em relação às amostra de referência, e os ensaios em idades maiores foram realizados para verificar se as amostras submetidas a este tratamento apresentariam perdas de resistência.

7.2 - Comportamento das amostras durante a aplicação do Gradiente Elétrico

A aplicação de gradientes elétricos corresponde ao ensaio básico desta pesquisa, pois é a partir dele que se pretende melhorar as características do concreto projetado. Por este motivo, o comportamento das amostras durante este ensaio é de grande importância para os demais resultados.

Durante a aplicação do gradiente elétrico foram registrados o comportamento da voltagem entre os terminais para medida de tensão, da corrente elétrica e a variação de temperatura, nas amostras submetidas ao gradiente elétrico e nas amostras de referência. O comportamento destas variáveis foi diferenciado em função do gradiente elétrico aplicado, bem como da mistura com que a amostra foi moldada.

Logo que as fontes são ligadas e o gradiente elétrico começa a atuar sobre a amostra, observa-se a formação de bolhas próximas aos eletrodos positivo e negativo. Em torno de 5 minutos após o início do ensaio, já se verifica a ocorrência de eletrólise, e eletrodo positivo já apresenta acúmulo de material oxidado.

Geralmente, a formação de bolhas é maior no eletrodo positivo, onde logo se inicia a formação de canais em volta da tela. No eletrodo negativo, as bolhas têm uma coloração esbranquiçada, e a formação de canais em torno do eletrodo também pode ser observada, em menor escala. Com o passar do tempo, o processo de eletrólise se estabiliza. Em alguns casos, observa-se uma pequena eletrólise dos fios medidores de tensão, pelo acúmulo de uma substância azulada em torno deles.

Nas seções subsequentes será apresentado o comportamento destas variáveis durante o ensaio.

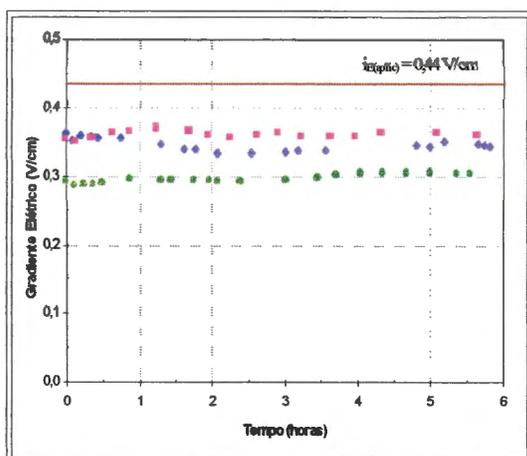
7.2.1 - Comportamento do gradiente elétrico

O gradiente elétrico aplicado pelos eletrodos não é o que efetivamente atua no concreto. A presença dos agregados, condições dos eletrodos, perda de contato eletrodo-concreto fresco durante o ensaio, são alguns problemas que podem interferir nos valores do gradiente elétrico efetivo.

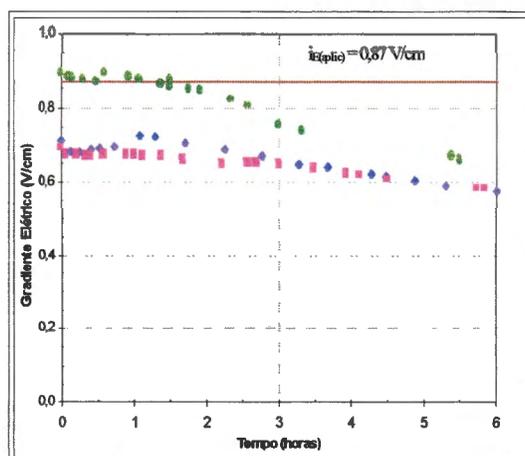
Com base nas medidas de tensão, e conhecendo-se a distância entre os terminais para sua medida, pode-se conhecer o gradiente elétrico efetivo $i_{E(\text{efet})}$, que realmente está atuando sobre a amostra. Estes resultados, obtidos com os 4 níveis de gradientes elétricos aplicados, para as duas misturas em questão, estão apresentados na FIGURA 7.36 para as amostras rompidas com 12 h de idade. Em cada gráfico da FIGURA 7.36 estão colocados o comportamento de 3 amostras, escolhidas ao acaso, que representam o comportamento geral observado nos ensaios.

Pode-se observar dos gráficos da FIGURA 7.36 que o comportamento do gradiente elétrico efetivo variou bastante durante o ensaio, principalmente para os maiores gradientes. Na maioria dos ensaios, o gradiente efetivo sempre esteve abaixo do gradiente aplicado, cada vez mais distante deste valor com o decorrer do tempo. Provavelmente, este comportamento é resultado da eletrólise da tela: com a diminuição da área do eletrodo, menor a área de contato com o concreto, e o gradiente aplicado se torna menos efetivo. As maiores taxa de eletrólise foram observadas visualmente para as amostras onde o gradiente elétrico aplicado foi 1,7 V/cm. Pode-se observar que o gradiente elétrico efetivo pouco variou quando as amostras foram submetidas a gradientes elétricos de 0,44 e 0,87 V/cm.

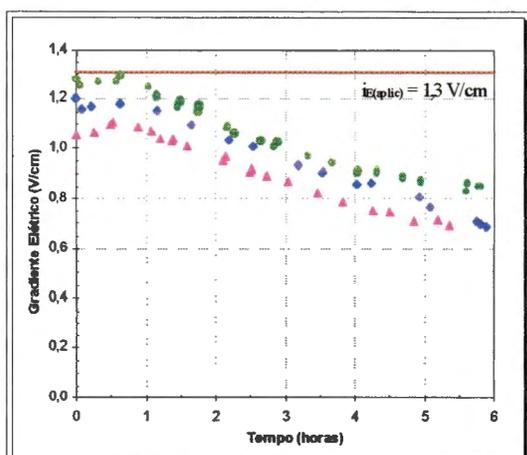
Em relação às misturas empregadas, observa-se que o gradiente elétrico de 1,3 V/cm, quanto aplicado à mistura 2, apresenta menores níveis de gradiente, e também menor variação ao longo do ensaios, quando comparado ao decréscimo obtido com a mistura 1. Provavelmente este comportamento é consequência de uma menor eletrólise ocorrida na mistura 2, dada a menor condutividade desta mistura, decorrente da menor relação água/cimento. Este mesmo comportamento pode ser observado nas amostras submetidas ao gradiente elétrico de 1,7 V/cm.



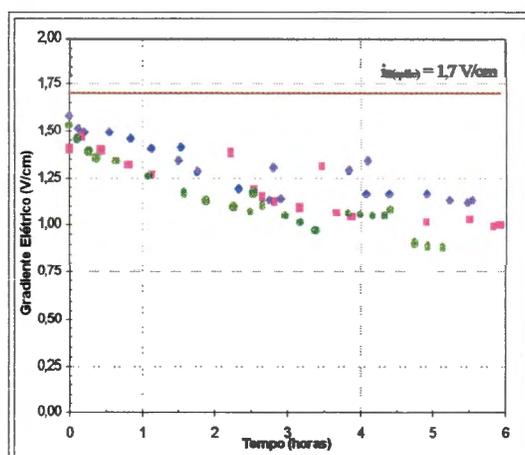
7.36.a



7.37.c

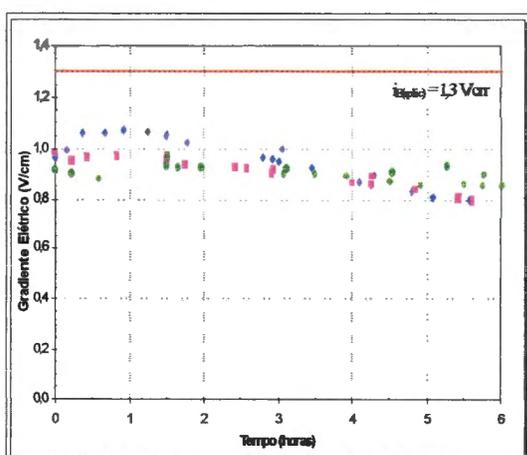


7.36.b

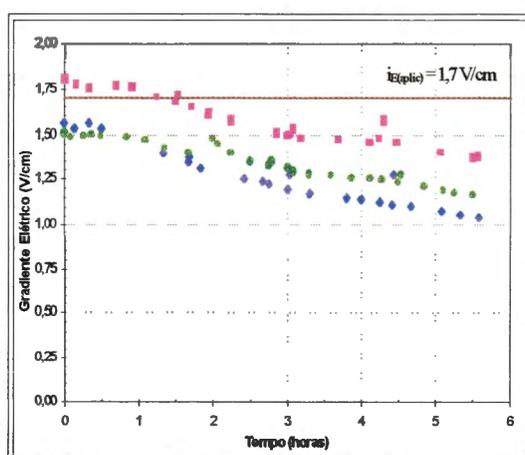


7.36.c

Mistura 1



7.36.e



7.36.f

Mistura 2

FIGURA 7.36 - Comportamento do Gradiente Elétrico Efetivo durante o ensaio Mistura 1 e Mistura 2

Constatou-se, somente pela observação do gradiente elétrico efetivo, que as amostras moldadas com a mistura 2 são menos condutivas, face às menores variações do gradiente elétrico com o tempo, resultado da menor eletrólise. Este fato levou a conclusão de que gradientes elétricos mais baixos, na faixa de 0,44 e 0,87, teriam efeitos muito pequenos sobre a mistura 2, já que estes efeitos eram bastante singelos na mistura 1. Por este motivo, e outros que ainda serão discutidos com o decorrer da pesquisa, somente se aplicaram gradientes elétricos de 1,3 e 1,7 às amostras de concreto moldadas com a mistura 2.

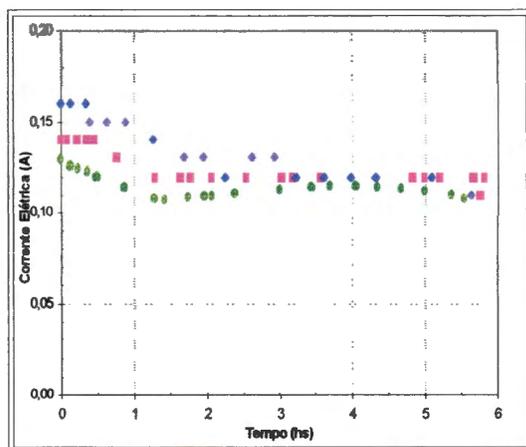
7.2.2 - Comportamento da corrente elétrica

Resultados da corrente elétrica para as duas misturas e os diferentes gradientes elétricos em questão são apresentados na FIGURA 7.37.

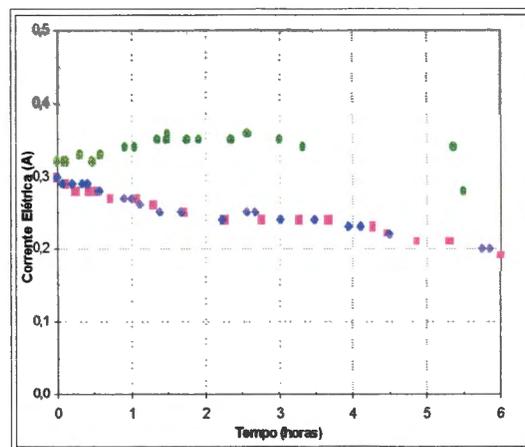
O comportamento da corrente é semelhante ao do gradiente elétrico: diminui com o decorrer do ensaio onde são aplicados gradientes elétricos mais altos, enquanto nos gradientes mais baixos praticamente não varia.

As correntes elétricas medidas com gradiente elétrico 0,44 V/cm foram bastante baixas, na faixa de 0,15 A, e os maiores valores foram registrados para amostras submetidas ao gradiente 1,70 V/cm, ambos para a mistura 1, atingindo a faixa de 0,65 A.

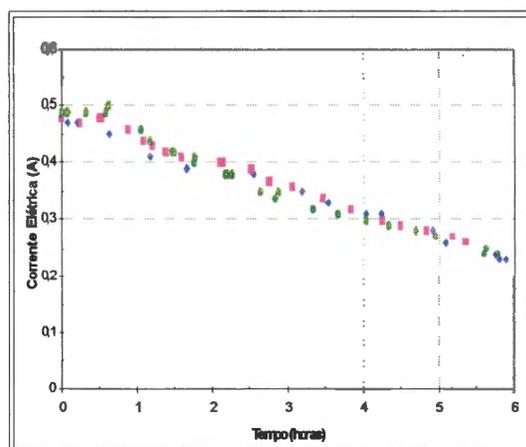
Os níveis de corrente elétrica gerados aplicando gradientes elétricos de 1,3 e 1,7 V/cm à mistura 2 foram substancialmente mais baixos que aqueles registrados na mistura 1, além da variação ao longo do tempo ser também menor. Provavelmente esta diferença se deve à relação água/cimento empregada: quando mais água no concreto, mais condutivo ele se apresenta, e maiores as correntes elétricas geradas.



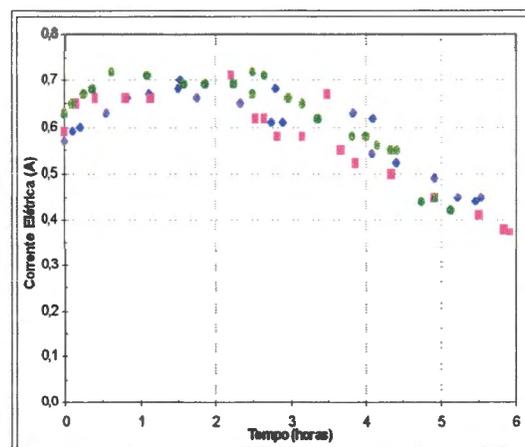
7.37.a - Grad. Elétr. = 0,44 V/cm



7.37.b - Grad. Elétr. = 0,87 V/cm

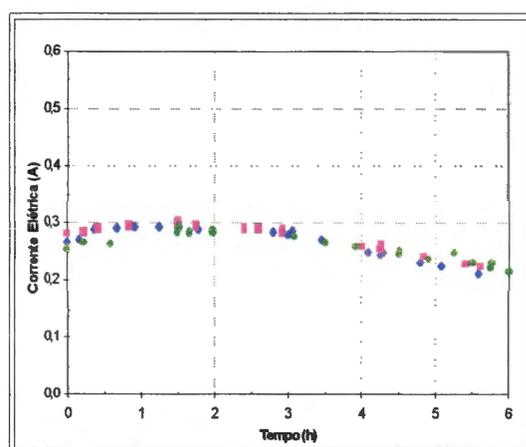


7.37.c - Grad. Elétr. = 1,3V/cm

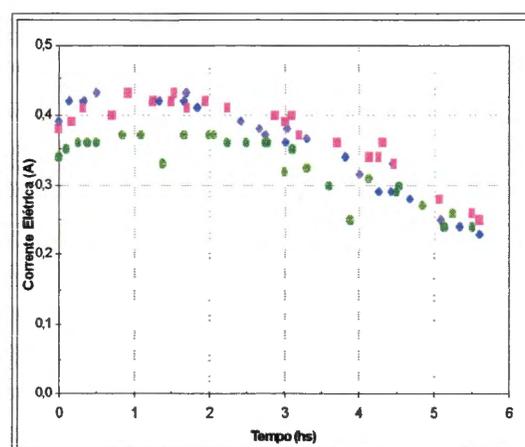


7.37.d - Grad. Elétr. = 1,7 V/cm

Mistura 1



7.37.e - Grad. Elétr. = 1,3 V/cm



7.37.f - Grad. Elétr. = 1,7 V/cm

Mistura 2

FIGURA 7.37 - Comportamento da Corrente Elétrica durante o ensaio
Mistura 1 e Mistura 2

A corrente elétrica que caracteriza o comportamento de cada amostra durante o ensaio corresponde à corrente máxima registrada, a qual ocorre na primeira hora de ensaio. O valor médio das correntes elétricas registradas na primeira hora será tomado como característico do ensaio, bem como o valor médio da última hora, correspondente ao valor mínimo. A diferença entre os valores máximos e mínimos da corrente elétrica fornece indicações sobre a taxa de eletrólise ocorrida. O efeito da corrente elétrica durante todo o ensaio, considerando sua variação ao longo do tempo, pode ser obtido pela integral da área sob a curva dos gráficos da FIGURA 7.37, que corresponde à quantidade de carga ΔQ que passou por uma seção qualquer da amostra:

$$\Delta Q = \sum_{j=0}^n i_j \cdot \Delta t_j \quad (7.25)$$

A tabela 7.6 apresenta os valores característicos médios de máximos e mínimos e a quantidade de carga ΔQ , para as duas misturas e os diferentes gradientes elétricos. A FIGURA 7.38 apresenta graficamente o comportamento da corrente elétrica com a variação do gradiente elétrico, levando em conta todos os ensaios realizados:

Tabela 7.6 - Valores médios de corrente máxima e mínima e quantidade de carga obtidos nos ensaios

Grad. Elétr. (V/cm)	<i>Mistura 1</i>				<i>Mistura 2</i>	
	0,44	0,87	1,3	1,7	1,3	1,7
$i_{\text{máx.}}$ (A)	0,13	0,31	0,49	0,68	0,28	0,38
Desvio	0,01	0,03	0,04	0,05	0,02	0,02
$i_{\text{mín.}}$ (A)	0,12	0,23	0,29	0,46	0,22	0,25
Desvio	0,01	0,03	0,05	0,08	0,02	0,03
ΔQ (A . h)	0,718	1,593	2,207	3,082	1,504	1,879
Desvio	0,02	0,17	0,28	0,40	0,05	0,17

Observou-se que os concretos moldados com a mistura 1 são bem mais susceptíveis a corrente elétrica, possivelmente pela maior relação a/c. Há também uma dispersão maior entre os valores de máximo e mínimo para maiores

gradientes elétricos. A maior eletrólise gerada pelos gradientes elétricos mais elevados justifica este comportamento.

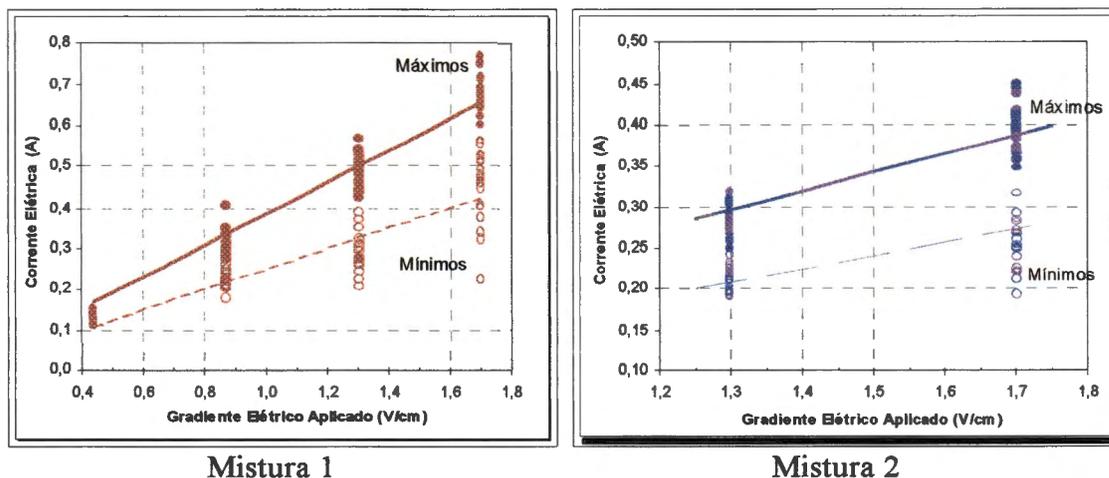


FIGURA 7.38 - Comportamento da corrente elétrica com os diferentes gradientes elétricos aplicados. Mistura 1 e 2

7.2.3 - Comportamento da temperatura

Como já discutido no Capítulo 6, a passagem de corrente elétrica está associada a um aumento de temperatura, causada pelo efeito Joule. POGANY (1956) relata também a necessidade de controle da temperatura durante a aplicação da eletro-osmose ao concreto fresco, podendo esta atingir níveis de 50 a 60 °C próximos ao eletrodo positivo. Medidas de temperatura realizadas no decorrer no ensaio mostraram este fato.

As temperaturas internas das amostras foram medidas nas proximidade do eletrodo positivo, aproximadamente um terço abaixo da superfície, e neste mesmo ponto, nas amostras de referência. Apesar de o laboratório onde o ensaio foi realizado ser climatizado, a temperatura ambiente também foi registrada. A FIGURA 7.39 apresenta estes resultados.

Observa-se da FIGURA 7.39 que a aplicação de gradiente elétrico causa elevação na temperatura das amostras, tanto maior quanto maior o gradiente elétrico aplicado. Apesar de os níveis máximos atingidos serem bastante diferentes, o comportamento detectado com o decorrer do ensaio foi sempre o

mesmo: uma variação pronunciada nas primeiras 2:30 h, seguida por uma menor variação, permanecendo quase que estabilizada até o fim do ensaio. Registrou-se também o comportamento da temperatura após o ensaio, pois, diferentemente do gradiente elétrico e da corrente elétrica, o concreto ainda mantém o acréscimo de temperatura durante um certo intervalo de tempo, até que se resfrie e atinja a temperatura ambiente. O intervalo decorrido entre o fim do ensaio e o instante que a temperatura da amostra se iguala à temperatura ambiente foi denominado trecho de resfriamento.

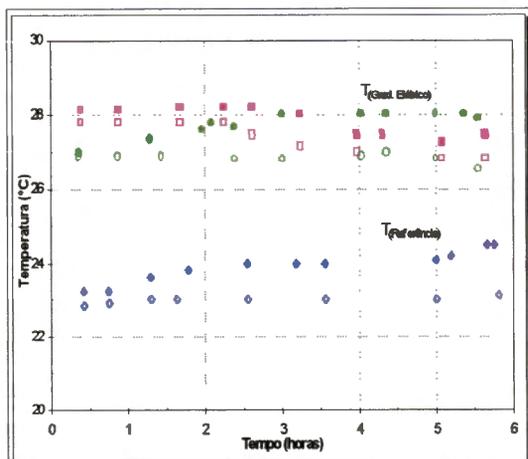
O comportamento da temperatura ao longo do ensaio pode ser caracterizado pela taxa de elevação durante as primeiras duas horas e meia, e também pela máxima temperatura atingida. Para caracterizar a temperatura máxima atingida pela amostra, definiu-se uma temperatura característica, correspondente à temperatura estabilizada durante as últimas horas de ensaio, ou como a temperatura média deste intervalo, quando não se observou uma temperatura bem estabilizada. A TABELA 7.7 apresenta os valores médios obtidos para a temperatura característica e taxa de elevação da temperatura.

Tabela 7.7 - Valores médios de temperatura característica e da taxa de elevação de temperatura nos ensaios

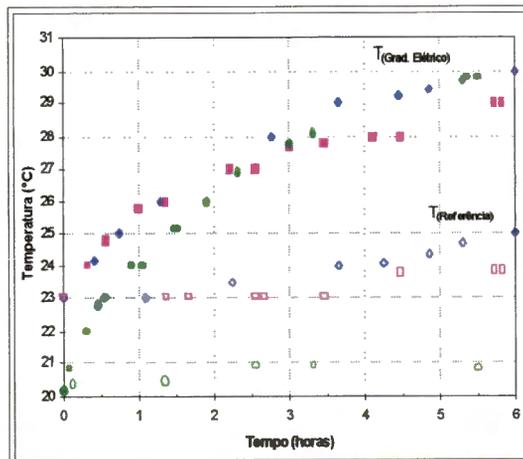
Grad. Elétr. (V/cm)	<i>Mistura 1</i>				<i>Mistura 2</i>	
	0,44	0,87	1,3	1,7	1,3	1,7
T _{carac.} (°C)	24,9	29,3	36,4	49,9	30,9	37,7
Desvio	2,6	1,6	1,7	2,9	1,2	1,7
ΔT (°C/h)*	0,76	2,52	5,36	10,76	3,2	8,6

* ΔT calculado nas primeiras 2,5 h, admitindo a temperatura inicial como 23 °C

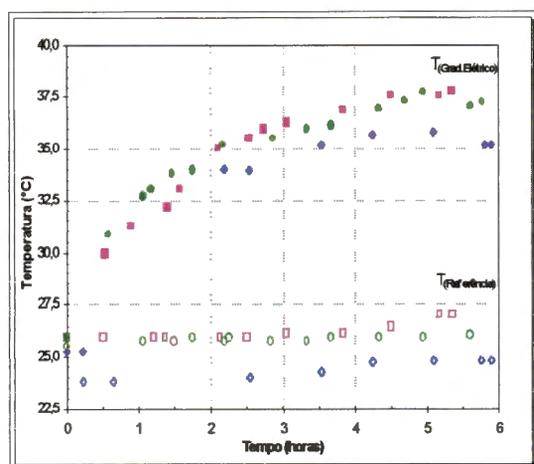
Os níveis de temperatura atingidos pelas amostras, quando submetidas ao gradiente elétrico de 1,7 V/cm, são substancialmente altos, principalmente os registrados na mistura 1, próxima aos 60 °C. A mistura empregada tem efeito marcante sobre a temperatura: para um mesmo gradiente elétrico, as amostras com maior relação água/cimento apresentaram maiores elevações na temperatura. Amostras submetidas ao gradiente elétrico de 0,44 V/cm praticamente não apresentaram elevação de temperatura durante o ensaio.



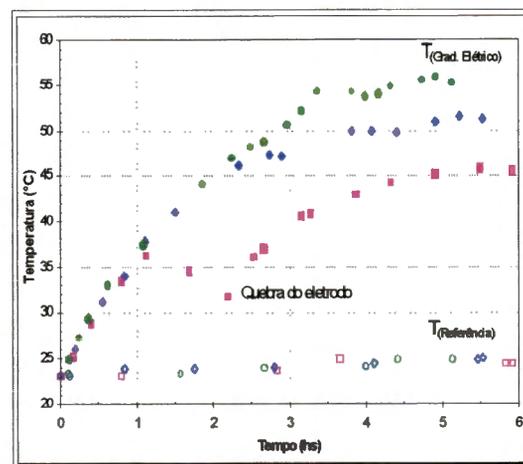
7.37.a - Grad. Elétr. = 0,44 V/cm



7.37.b - Grad. Elétr. = 0,87 V/cm

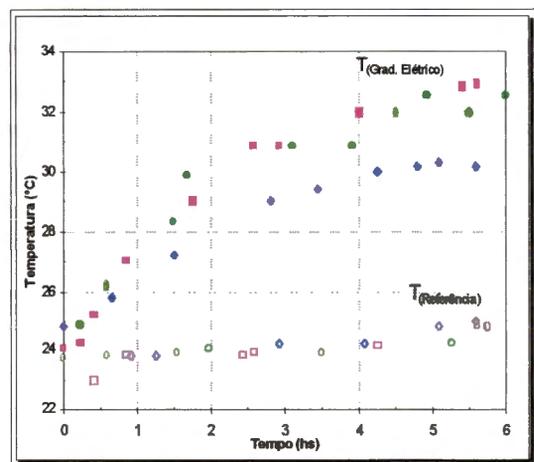


7.37.c - Grad. Elétr. = 1,3V/cm

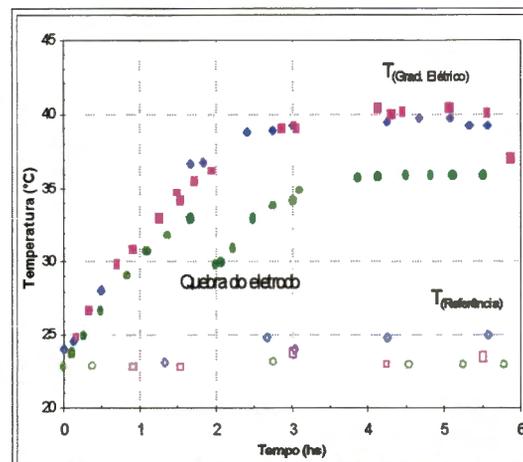


7.37.d - Grad. Elétr. = 1,7 V/cm

Mistura 1



7.37.e - Grad. Elétr. = 1,3 V/cm



7.37.f - Grad. Elétr. = 1,7 V/cm

Mistura 2

FIGURA 7.39 - Comportamento da Temperatura durante o ensaio
Mistura 1 e Mistura 2

A FIGURA 7.40 apresenta o comportamento da temperatura característica em relação aos diferentes gradientes elétricos, considerando todos os ensaios realizados. Houve uma grande diferença entre as temperaturas geradas pelos gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm, para as duas misturas. Para a mistura 1, onde foram realizados ensaios com um maior número de gradientes, observou-se que o gradiente elétrico e a temperatura não se relacionam linearmente.

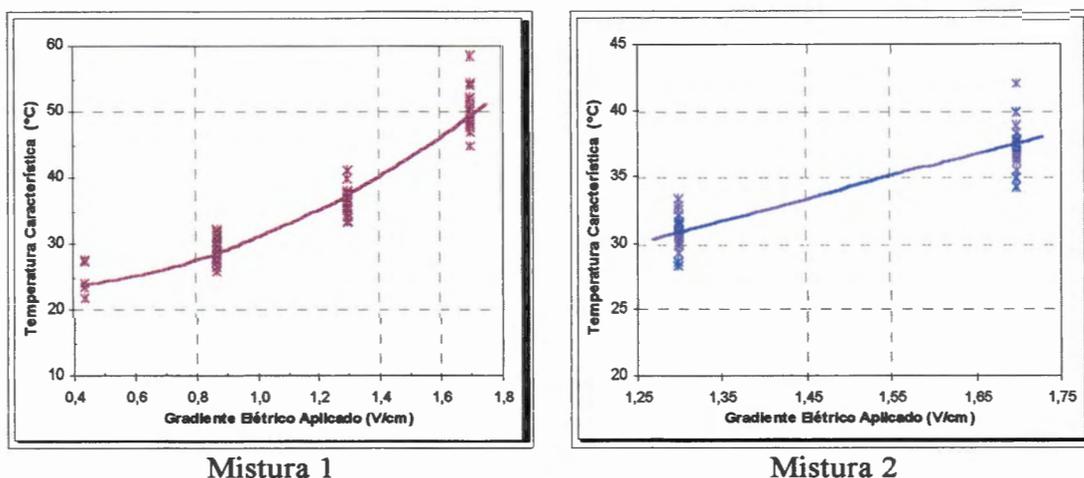


FIGURA 7.40 - Comportamento da temperatura característica com os diferentes gradientes elétricos aplicados. Mistura 1 e 2

Medidas de temperatura ao longo da amostra mostraram que, além desta variar ao longo do tempo, também é variável entre os eletrodos. Temperaturas registradas na porção média da amostra e próximas ao eletrodo negativo podem ser 3 a 8 °C menores que aquelas registradas nas proximidades do eletrodo positivo, dependendo do gradiente elétrico em questão. A FIGURA 7.41 apresenta os resultados destas medidas, para os gradientes elétricos de 1,7 V/cm.

Ainda que a temperatura ao longo da amostra seja variável, o ponto tomado como referência, próximo ao eletrodo positivo, corresponde à temperatura máxima e, portanto, o ponto mais crítico em termos de temperatura.

Quanto às amostras de referência, constatamos que a temperatura varia muito pouco dentro do intervalo analisado, e no geral se mantém entre 22 e 25 °C, sempre próxima à temperatura ambiente.

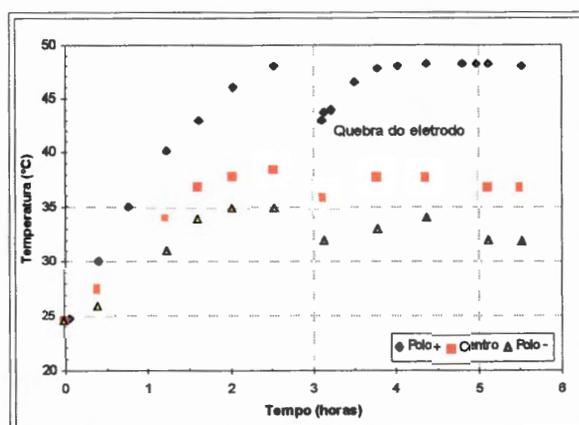


FIGURA 7.41 - Variação da Temperatura ao longo da amostra.
Mistura 1, Gradiente Elétrico 1,7 V/cm

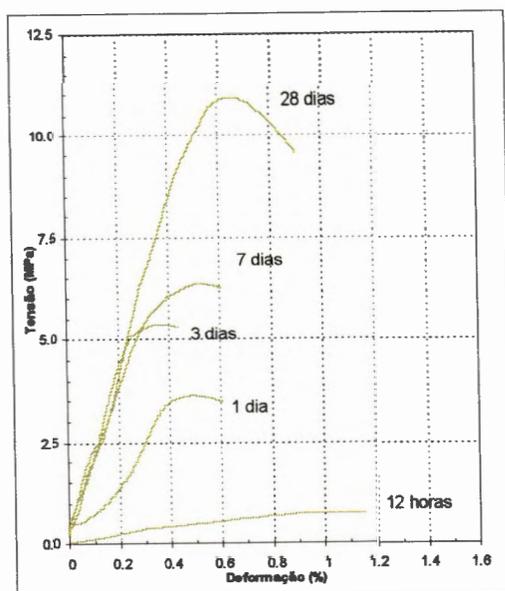
No ANEXO B estão apresentados o comportamento do gradiente, da corrente elétrica (valores máximos e mínimos) e da temperatura característica, bem como as condições ambientais, para todos os ensaios realizados. O comportamento das variáveis elétricas registradas nas amostras ensaiadas a resistência à cravação com $D = 2$ mm, conduzidos em formas menores ($14 \times 6 \times 6$ cm), apresentaram comportamentos diferentes em termos das variáveis elétricas. Estes comportamentos, bem como gráficos de resistividade, subprodutos das leituras de corrente elétrica e temperatura, também são apresentados neste anexo.

7.3 - Comportamento tensão-deformação

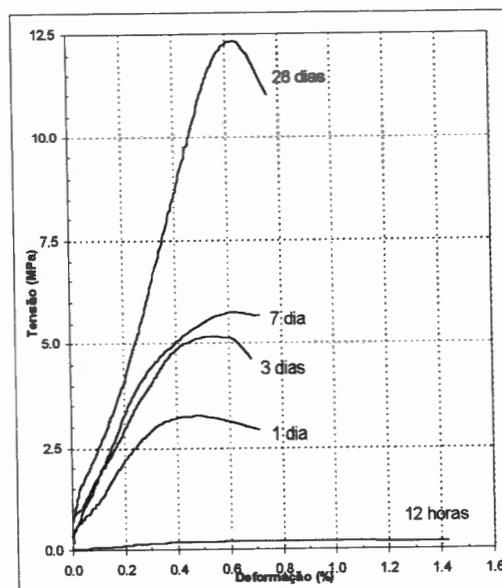
O comportamento tensão-deformação observado nas amostras de concreto moldadas foi bastante semelhante ao comportamento discutido por SEZAKI et al (1989) para concretos projetados: um comportamento dúctil quando ensaiado a pequenas idades, apresentando um trecho de escoamento em torno da carga de pico, e um comportamento mais frágil foi sendo adquirido com o passar do tempo.

As FIGURAS 7.42 e 7.43 apresentam o comportamento da curva tensão-deformação para o gradiente elétrico 1,7 V/cm. A deformação analisada

corresponde ao deslocamento no topo e na base da amostra, registrada pelo deslocamentos dos pratos do equipamento.

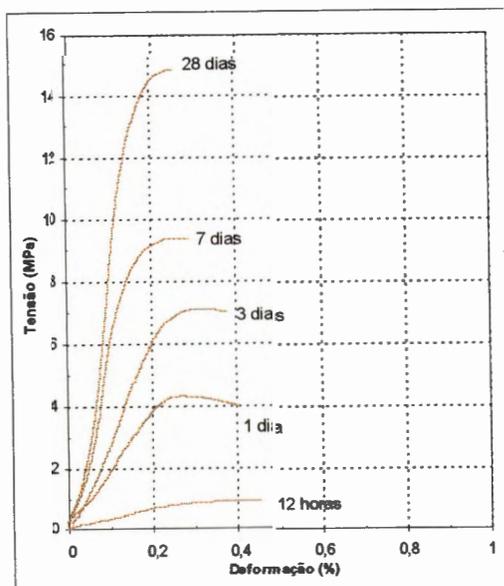


7.42.a - Grad. Elétr. = 1,7 V/cm

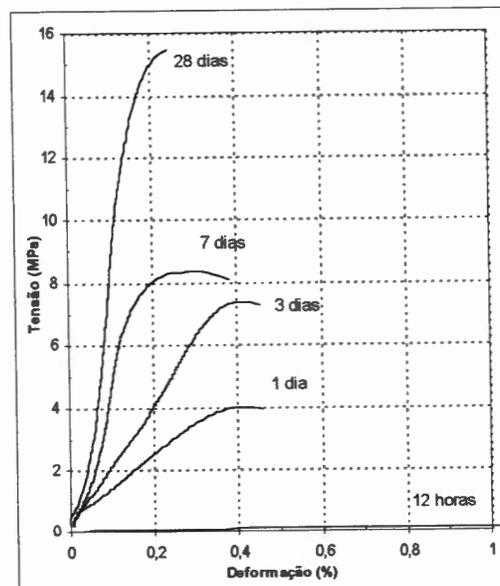


7.42.b - Referência

FIGURA 7.42 - Curvas tensão-deformação dos concreto moldadas com a mistura 1
Amostras submetidas ao gradiente elétrico 1,7 e amostra de referência



7.43.a - Grad. Elétr. = 1,7 V/cm



7.43.b - Referência

FIGURA 7.43 - Curvas tensão-deformação dos concreto moldadas com a mistura 2
Amostras submetidas ao gradiente elétrico 1,7 e amostra de referência

Observou-se diferenças sutis entre os comportamentos das curvas a maiores idades (7 e 28 dias) em relação às amostras de referência. Entretanto, em idades menores que 3 dias, as curvas das amostras submetidas ao gradiente elétrico apresentaram taxas de deformação na ruptura inferiores às amostras de referência.

Nas FIGURAS 7.42 e 7.43 as amostras submetidas ao gradiente elétrico quando ensaiadas à Compressão Simples a 12 h de idade apresentam um comportamento bastante diferenciado das respectivas amostras de referência. Analisando o efeito de diferentes gradientes elétricos, observamos que maiores gradientes interferem na resistência de pico das amostras, bem como na taxa de deformação destas na ruptura. A FIGURA 7.44 apresenta o comportamento das amostras com 12 h de idade submetidas a diferentes gradientes elétricos:

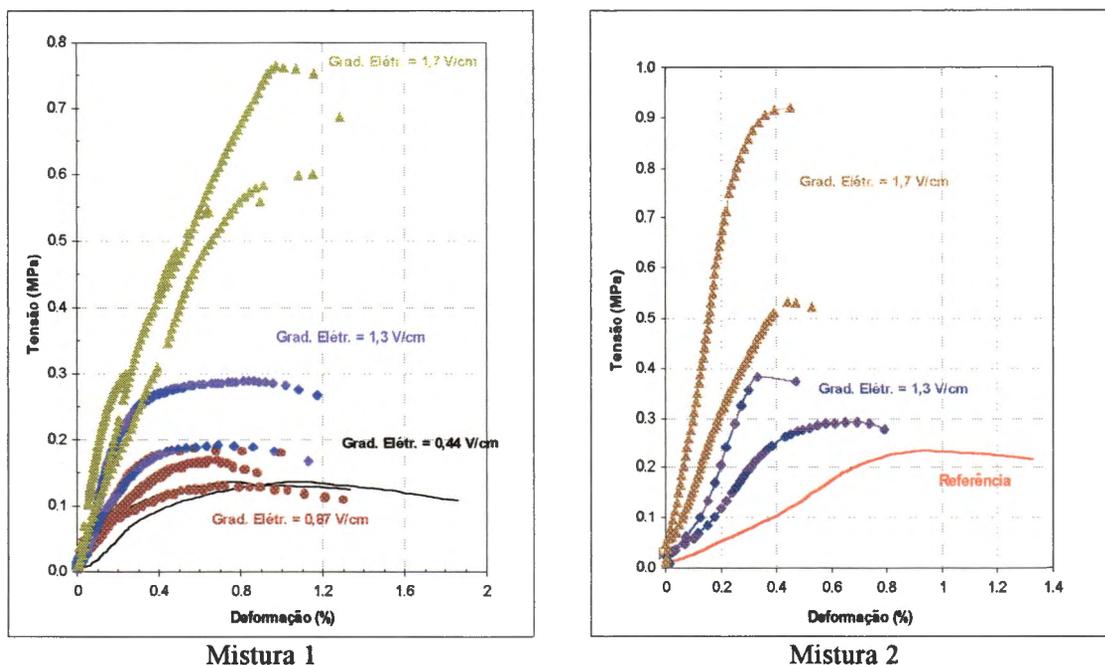


FIGURA 7.44 - Diferenças entre curvas tensão-deformação de concreto com 12 h submetidos a diferentes gradientes elétricos.

Maiores gradientes elétricos conferem ao concreto a 12 h um comportamento mais frágil durante a ruptura, quando comparado a amostras submetidas a gradientes elétricos mais baixos. A aplicação do gradiente elétrico

diminui a ductilidade, fazendo o trecho de escoamento ter um efeito menos evidente, quando comparada a amostras submetidas a gradientes elétricos inferiores. Observamos também que as amostras submetidas ao gradiente elétrico 1,7 V/cm têm o comportamento tensão-deformação antecipado: uma amostra sem gradiente com resistência 0,9 MPa na devida idade, teria uma curva parecida com a de um concreto submetido ao gradiente elétrico 1,7 V/cm rompendo com 12 h de idade.

7.4 - Resistência à Compressão Simples

A resistência à compressão simples foi a propriedade mecânica adotada para caracterizar o comportamento das amostras. Ensaios foram conduzidos em amostras bastante jovens, em idades de 12 h e 1 a 4 dias, bem como em idades de 7 e 28 dias.

Uma análise mais detalhada foi dedicada ao comportamento da resistência à compressão simples em idades bastante jovens. A impossibilidade de realizar ensaios de resistência à compressão em idade menores que 12 h, levou a inferir estes valores por meio de técnicas de resistência a cravação, empregando um Penetrômetro de solos modificado.

Para um melhor acompanhamento do crescimento da resistência à compressão das amostras de concreto ensaiadas, sobretudo em idades jovens, as fases de endurecimento serão divididas em 3 partes:

1. concreto em idades menores que 12 h: nesta fase o comportamento das amostras foi avaliado pela técnica do penetrômetro e ensaios de resistência à compressão simples
2. concreto jovens, avaliados por ensaios de resistência à compressão em idades 12 h até 4 dias. O objetivo de ensaios nesta idade é verificar até quando podem ser obtidos benefícios pela aplicação de gradientes elétricos



3. concreto a idades posteriores, maiores que 7 dias, para avaliar se ocorrem danos à resistência pela aplicação de gradientes elétricos ao concreto recém misturado.

Para cada ensaio foram moldadas 3 amostras representativas de cada idade, para cada gradiente elétrico e para as duas misturas em questão.

7.4.1 - Comportamentos dos concretos com idades até 12 hs

A resistência das amostras de concreto em idades até 12 h foi aferida empregado-se a técnica de resistência à cravação e em ensaios de Compressão Simples. Para medidas de resistência à cravação foi utilizado um Penetrômetro de Solos Adaptado, com diferente altura e área de cravação daquelas empregadas nos ensaios de SÄLLSTRÖN (1969) e PRUDÊNCIO (1993), já discutido em capítulos anteriores.

Em uma primeira fase, o ensaio com o penetrômetro adaptado procurou avaliar o ganho de resistência em idades até 8 h, bem como o instante quando a amostra de concreto começa a apresentar resistência. Para este fim, medidas de resistência à cravação foram realizadas em intervalos regulares de 50 minutos., empregando-se a agulha de diâmetro 2 mm, com profundidade de penetração de 9 mm. Estas amostras não foram submetidas a compressão simples.

Numa segunda fase, procurou-se correlacionar os valores de resistência à cravação ao comportamento em termos de resistência à compressão. Foram então realizadas medidas de resistência à cravação próximas ao instante em que se realizou o Ensaio de Compressão Simples. Nestes ensaios empregou-se a agulha de diâmetro 3 mm, com profundidade de penetração de 9 mm.

Os resultados obtidos nestes ensaios serão apresentados nas seções abaixo:

7.4.1.1 - Resultados dos ensaios com Penetrômetro Adaptado

Como o objetivo nesta fase foi somente verificar diferenças nas taxas de ganho de resistência em idades até 10 h, estes ensaios foram conduzidos em amostras de dimensões 14 x 6 x 6 cm. Isto impossibilitou uma maior área de penetração (diâmetro = 2 mm), considerando a área de concreto disponível e o número de penetrações a serem realizadas.

Amostras moldadas com as misturas 1 e 2 foram submetidas aos gradientes elétricos 1,3 e 1,7 v/cm. As penetrações foram realizadas durante a aplicação do gradiente elétrico, e ainda durante as 3 primeiras horas após o término do ensaio. Os gradientes elétricos aplicados foram mantidos constantes, sendo desligados a cada medida de penetração.

As FIGURAS 7.45 e 7.46 apresentam os resultados obtidos, em termos de Índice de penetração I_p em função do tempo. O Índice de penetração corresponde ao valor quantitativo da resistência à cravação apresentado pela amostra.

Em cada ensaio foram moldados 3 amostras, sendo 2 submetidas ao gradiente elétrico e uma tomada como amostra de referência.

Pode-se observar na FIGURA 7.45, onde se apresenta os resultados para a Mistura 1, que as amostras de referência não apresentam nenhuma resistência em idades menores de 4 h, entrando na fase de endurecimento entre 4 e 5 h de idade. Já as amostras submetidas aos gradientes elétricos apresentaram sinais de resistência à cravação, em alguns casos, entre 2 e 3 h. Em todos os ensaios realizados com esta mistura, observa-se que as amostras submetidas a gradientes elétricos apresentaram razoáveis valores de Índice de penetração em idades em torno de 4:30 h.

Apesar da constatação dos ganhos de resistência das amostras submetidas ao gradiente elétrico em relação às amostras de referência, não se observou o efeito entre gradientes elétricos (1,3 e 1,7 V/cm). Os primeiros sinais de resistência à cravação foram observados sempre dentro do mesmo intervalo, independente do gradiente elétrico aplicado. O mesmo fato pode ser observado

em idades mais avançadas, como por exemplo, a 8 h de idade, onde todas as amostras apresentaram I_p entre de 2,5 e 3.

A FIGURA 7.46 apresenta os resultados obtidos com o Penetrômetro Adaptado para a Mistura 2. Constatou-se também nestes ensaios que as amostras submetidas a gradientes elétricos apresentam maiores resistência à cravação que as amostras de referência. Foram constatadas resistências a cravação, em alguns casos em torno de 2 h nas amostras submetidas a gradientes elétricos, enquanto nas amostras de referência estes valores somente foram observados após a 3^a hora. Nesta mistura também não se constatou diferenças no comportamento à cravação entre amostras submetidas aos dois gradientes elétricos analisados.

Um fato interessante foi constatado quando compara-se os resultados de I_p entre as duas misturas: embora as amostras moldadas com a mistura 2 apresentem sinais de resistência a cravação em idades até menores que 2 h, fato este esperado, sendo a relação a/c desta mistura mais baixa, este fato não foi observado em idades maiores. Os valores de I_p para idades em torno de 8 h, para a mistura 1, no geral são maiores que os registrados na mistura 2.

Este comportamento é justificado pela dificuldade em se obterem leituras de boa qualidade em idades maiores que 7 h nas amostras moldadas com a mistura 2. Com a maior quantidade de agregados, muitas vezes estes impediam à cravação da altura padronizada da agulha, levando a perda de leitura. O fato desta amostra estar mais danificada no fim do ensaio pode ter interferido nos valores de I_p , diminuindo a resistência à cravação destas amostras, pela proximidade com regiões já perfuradas.

Observou-se também que em cada ensaio, onde 2 amostras foram submetidas a gradientes elétricos, a dispersão nos valores de I_p , para amostras moldadas simultaneamente, na maioria dos casos foi pequeno, salvo algumas exceções (FIGURAS 7.45.c e 7.46.d.). Na tabela 7.8 estão apresentados os resultados de I_p para idades de 5:30 e 8 h, com as respectivas diferenças destes valores entre amostras moldadas simultaneamente, bem como a taxas de acréscimo em relação a amostra de referência, medidas em porcentagem (%). A porcentagem de acréscimo de resistência à cravação em relação à amostra de

referência apresentada na tabela corresponde ao valor médio das porcentagens obtidas para as duas amostras da mesma concretagem.

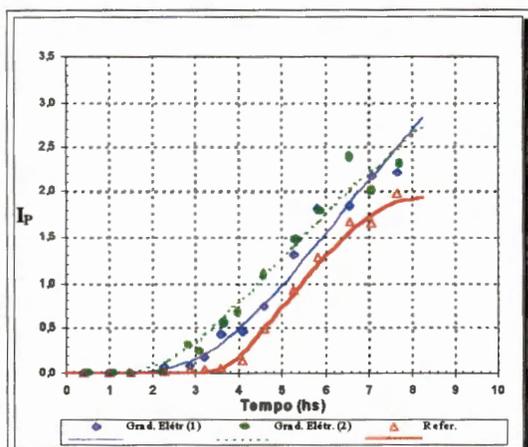
Nas FIGURAS 7.45, 7.46 e na tabela 7.8 e , leia-se a seguinte notação para a numeração de amostras:

Ap-*n*: amostra *n* moldada com a mistura 1, submetida ao gradiente 1,3 V/cm (A);
ensaio do penetrômetro

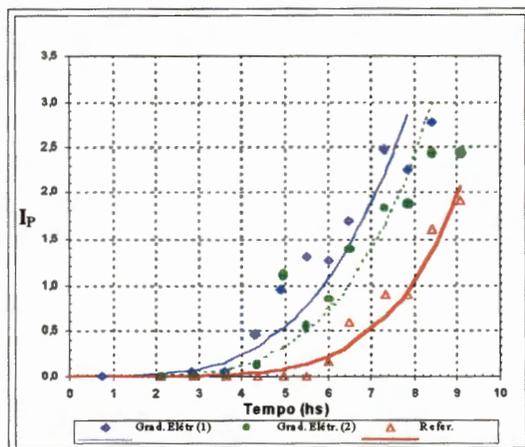
Dp-*n*: amostra *n* moldada com a mistura 1, submetida ao gradiente 1,7 V/cm (D);
ensaio do penetrômetro

2Ap-*n*: amostra *n* moldada com a mistura 2, submetida ao gradiente 1,3 V/cm
(A); ensaio do penetrômetro

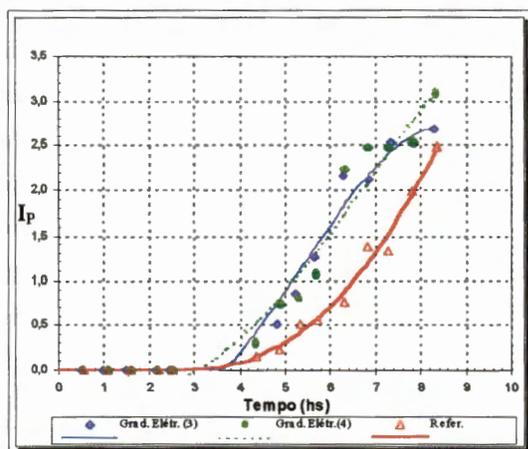
2Dp-*n*: amostra *n* moldada com a mistura 2, submetida ao gradiente 1,7 V/cm
(D); ensaio do penetrômetro



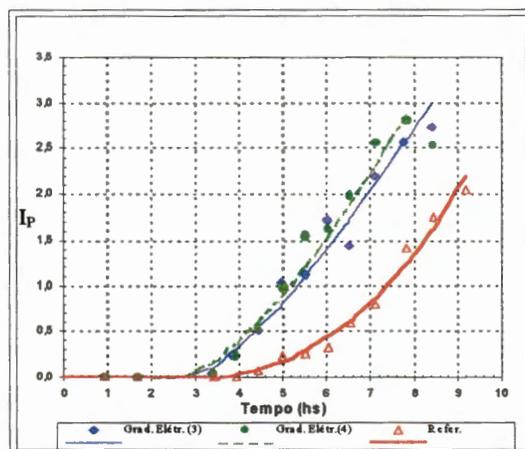
7.45.a - Ap-1



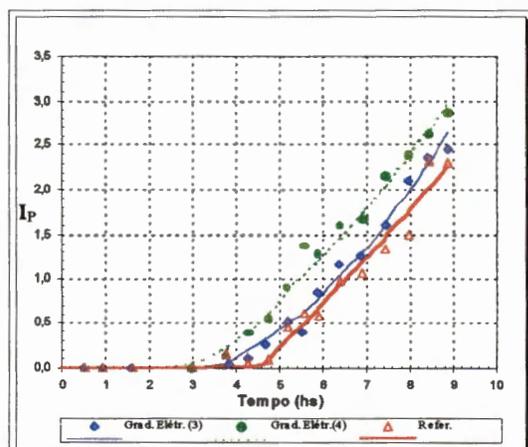
7.45.d - Dp-1



7.45.b - Ap-2

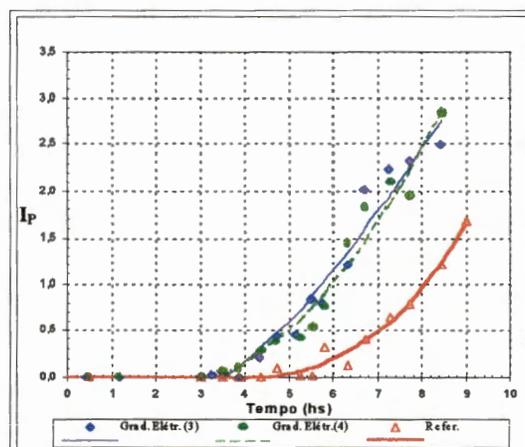


7.45.e - Dp-2



7.45.c - Ap-3

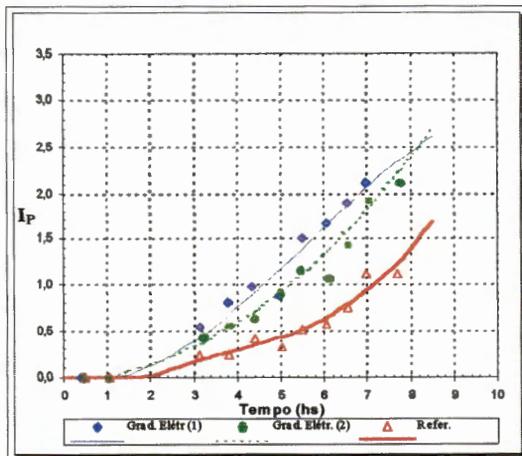
Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm



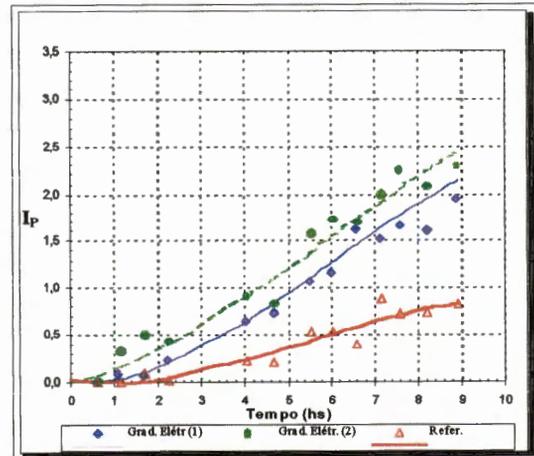
7.45.f - Dp-3

Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

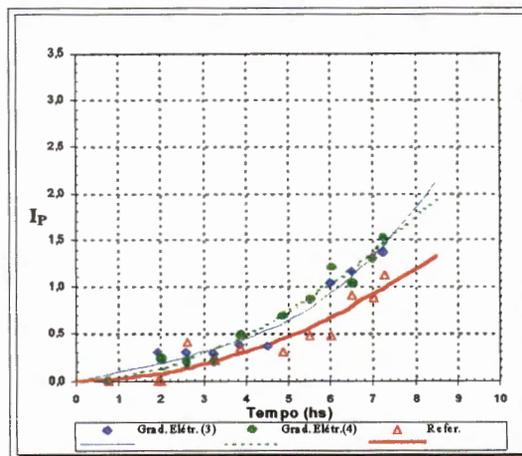
FIGURA 7.45 - Medidas de resistência a cravação realizadas com Penetrômetro Adaptado: profundidade de penetração de 9 mm e diâmetro de 2mm
Mistura 1



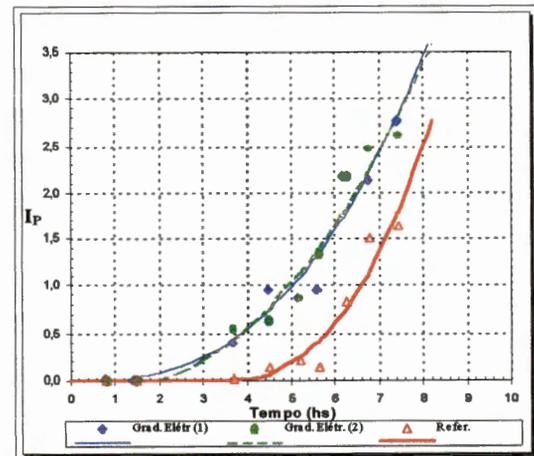
7.46.a - 2Ap-1



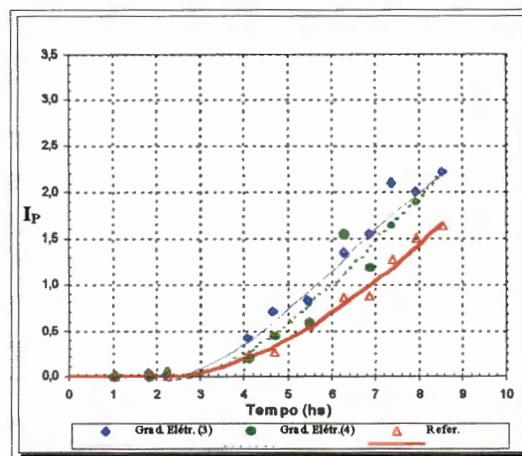
7.46.d - 2Dp-1



7.46.b - 2Ap-2

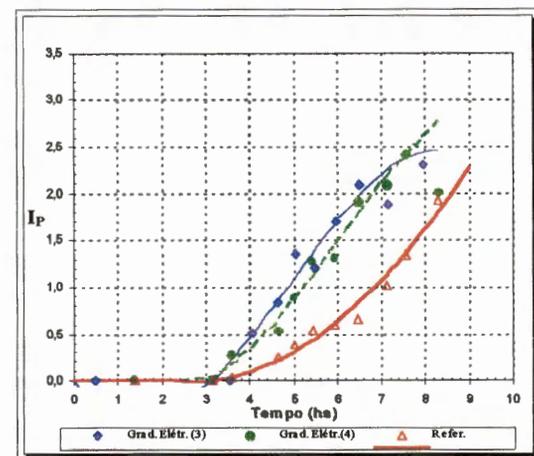


7.46.e - 2Dp-2



7.46.c - 2Ap-3

Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm



7.46.f - 2Dp-3

Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

FIGURA 7.46 - Medidas de resistência a cravação realizadas com Penetrômetro
Adaptado: profundidade de penetração de 9 mm e diâmetro de 2mm
Mistura 2

Tabela 7.8- Diferenças entre Índices de Penetração registrados nos ensaios

Mistura 1

Amostra	<i>t</i> = 5:30 h			<i>t</i> = 8 h		
	<i>I_p</i>			<i>I_p</i>		
	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>R</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>R</i>
<i>Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm</i>						
Ap-1	1,25	1,51	1,01	2,45	2,40	1,38
	Diferença (%)	17,60*	36,64**	Diferença (%)	2,28	75,23
Ap-2	1,24	1,19	0,47	1,83	1,73	1,18
	Diferença (%)	4,42	156,95	Diferença (%)	5,26	50,44
Ap-3	0,6	1,01	0,7	1,99	1,94	1,42
	Diferença (%)	39,77	116,99	Diferença (%)	3,1	38,25
<i>Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm</i>						
Dp-1	0,77	0,50	0,14	3,09	2,42	1,04
	Diferença (%)	53,85	357,01	Diferença (%)	27,07	164,18
Dp-2	1,09	1,19	0,29	2,71	3,00	1,34
	Diferença (%)	8,80	296,08	Diferença (%)	9,53	114,11
Dp-3	0,85	0,74	0,097	2,45	2,46	0,94
	Diferença (%)	15,75	721,19	Diferença (%)	0,03	161,31

Mistura 2

Amostra	<i>t</i> = 5:30 h			<i>t</i> = 8 h		
	<i>I_p</i>			<i>I_p</i>		
	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>R</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>R</i>
<i>Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm</i>						
2Ap-1	1,4	1,11	0,52	2,45	2,4	1,38
	Diferença (%)	25,28	140,67	Diferença (%)	2,28	75,23
2Ap-2	0,78	0,87	0,56	1,83	1,73	1,18
	Diferença (%)	10,82	46,82	Diferença (%)	5,26	50,44
2Ap-3	0,93	0,77	0,53	1,99	1,94	1,42
	Diferença (%)	20,00	60,29	Diferença (%)	3,1	38,25
<i>Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm</i>						
2Dp-1	1,09	1,37	0,43	1,89	2,17	0,75
	Diferença	19,74	188,40	Diferença	12,79	170,38
2Dp-2	1,26	1,31	0,35	3,44	3,37	2,48
	Diferença	4,51	256,96	Diferença	2,07	37,25
2Dp-3	1,40	1,17	0,45	2,45	2,62	1,62
	Diferença	19,73	185,02	Diferença	6,79	56,97

Nota:

* porcentagem da diferença entre valores de *I_p* de amostras moldadas simultaneamente e submetidas ao mesmo gradiente elétricoExemplo para amostra Ap - 1: Diferença = $100 \cdot (1,25 - 1,51) / 1,51$ Diferença = 17,60 %

** porcentagem de diferença em relação a amostra de referência

Exemplo para amostra Ap - 1:

Diferença 1 = $100(1,25 - 1,01) / 1,01$

Diferença = 23,76 %

Diferença 2 = $100(1,51 - 1,01) / 1,01$

Diferença = 49,50 %

Média das diferenças: 36,64 %

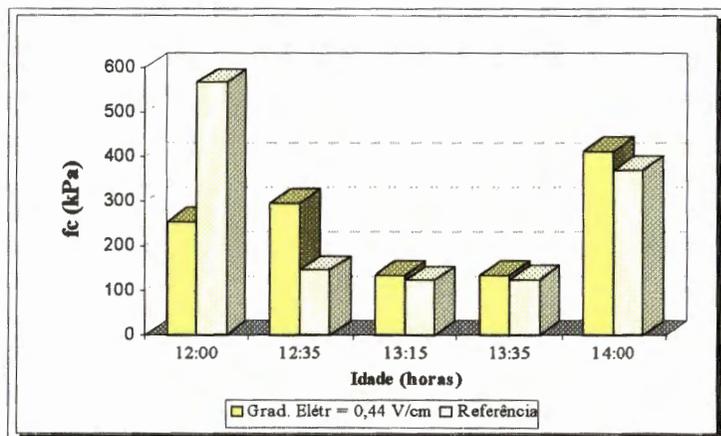
7.4.1.2- Resultados dos ensaios de Compressão Simples

Os ensaios de compressão simples realizados em idades em torno de 12 h apresentam o comportamento das amostras de concreto moldado submetidas a gradientes elétricos em uma idade crítica em termos de solicitação para o concreto projetado. Nesta idade, o cimento ainda está em uma fase de pós- pega, e a cura se iniciou recentemente, onde pequenas variações no processo de hidratação ainda podem ser sentidas.

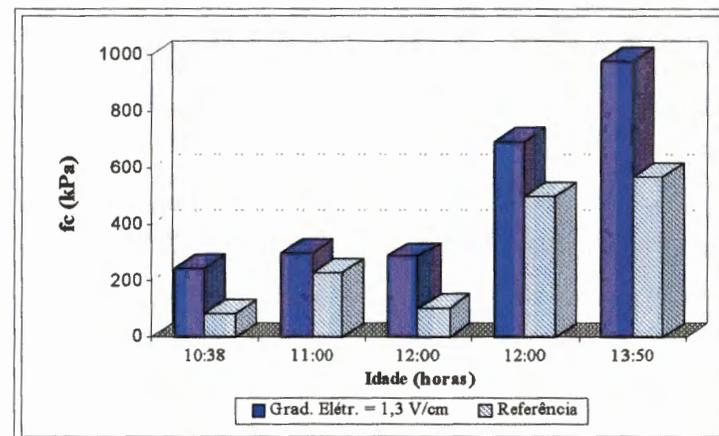
Ensaio nesta idade correspondem ao ponto crítico do programa experimental, com perda de um grande número de amostras na fase de desmoldagem. São os ensaios mais susceptíveis às variações ambientais, pois a rápida fase de cura se processa no próprio laboratório onde a amostra foi moldada.

As FIGURAS 7.47 e 7.48 apresentam os resultados dos ensaios realizados com os diferentes gradientes elétricos aplicados às duas misturas em questão. O número de ensaios deste tipo realizado foi bastante grande, mas serão somente apresentados aqueles onde foram obtidos valores confiáveis, em amostras pouco danificadas. Embora a idade de ruptura das amostras varie um pouco, em virtude da dificuldade em se desmoldar as amostras de referência, consideramos estes resultados representativos de amostras com idades em torno de 12 h.

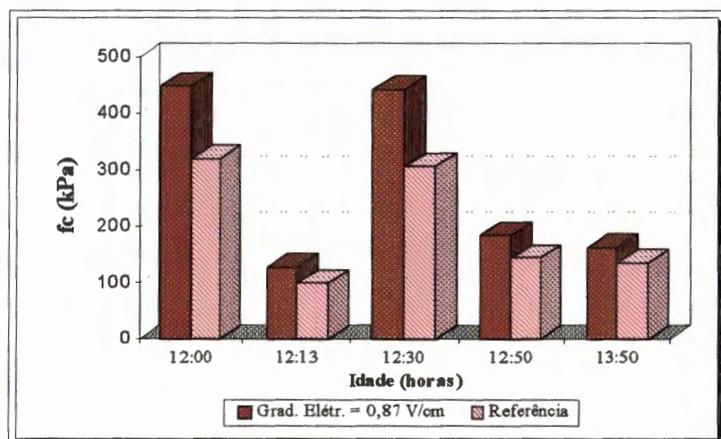
Todas as amostras submetidas a gradientes elétricos apresentaram maiores valores de resistência à compressão simples quando comparadas as suas respectivas amostras de referência, exceto as amostras submetidas ao gradiente elétrico 0,44 V/cm. As amostras submetidas a este gradiente apresentaram um comportamento duvidoso quanto a ganhos de resistência, com valores até menores que sua respectiva amostra de referência ou bem próximos destes. Acredita-se que a proximidade entre os valores de resistência à compressão seja resultado do pequeno efeito que gradiente elétrico 0,44 V/cm exerça sobre a amostras, com pequenos níveis de corrente elétrica e temperatura.



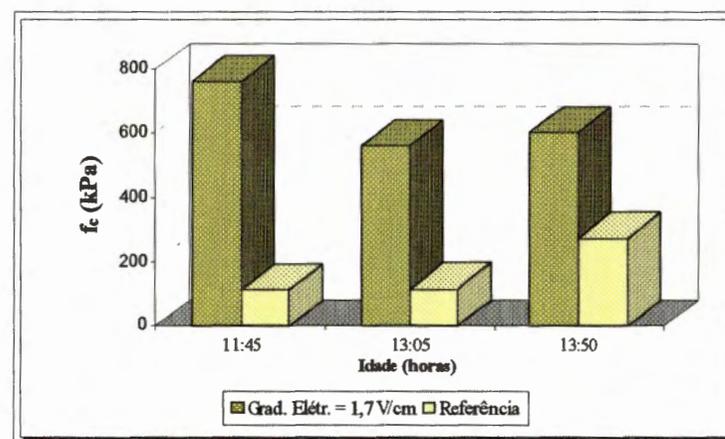
7.47.a



7.47.c

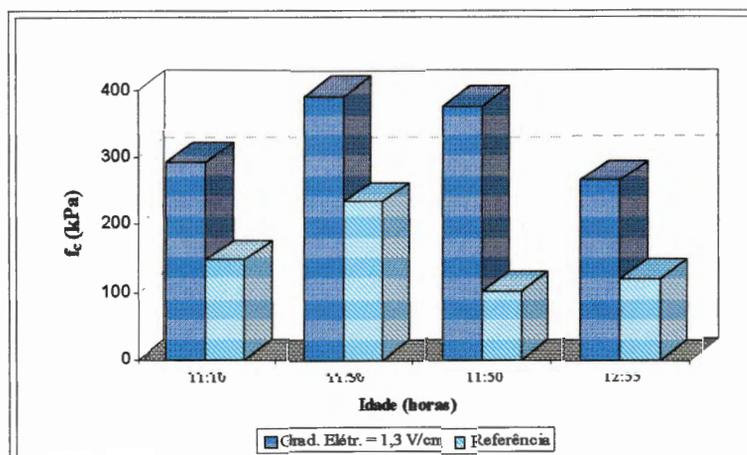


7.47.b

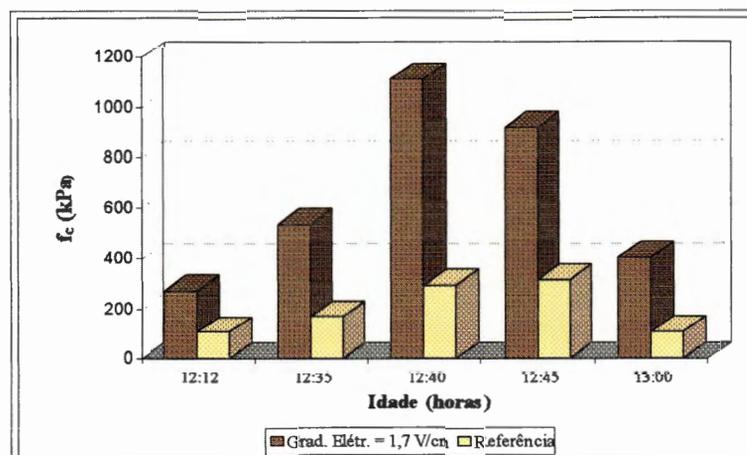


7.47.d

FIGURA 7.47- Resistências à Compressão em amostras com 12 horas de idade. Mistura 1



7.48.a



7.48.b

FIGURA 7.48- Resistências à Compressão em amostras com 12 horas de idade* .
Mistura 2

Os ganhos de resistência parecem também serem maiores em função do gradiente elétrico aplicado, para uma mesma mistura. Este comportamento pode ser observado nas FIGURAS 7.47 e 7.48, admitindo-se que todas as amostras tenham sido rompidas com 12 h de idade. A tabela 7.9 apresenta as porcentagens de acréscimo de resistência obtidos.

Os acréscimos de resistência nas amostras submetidas a gradientes elétricos são maiores para os gradientes de 1,7 V/cm, tanto para as misturas 1 e 2. Em alguns casos, estes acréscimos chegam a 100%, ou seja, as amostras atingiram o dobro da resistência à compressão da respectiva amostra de referência (tabela 7.9).

* Resultados de ensaios de Compressão Simples em idades até 12 horas serão apresentados em kPa.

Tabela 7.9- Porcentagens de acréscimo de Resistência à Compressão Simples obtidas com aplicação do gradiente elétrico, para amostras com 12 hs de idade.

<i>Resistência à Compressão Simples (kPa)</i>								
<i>Mistura 1</i>								
Ens. n.º	$i_{E(aplic)}$	f_c (Grad. Elét.)	f_c (Refer)	δ (%) *	$i_{E(aplic)}$	f_c (Grad. Elét.)	f_c (Refer)	δ (%) *
1	0,44	296,91	146,83	102,21	0,87	448,69	320,69	39,92
2		255,98	565,98	-54,77		442,34	306,33	44,40
3		413,29	371,70	11,19		163,61	135,07	21,13
4		135,58	125,13	8,35		183,94	143,85	27,87
5		134,99	124,00	8,86		127,26	98,77	28,84
1	1,3	301,2	230,56	30,64	1,7	60,210	273,71	119,86
2		980,92	569,15	72,35		762,06	112,99	547,47
3		692,91	500,27	38,51		561,01	115,60	385,30
4		244,13	86,39	182,58				
5		287,36	104,39	175,28				
<i>Mistura 2</i>								
1	1,3	391,91	234,03	67,46	1,7	1111,00	288,60	284,97
2		377,90	100,72	275,21		268,10	103,51	159,02
3		292,99	146,89	99,46		921,28	310,70	196,52
4		267,60	119,80	123,37		406,91	107,2	279,58

Nota:

* δ (%): porcentagem de acréscimo da resistência à compressão simples em relação à respectiva amostra de referência

Algumas amostras não apresentaram resistências crescentes em função do tempo dentro do intervalo analisado, com resistências à idades maiores as vezes mais baixas que a idades menores. Isto se deve a grande influência dos fatores ambientais já comentados no item 6.2.3. Entretanto, os pares de amostras (submetidos a gradientes elétricos e de referência) foram sempre submetidos a condições semelhantes. Portanto, a análise deve se concentrar em valores de pares, o que parece bastante consistente no sentido de mostrar um claro ganho de resistência devido ao gradiente elétrico, e não no aspecto global dos dados.

Consultando as tabelas do ANEXO B, onde além do comportamento durante a aplicação do gradiente elétrico estão também registrados as resistências à compressão destas amostras, verificou-se que a dispersão nos resultados parece, realmente, estar ligada à temperatura ambiente durante o ensaio. Estas, quando muito baixas, poderiam até mesmo interferir na temperatura gerada pelo gradiente elétrico, além do que é esta a temperatura a que a amostra esteve submetida até o

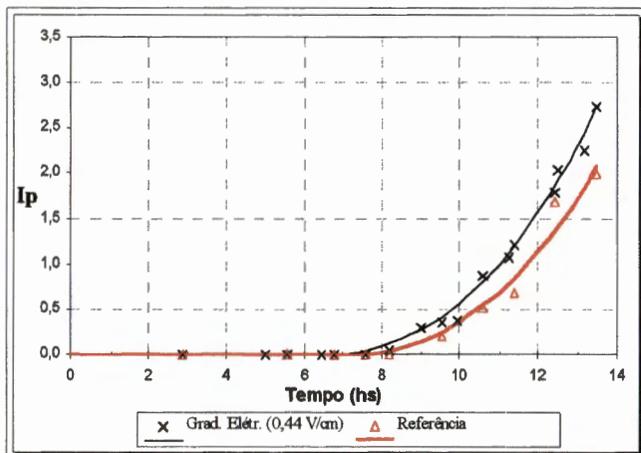
instante de ruptura. Nos gradientes elétricos mais baixos, o efeito da temperatura gerada pela aplicação do gradiente elétrico pode ser dissipada em torno de 2 h após o fim do ensaio, sendo que um grande intervalo de cura ocorreu sob a temperatura ambiente.

Apesar dos resultados interessantes, os ensaios de Compressão Simples impossibilitaram analisar a taxa de endurecimento (taxa de ganho de resistência) nas primeiras 12 h. Este comportamento foi então avaliado empregando-se novamente o ensaio do Penetrômetro Adaptado, com uma agulha de diâmetro 3 mm e profundidade de 9 mm.

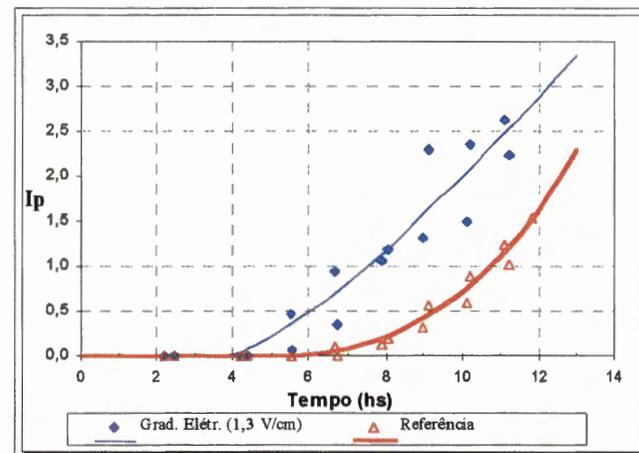
Nestes ensaios, medidas de resistência à cravação foram realizadas em intervalos regulares de 1:30 h. O número de penetrações foi reduzido, a fim de não danificar a face das amostras, pois estas ainda seriam submetidas a ensaios de Compressão Simples

As leituras de resistência à cravação (ou Índice de Penetração I_p) iniciaram-se durante a aplicação do gradiente elétrico e continuaram até minutos antes da ruptura. Em alguns casos não foi possível levar à cravação as idades acima de 8 h em consequência de a resistência da amostra já ser elevada e o I_p respectivo superar a capacidade do Penetrômetro Adaptado. As FIGURAS 7.50 e 7.51 apresentam os resultados gerais obtidos nestes ensaios. Salienta-se que as leituras de I_p não foram realizadas em todas as amostras rompidas a 12 h. Os resultados individuais destes ensaios estão apresentados no ANEXO C.

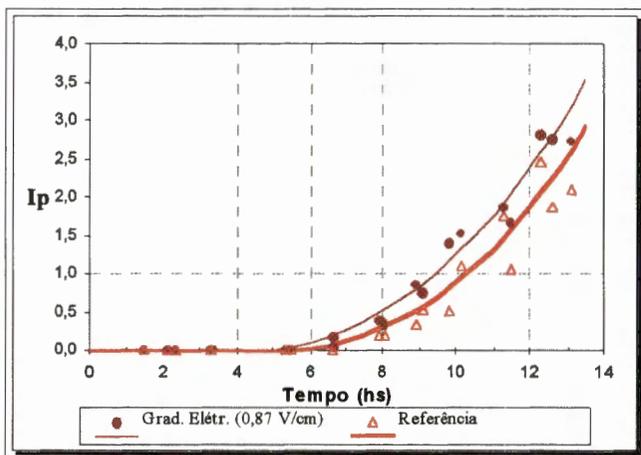
Observa-se das FIGURAS 7.50 e 7.51 que as amostras submetidas a gradientes elétricos sempre apresentaram maiores resistências à cravação que as amostras de referência, sendo este comportamento mais acentuado em função do gradiente elétrico aplicado. Ao contrário do que foi observado nos ensaios do Penetrômetro Adaptado realizados anteriormente, onde não houve diferença entre o início do trecho de endurecimento (FIGURA 7.45 e 7.46), observou-se acentuadas diferenças no instante em que se inicia o ganho de resistência à cravação, dentro da mesma mistura.



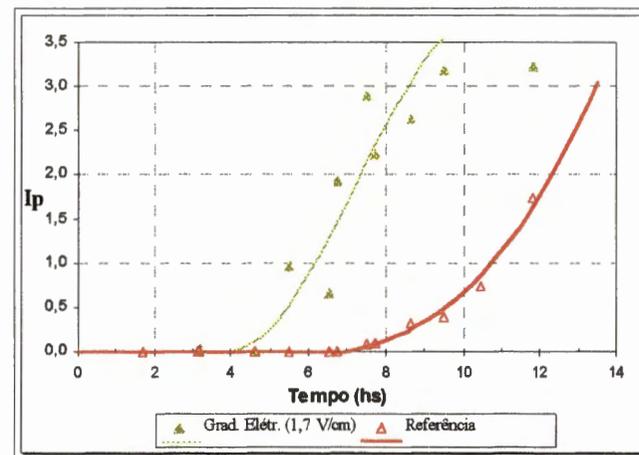
a)



c)

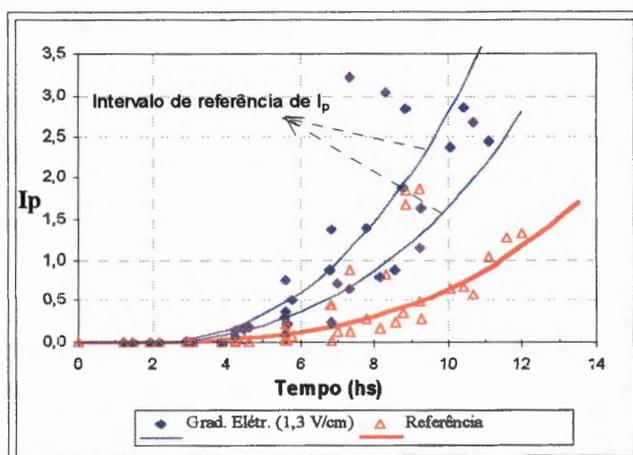


b)

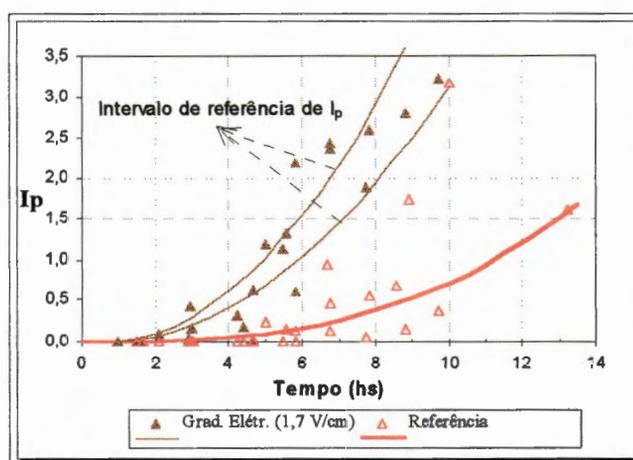


d)

FIGURA 7.50 - Comportamento do Índice de Penetração em função do tempo para amostras moldadas com a Mistura 1, submetidas a diferentes gradientes elétricos. Profundidade de penetração de 9 mm e $D = 3$ mm



7.51.a



7.51.b

FIGURA 7.51 - Comportamento do Índice de Penetração em função do tempo para amostras moldadas com a Mistura 2, submetidas a diferentes gradientes elétricos Profundidade de penetração de 9 mm e $D = 3$ mm

Nas amostras moldadas com a mistura 1, submetidas a gradientes elétricos de 0,44 V/cm a diferença entre as resistências à cravação foi pequena ao longo do tempo, e o instante onde esta se inicia praticamente foi o mesmo nas duas amostra, ocorrendo após a 8ª hora. Para os demais gradientes, os índices de penetração apresentaram-se bastante superiores àqueles observados nas amostras de referência, bem como os instantes onde se iniciaram as resistências à cravação: 7 h para gradiente de 0,87 V/cm, 6 h para gradiente de 1,3 V/cm e 4 h para gradiente de 1,7 V/cm.

Comportamento semelhante foi observado nas amostras moldadas com a mistura 2, com as maiores resistências à cravação obtidas com o gradiente

elétrico de 1,7 V/cm. Os primeiros sinais de resistência foram sentidos em idades de 5 h e 3:30 h para os respectivos gradientes em questão (1,3 e 1,7 V/cm).

Nas amostras submetidas à compressão simples com 12 h de idade em que foram realizadas medidas de resistência à cravação procurou-se correlacionar os valores de I_p obtidos próximo ao instante de ruptura às respectivas resistências de pico. Uma correlação deste tipo poderia ser útil no sentido de conhecer a taxa de endurecimento em idades menores que 1 dia, extrapolando pelas curvas de índice de penetração em função do tempo. Para as amostras onde foi possível executar à cravação em idades próximas a ruptura, o valor de I_p correlacionado a sua resistência de pico corresponde ao valor da última leitura. Nas amostras onde a cravação foi levada a idades menores, o valor de I_p foi obtido por meio de curvas de regressão, com base nas leituras obtidas e seguindo o comportamento geral apresentado pelas amostras de características semelhantes.

A FIGURA 7.52 apresenta a correlação entre I_p e resistência à compressão obtidas nos ensaios, para as misturas 1 e 2. Observamos que um grande número de pontos se situa abaixo de valores de índice de penetração 4 e resistência à compressão 200 kPa, valores estes correspondentes às amostras de referência das duas misturas em questão, e à grande maioria dos resultados das amostras moldadas com a mistura 1 submetidas a gradientes elétricos, 0,44, 0,87 e 1,3 V/cm. Um menor número de pontos se situa entre o intervalo de índice de penetração de 4 a 7, e somente 2 pontos acima destes limite superior. A escassez de pontos referentes a maiores I_p e, conseqüentemente, maiores resistência, justifica-se por estes valores representarem amostras submetidas a gradientes elétricos 1,7 V/cm (mistura 1 e 2), onde a resistência à cravação somente foi possível em idades bastante baixas, em torno de 7 h. Em alguns casos a extrapolação dos valores de I_p em idades próximas a 12 h não foi possível pela escassez de pontos das curvas individuais, o que poderia levar a valores muito imprecisos.

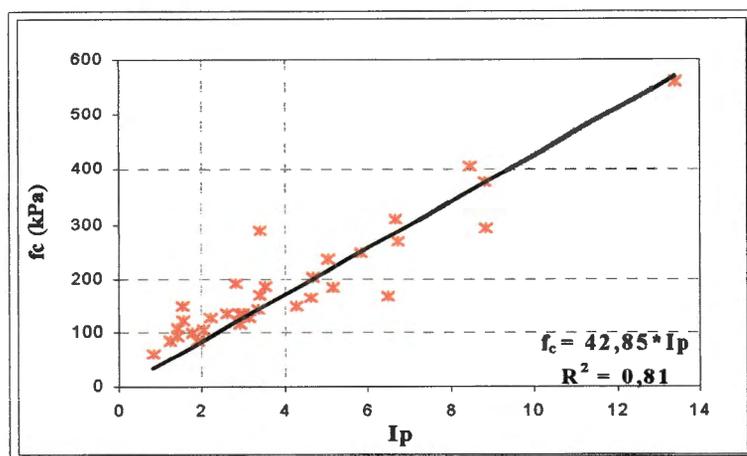


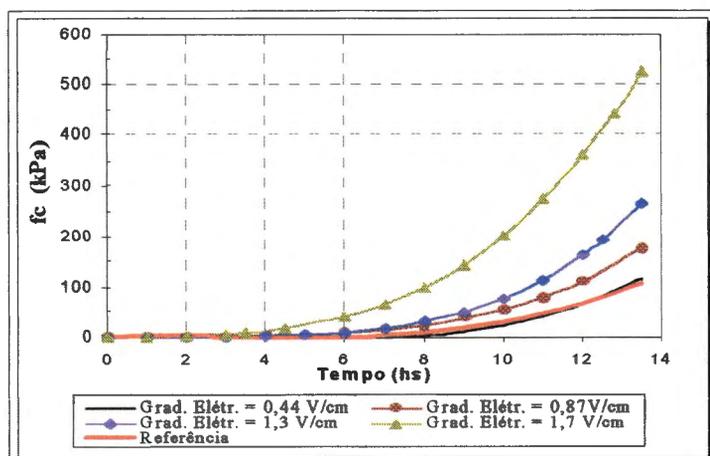
FIGURA 7.52 - Correlação entre os resultados de Índice de Penetração e Resistência à Compressão Simples em amostras com 12 h de idade. Profundidade de penetração de 9 mm e D = 3 mm, Misturas 1 e 2.

Uma correlação linear se ajusta razoavelmente aos pontos ($R^2 = 0,81$), com a seguinte relação entre resistência à compressão e índice de penetração.

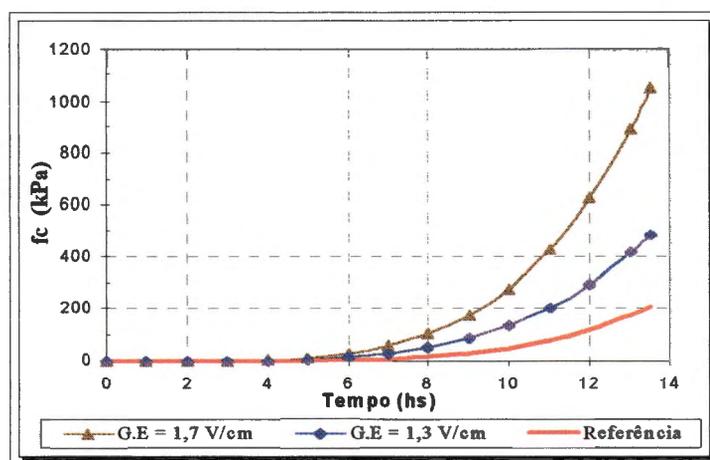
$$f_c = 42,85 \cdot I_p \quad (7.26)$$

Embora o intervalo de valores onde o ajuste foi feito seja pequeno, a equação obtida serve como uma estimativa aproximada da correlação entre as variáveis em questão. Esta equação permite estimar, grosseiramente, a curva de resistência à compressão das amostras de concreto ensaiadas em idades menores que 12 h. A FIGURA 7.53 apresenta as curvas de crescimento e a tabela 7.10 apresenta estes valores em idades de interesse.

Observa-se que as amostras submetidas a gradientes elétricos apresentam sinais de resistência em idades bastantes jovens em relação à taxa normal de endurecimento (amostras de referência). Enquanto as amostras de referência somente iniciam a fase de endurecimento próximo a 8ª hora, nas amostras submetidas a gradientes elétricos estes valores se iniciam em torno da 4ª hora para gradientes elétricos de 1,7 V/cm, independente da mistura empregada.



a) Mistura 1



b) Mistura 2

FIGURA 7.53 - Curvas de crescimento da Resistência à Compressão Simples para idades menores que 12 h, obtidas a partir de medidas de resistência à cravação (I_p)

Tabela 7.10 - Valores de Resistência à Compressão Simples obtidas a partir de medidas de resistência à cravação (I_p) em fases importantes do processo de endurecimento

t (h)	Mistura 1					Mistura 2			
	Gradiente Elétrico f_c (kPa)				Refer.	Gradiente Elétrico f_c (kPa)		Refer.	
	0,44	0,87	1,3	1,7		1,3	1,7		
4	0	1,51	1,77	11,42	0	2,68	4,89	0,92	
6,5	0	10,09	13,02	50,63	1,29	21,36	41,67	7,83	
8	3,27	22,76	30,61	98,40	7,92	51,86	104,16	19,56	
10	23,35	54,51	76,99	201,21	28,00	134,57	278,80	52,29	

Lembrando que os ensaios de tempo de pega determinaram início e fim de pega deste cimento respectivamente às 4:00 h e 6:28 h, e ainda, que o

endurecimento só se inicia após o fim de pega, observa-se que as taxas de endurecimento nas amostras submetidas a gradientes elétricos se iniciam antes do fim de pega, para todos os gradientes aplicados (exceto para 0,44 V/cm).

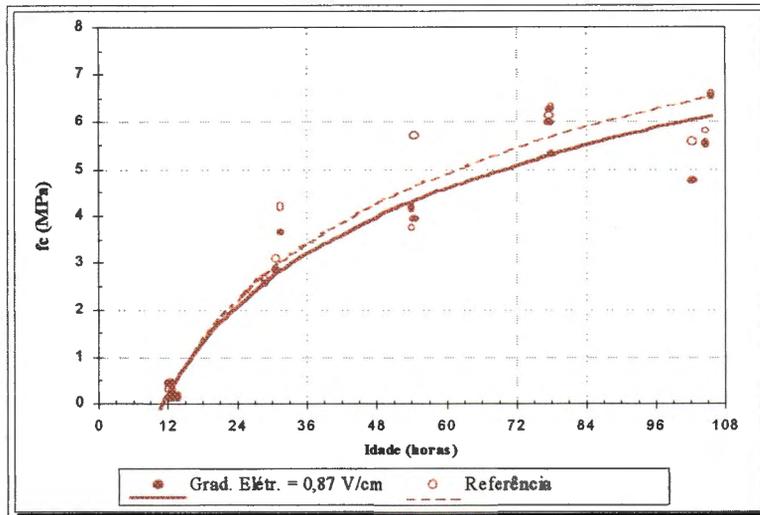
Faz-se aqui um comentário sobre os *valores* de resistência à compressão obtidos neste programa experimental. Apesar das substanciais melhorias na taxa de endurecimento do concreto com a aplicação de gradientes elétricos, a resistência à compressão simples obtida está muito aquém daquela necessária para uma obra de escavação subterrânea, como as propostas pela ÖBV (1990) (vide página 28) e especificações de projeto (tabela 3.1). Justifica-se estes baixos valores pelas condições de moldagem destes concretos: com altas relações a/c, homogeneização manual e sem nenhuma compactação.

7.4.2 - *Comportamentos dos concretos em idades até 4 dias*

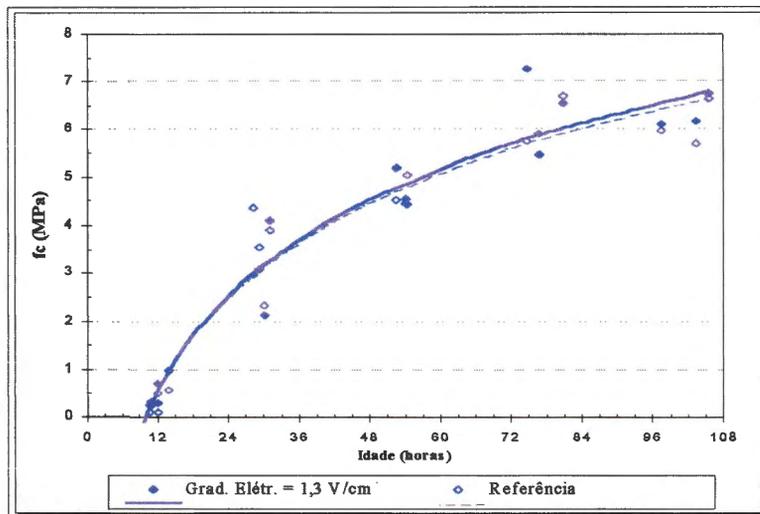
O objetivo de analisar o comportamento do concreto em idades até 4 dias é verificar até que idade ainda se podem obter benefícios na resistência pela aplicação do gradiente elétrico.

O concreto nesta fase de cura apresenta diferenças significativas quanto ao processo de endurecimento, para pequenas diferenças de idade. Sendo assim, optou-se por realizar a análise levando em contas todos os resultados obtidos, não o valor médio das 3 amostras representativas de cada idade. Além disso, preferiu-se referenciar a idade de ruptura em *horas*, pois diferenças razoáveis foram observadas entre resistências de amostras rompidas com apenas 6 h de diferença. As FIGURAS 7.54 e 7.55 apresentam estes resultados, com as respectivas curvas de regressão. Nestas figuras estão contidas também os resultados dos ensaios realizados em amostras com 12 h.

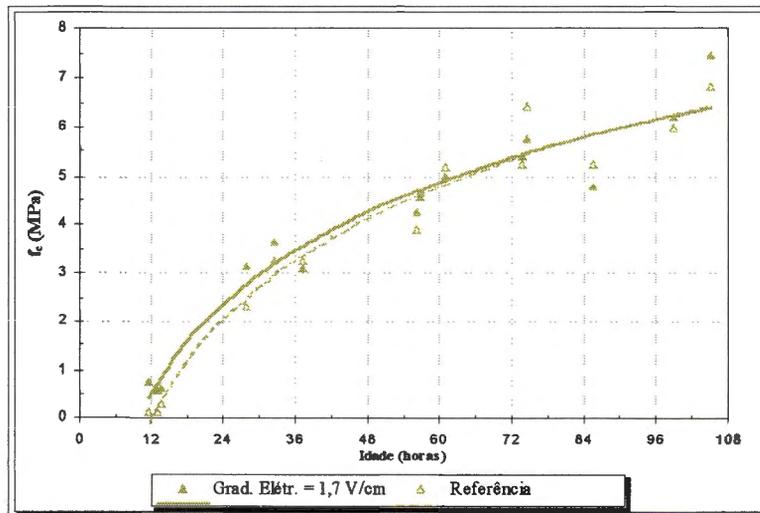
Nas fases que se seguiram não mais se realizaram ensaios com gradiente elétrico de 0,44 V/cm. Baixos níveis de corrente elétrica e temperatura, aliado às respostas pouco representativas dos ensaios de Compressão Simples e Penetrômetro Adaptado pouco animaram a continuidade da análise deste gradiente elétrico.



7.54.a

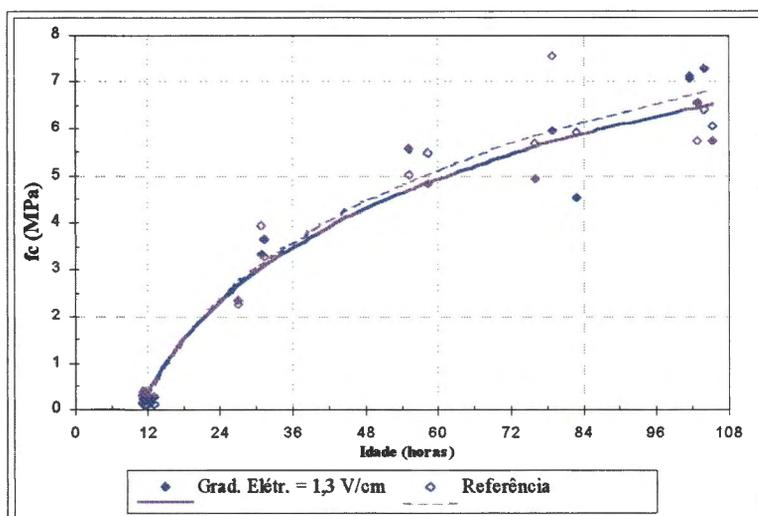


7.54.b

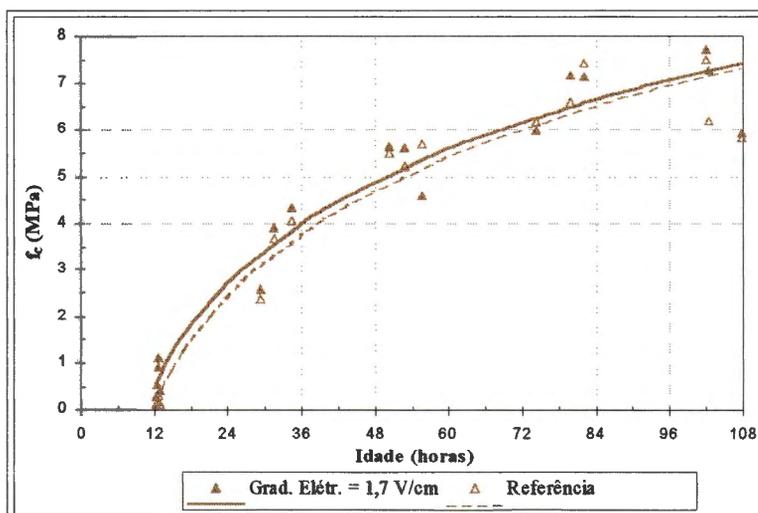


7.54.c

FIGURA 7.54 - Curvas de crescimento da Resistência à Compressão Simples para concretos até 4 dias. Mistura 1



7.55.a



7.55.b

FIGURA 7.55 - Curva de crescimento da Resistência à Compressão Simples para concretos até 4 dias. Mistura 2

Curvas de regressão apontam que para idades maiores que 1 dia praticamente cessa o efeito dos gradientes elétricos 0,87 e 1,3 V/cm, pois a diferença entre estas curvas e as das respectivas amostras de referência é praticamente inexistente. Entretanto, para gradiente elétrico de 1,7 V/cm, as diferenças entre as curvas de regressão podem ser da ordem de 17 % até 1 dia, e ainda podem ser sentidas até 4 dias. Parece também haver uma certa superioridade na resistência das amostras submetidas a estes gradientes, comparadas àquelas submetidas a gradientes mais baixos.

7.4.3 - Comportamentos dos concretos a idades posteriores - Curvas de crescimento até 28 dias

O comportamento das amostras de concreto submetidas a gradientes elétricos a idades posteriores é de interesse nesta pesquisa a fim de verificar se ocorrem perdas de resistência como aquelas decorrentes do emprego de aceleradores de pega no concreto projetado.

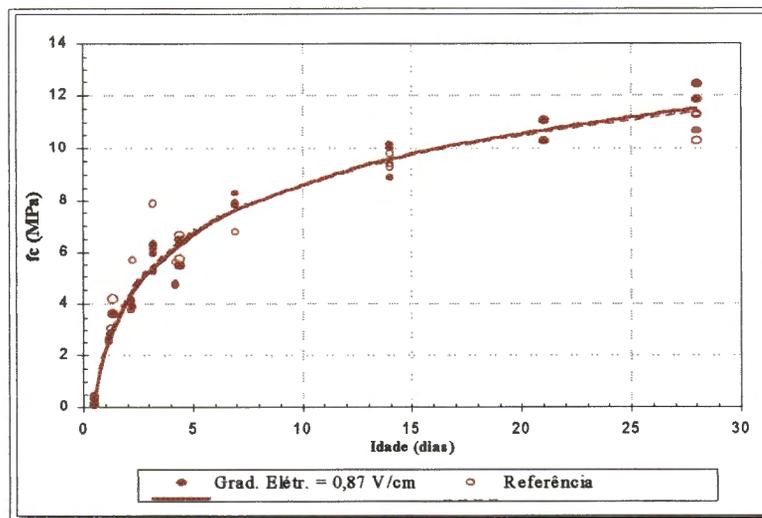
Como na análise a 4 dias, serão considerados os resultados de todos os ensaios realizados para cada idade. As FIGURAS 7.56 e 7.57 apresentam as curvas de crescimento em função do tempo para o níveis de gradiente elétrico aplicado, para as respectivas misturas.

Não foram constatados danos à resistência em idades acima de 7 dias nos concretos submetidos a gradientes elétricos 0,87 e 1,3 V/cm, tanto para mistura 1 ou 2. As curvas de regressão obtidas praticamente se sobrepõem. Entretanto, uma pequena perda foi observada nas amostras submetidas ao gradiente elétrico 1,7 V/cm. A tabela 7.11 apresenta as porcentagens de perda, com base nas resistências a 7 e 28 dias fornecidas pelas curvas de regressão.

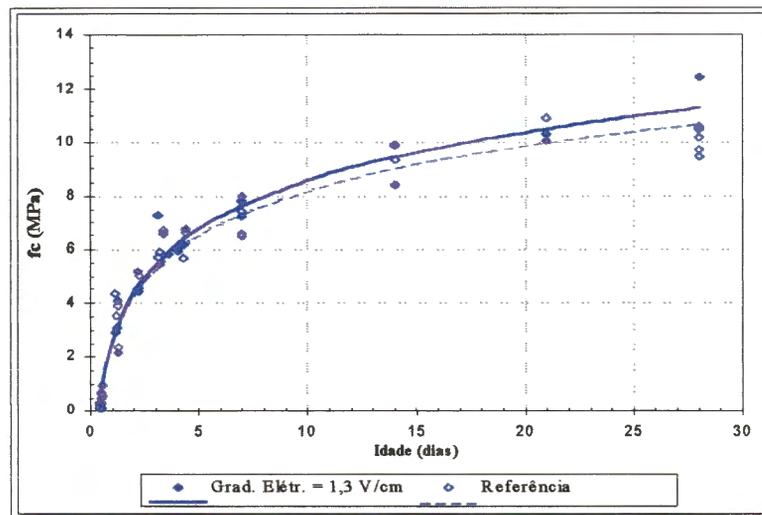
Tabela 7.11- Porcentagens de perda de resistência para amostras submetidas a $i_{E(aplic)} = 1,7$ V/cm a idades posteriores

Idade (dias)	Resistência à Compressão Simples (MPa)					
	Mistura 1			Mistura 2		
	Grad. Elétr.	Refer.	Deprec. (%)	Grad. Elétr.	Refer.	Deprec. (%)
7	7,24	7,61	-4,89	9,02	9,24	-2,34
28	10,67	11,64	-8,40	13,55	14,16	-4,33

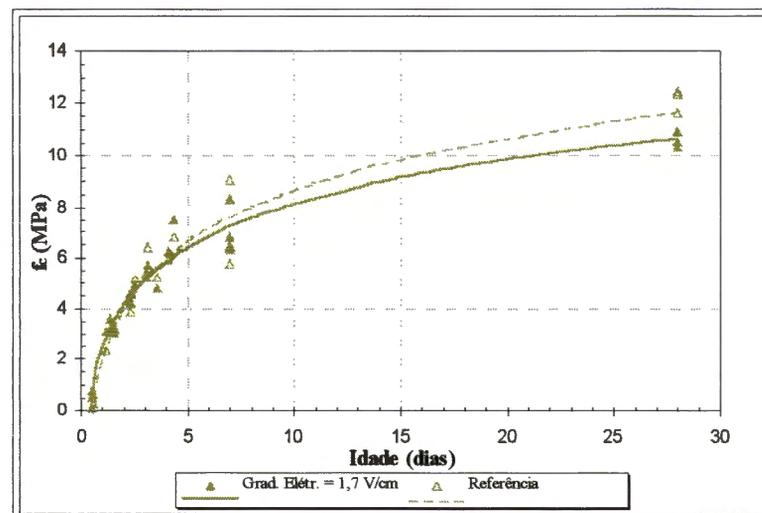
Ainda que tenham sido constatadas perdas de resistência, com as amostras submetidas a gradientes elétricos tendo apresentado valores menores que as amostras de referência, estas foram bastante pequenas, inferiores às obtidas pelo uso de aceleradores de pega no concreto projetado.



7.56.a

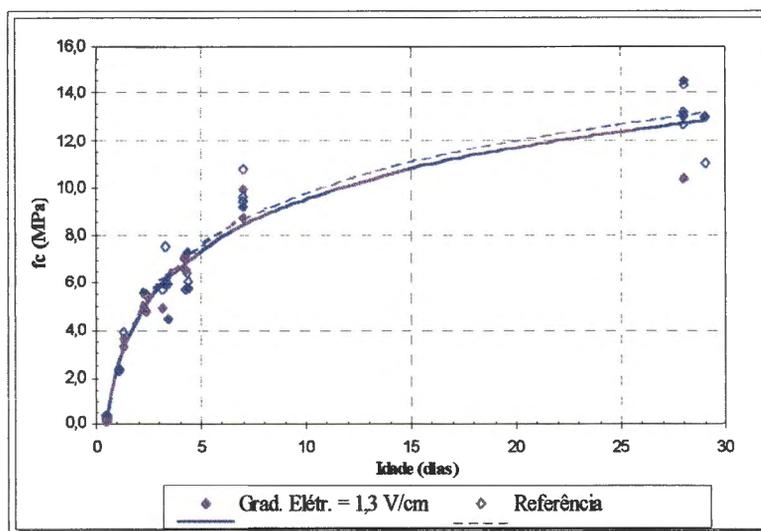


7.56.b

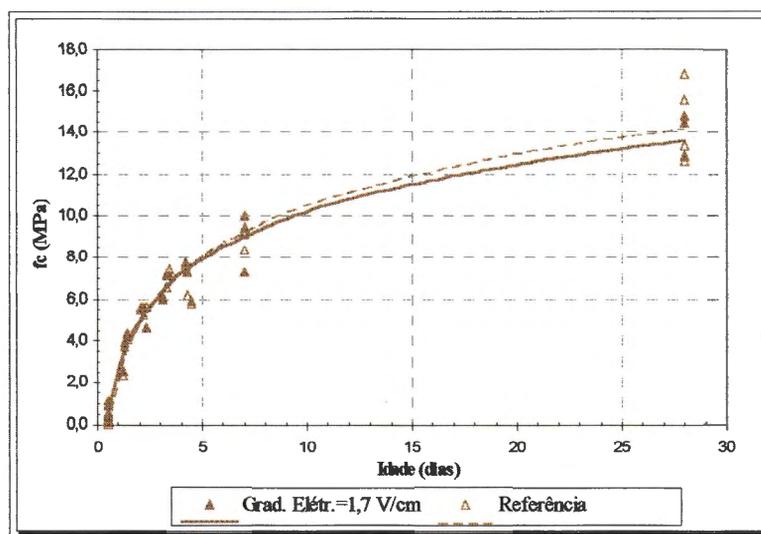


7.56.c

FIGURA 7.56 - Curvas de crescimento da Resistência à Compressão Simples para concretos até 28 dias. Mistura 1



7.57.a



7.57.b

FIGURA 7.57 - Curvas de crescimento da Resistência à Compressão Simples para concretos até 28 dias. Mistura 2

7.5 - Comportamento do Módulo de Elasticidade

A revisão da literatura mostrou quanto é importante conhecer o módulo de elasticidade do concreto projetado, principalmente às primeiras idades. Entretanto, observa-se que não há um consenso sobre qual valor este deve apresentar para atender às exigências do concreto projetado. A literatura apresenta poucos estudos sobre o assunto, e os valores obtidos por diversos

autores apresentam-se muito dispersos. A dificuldade na realização destes ensaios pode justificar a pequena ênfase no estudo desta propriedade e a imprecisão dos resultados.

Constatou-se que medir o módulo de elasticidade do concreto não é uma tarefa simples, mesmo utilizando equipamentos sofisticados como os que foram empregados nesta pesquisa. A principal dificuldade está no controle dos deslocamentos (deformações). Acredita-se que medidas de deformação com base nos deslocamentos dos pratos da prensa de carregamento não representam corretamente as deformações sofridas pelo amostra de concreto.

Para um maior controle dos deslocamentos instalou-se extensômetros nas laterais das amostras. Algumas dificuldades foram encontradas nesta fase. Primeiro, optou-se por fazer uma ranhura no concreto e encaixar os extensômetros nestas ranhuras, fixos por elásticos. Este procedimento nem sempre apresentou bons resultados, pois a ranhura poderia ocorrer em um ponto do agregado, dificultando aprofundar o extensômetro para uma correta fixação. Optou-se então por colar estes extensômetros nas laterais das amostras; entretanto, este procedimento só poderia ser empregado em amostras com mais de 1 dia de idade, quando esta já estava seca. Nas amostras ensaiadas com 12 h a fixação por cola foi impossível sendo assim os extensômetros fixos nestas amostras pelas ranhuras.

Dois extensômetros de 115 mm foram fixos às laterais das amostras de concreto. A FIGURA 7.58 apresenta o esquema de fixação dos extensômetros.

Nestes ensaios os carregamentos foram levados a aproximadamente 50% da carga de ruptura, com o deslocamento medido pelos extensômetros. As amostras foram então descarregadas instantaneamente, os extensômetros retirados e as amostra foram então recarregadas até a ruptura, agora com controle de deslocamento pelos pratos (topo e base). O módulo de elasticidade foi calculado a 33% da carga de pico registrada.

Pelas dificuldades encontradas para realização destes ensaios, a amostragem para análise desta propriedade constou de um número singelo de ensaios, enfocando idades 12 h, 1, 3, 7 e 28 dias em amostras moldadas com a

mistura 2. A tabela 7.12 apresenta os resultados obtidos nos ensaios realizados com concretos submetidos a gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm.

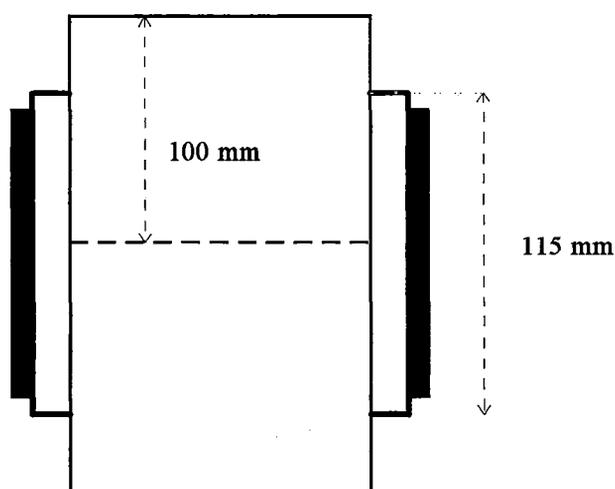


FIGURA 7.58 - Esquema de fixação dos extensômetros para controle de deformação.

Tabela 7.12 - Módulos de elasticidade das amostras de concreto submetidas a gradientes elétricos (Mistura 2)

Idade (dias)	Módulo de Elasticidade (GPa)			
	Grad. Elétr. = 1,3 V/cm	Referência	Grad. Elétr. = 1,7 V/cm	Referência
12 h	1,27 1,21	0,24 0,28	3,02	-
1	-	-	6,2	10,4
3	-	-	9,76	10,58
7	15,36 14,08	17,24 13,11	10,3 17,1	19,3 14,9
28	15,49 14,19	13,37 14,15	18,7 16,01	17,0 22,7

Os resultados obtidos apresentam também dispersões significativas em torno de valores médios. A 12 h o efeito do gradiente elétrico é significativo sobre o módulo de elasticidade, sendo registrado como 6 vezes maior que o módulo de elasticidade da amostra de referência, quando a amostra de concreto foi submetida ao gradiente elétrico de 1,3 V/cm. Para idades maiores que 1 dia, parece não haver mais efeitos positivos de aumento do módulo de elasticidade.

7.6 - Estimativa do consumo de energia

Nas seções anteriores, constatou-se que o método de aumento de resistência com a aplicação de gradientes elétricos é capaz de aumentar a resistência do concreto em idades menores que 1 dia. Acredita-se também que possa se obter melhorias no módulo de elasticidade com a aplicação de gradientes elétricos nas 5,5 h iniciais do concreto.

Constatado a potencialidade do método em termos de propriedades mecânicas, seria interessante também avaliá-lo em termos econômicos. Como os equipamentos utilizados são de baixo custo, a análise será realizada enfocando a energia elétrica consumida durante a aplicação do método.

A energia elétrica consumida corresponde a integral de potência elétrica no intervalo de aplicação do gradiente elétrico sobre a amostra de concreto:

$$E. Elet. cons. = \int_{t=0}^{t=5,5} P. dt$$

Por sua vez, a potência elétrica corresponde ao produto entre a corrente elétrica e a voltagem entre os medidores de tensão (voltagem efetiva).

$$P = V_{efet.} \cdot i$$

Os valores obtidos considerando os gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm aplicados as duas misturas em questão são apresentados no QUADRO I.

QUADRO I - Energia elétrica consumida e Quantidade de calor fornecido às amostras de concreto durante a atuação do gradiente elétrico.

<i>Mistura</i>	<i>Grad. Elétrico (V/cm)</i>	<i>Dimensões 24 x 10 x 10</i>	<i>Dimensões 14 x 5 x 5</i>
		<i>E.Elet. cons. (kW.h)</i>	<i>E.Elet. cons. (kW.h)</i>
Mistura 1	1,3	0,028	0,0040
	1,7	0,059	0,0052
Mistura 2	1,3	0,019	0,0020
	1,7	0,037	0,0037

Observa-se que a energia elétrica consumida para se obterem acréscimos na resistência com a aplicação do gradiente elétrico é bastante baixa, e varia em função do gradiente elétrico aplicado, da mistura em questão bem como da dimensão da amostra.

Capítulo 8

Efeito do comportamento elétrico sobre as propriedades mecânicas

8.1 - Considerações iniciais

No capítulo 7 foi analisado o comportamento das variáveis elétricas com o decorrer do ensaio de aplicação de gradiente elétrico. Observou-se que o gradiente elétrico efetivo, a corrente elétrica gerada e os acréscimos de temperatura sofridos pelas amostras de concreto são afetados pelo gradiente elétrico aplicado em amostras moldadas com a mesma mistura, e um mesmo gradiente elétrico apresenta comportamentos diferentes em função da mistura empregada. Além dos efeitos do próprio gradiente elétrico e da mistura empregada, observou-se também comportamentos diferentes nas amostras de menores dimensões.

Estes comportamentos influenciam as propriedades mecânicas do concreto, como constatado no capítulo 7, obtendo-se ganhos de resistência a pequenas idades e uma pequena depreciação em idades acima de 7 dias.

Neste capítulo será analisado o comportamento das amostras em termos das variáveis elétricas e qual relação existe entre elas e as propriedades mecânicas. Dispensou-se uma atenção especial ao efeito da temperatura, onde analisou-se também o efeito desta atuando sem corrente elétrica, para comparação.

8.2 - Efeito da corrente elétrica sobre o comportamento mecânico

A corrente elétrica gerada com gradiente elétrico foi bastante diferenciada em função dos níveis de gradiente aplicado. A influência dos níveis de corrente elétrica que atravessaram a amostra de concreto foi analisada em termos da quantidade de carga acumulada por esta durante o ensaio.

Como a corrente elétrica é um efeito que atua em um intervalo de tempo muito pequeno em relação à idade do concreto, uma análise de efeito sobre o comportamento mecânico somente tem sentido em idades próximas ao fim do ensaio. Em idades maiores o tempo de hidratação dilui o efeito da corrente elétrica. Por conseguinte, as análises só podem ser conduzidas com base nos resultados de índice de penetração.

A FIGURA 8.59 apresenta os resultados da correlação entre índices de penetração para idades 5,5 e 8 h, para ensaios de penetração empregando área de cravação com $D = 2$ mm.

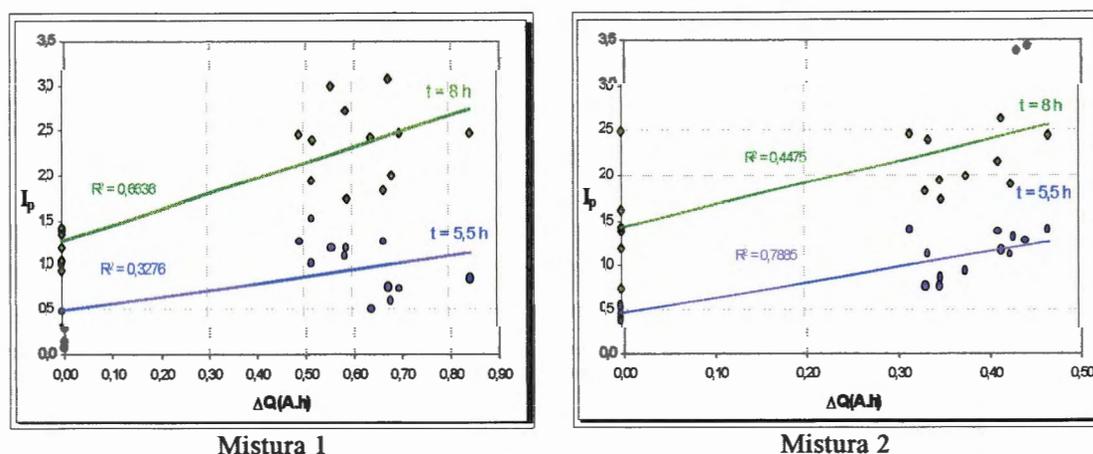


FIGURA 8.59 - Comportamento do índice de penetração em relação à quantidade de carga acumulada pela amostra de concreto durante a aplicação de gradientes elétricos* 1,3 e 1,7 V/cm. Mistura 1 e 2, área de cravação $D = 2$ mm

Constatou-se uma correlação crescente entre I_p e a quantidade de carga acumulada pela amostra de concreto para as misturas 1 e 2, um tanto quanto

* $\Delta Q = 0$ corresponde a amostra de Referência (sem gradiente, portanto, sem corrente elétrica)

dispersa. Para idades $t = 5,5$ h a correlação é menos dispersa na mistura 2, enquanto para idades $t = 8$ h a correlação é menos dispersa para a mistura 1.

8.3 - Efeito da temperatura sobre o comportamento mecânico

Como visto no capítulo 5, altas temperaturas atuando na fase de hidratação do cimento pode produzir aumentos de resistência em idades jovens, porém comprometer a resistência em idades maiores que 7 dias.

Neste programa experimental, constatou-se ganhos de resistência nas amostras submetidas a gradientes elétricos, as quais também foram submetidas a um acréscimo na temperatura interna pela passagem da corrente elétrica. Foi pequeno o intervalo de tempo que a temperatura agiu sobre o concreto: as temperaturas máximas atuaram somente durante 3 horas, e a partir de 5,5 horas, quando o gradiente elétrico deixa de atuar, a temperatura diminui até atingir valores próximos à temperatura ambiente. Admitindo um intervalo de atuação de temperatura próximo das 10 primeiras horas, concluí-se que a temperatura não atua durante o processo de cura nas amostras com idades maiores que 12 h.

Os ganhos de resistência em relação às amostras de referência foram maiores nas amostras submetidas a gradientes elétricos mais altos que, conseqüentemente, geraram maiores níveis de temperatura. Entretanto, em idades maiores que 7 dias os danos sobre a resistência foram bastante modestos, notados somente nas amostras submetidas a gradientes mais altos

A FIGURA 8.60 apresenta o comportamento da resistência à compressão simples em relação às temperaturas geradas em concretos com idades 12 h, 1, 7 e 28 dias. Esta análise foi realizada com base nas temperaturas características, considerando as temperaturas máximas registradas próximas ao eletrodo positivo.

Observou-se que a 12 h a diferença entre resistências com acréscimos de temperatura é substancial mas praticamente inexistente com 1 dia de idade. Apesar de as maiores resistências estarem associadas a maiores temperaturas, há uma

grande dispersão nos resultados. Em concretos com 7 e 28 dias observa-se que as curvas de ajuste apresentam-se decrescentes com a temperatura, mas com uma inclinação muito pequena, nas amostras moldadas com a mistura 1. Nas amostras moldadas com a mistura 2, a resistência à compressão aos 28 dias de idade apresentou uma dispersão significativa e não foi possível encontrar uma tendência de crescimento razoável, enquanto aos 7 dias de idade praticamente não houve variação da resistência com a temperatura.

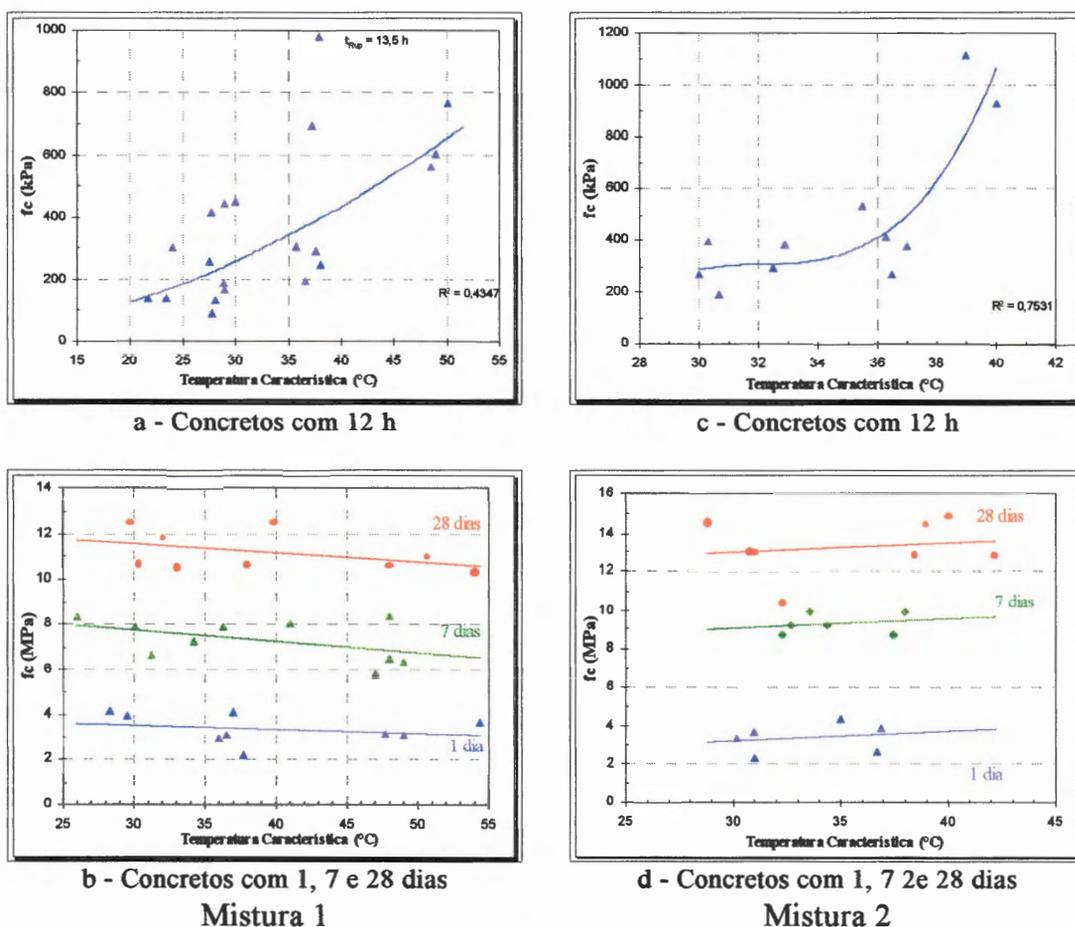


FIGURA 8.60 - Comportamento da Resistência à Compressão Simples em relação às temperaturas características geradas com aplicação do gradiente elétrico. Misturas 1 e 2, idades 12 h, 1, 7 e 28 dias.

Uma maneira mais realista de considerar o efeito da temperatura pode ser feita em termos da maturidade destas amostras, a qual leva em consideração o tempo de atuação de uma determinada temperatura.

Em concretos com 12 h de idade, a diferença entre as maturidades geradas por gradientes elétricos diferentes é grande, devido ao pequeno intervalo de tempo a que o concreto fica submetido à temperatura ambiente. Entretanto, em idades maiores que 1 dia, o efeito das temperaturas altas durante o processo de hidratação se dilui, pois o intervalo de tempo a que a amostra fica submetida à temperatura ambiente ($T = 25 \pm 1 \text{ }^\circ\text{C}$) é muito maior que o intervalo de tempo a que esta fica submetida as altas temperaturas geradas pelo gradiente elétrico.

O comportamento do índice de penetração também foi analisado em função da temperatura característica. Para tanto, tomaram-se para análise valores de I_p em idades 5,5 e 8 h nas amostras ensaiadas com áreas de cravação $D = 2 \text{ mm}$. A FIGURA 8.61 apresenta estes resultados, e a FIGURA 8.62 apresenta o comportamento em relação à maturidade atingida pelas amostras durante a aplicação do gradiente elétrico.

Pode-se observar, na FIGURA 8.61, que maiores temperatura características não significam, necessariamente, maiores resistência à cravação. Apesar de haver uma correlação crescente, há uma considerável dispersão nos resultados. Para a mistura 1 a correlação é praticamente inexistente, com valores de coeficiente de correlação extremamente baixos nas duas idades analisada. Nas amostras moldadas com a mistura 2, observou-se uma boa correlação com a temperatura característica a 5,5 h. Porém, o intervalo de variação da temperatura onde se observou esta boa correlação foi muito pequeno para uma grande variação de I_p . Enquanto a temperatura característica variou de 27 a 29 $^\circ\text{C}$, a diferença entre o maior e o menor índice de penetração foi maior que 80 % (maior valor 1,41, menor valor 0,77).

Em termos de maturidade atingida pela amostra durante a aplicação do gradiente elétrico, um comportamento semelhante foi observado. Há também uma tendência de crescimento dispersa do índice de penetração para as duas idades analisadas (FIGURA 8.62).

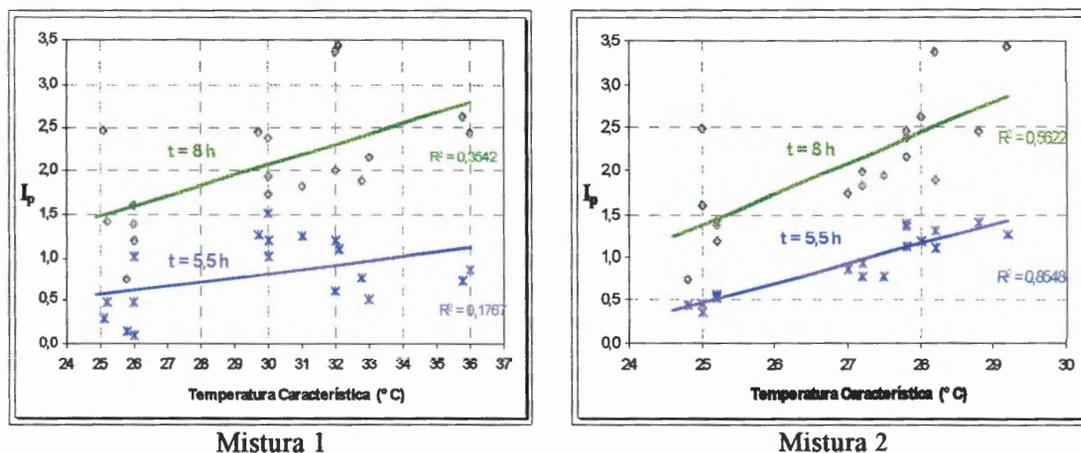


FIGURA 8.61 - Comportamento do índice de penetração em relação à temperatura característica.
Gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm. Área de cravação com $D = 2$ mm

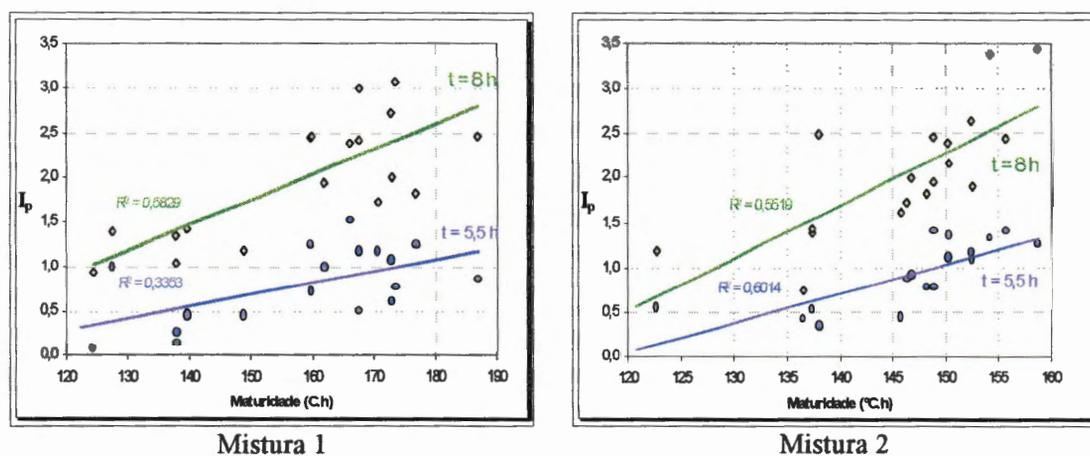


FIGURA 8.62 - Comportamento do índice de penetração em relação à maturidade.
Gradientes elétricos 1,3 e 1,7 V/cm. Área de cravação com $D = 2$ mm

8.4 - Efeito da temperatura atuando sem corrente elétrica

Na análises feitas nas seções 8.2 e 8.3 considerou-se a temperatura e a corrente elétrica atuando separadamente sobre a amostra de concreto. Contudo, esta é uma condição hipotética, pois é pela passagem da corrente elétrica no concreto que ocorre elevação de temperatura: a corrente elétrica e a temperatura atuam simultaneamente, exercendo um efeito conjunto sobre as propriedades mecânicas.

As análises das seções antecedentes indicaram melhores correlações entre a quantidade de carga com melhorias de propriedades mecânicas, e correlações mais dispersas em relação à temperatura e maturidade. Além destes fatos, constatou-se no capítulo 7 que os danos à resistência decorrentes de temperaturas elevadas durante o processo de hidratação do cimento foram praticamente desprezíveis.

Estes fatos nos indicaram a possibilidade dos ganhos de resistência serem decorrentes não só da temperatura, com um acréscimo de resistência adicional pela passagem da corrente elétrica.

Para analisar esta hipótese, ensaios foram conduzidos separando o efeito temperatura da corrente elétrica. Temperaturas semelhantes às geradas pela aplicação do gradiente elétrico foram impostas sem o efeito da corrente elétrica, colocando amostras de concreto moldadas em formas metálicas em banho maria e elevando a temperatura da água.

Amostras de concreto foram moldadas com a mistura 2, em formas de dimensões 14 x 6 x 6 cm, submetida a gradientes elétricos de 1,7 V/cm e ensaiadas com resistência à cravação empregando a agulha de $D = 2$ mm. As variações de temperatura nestas amostras foram também aplicadas às amostras em banho maria, aumentando a temperatura da água até que o concreto atingisse a temperatura desejada. A água então era abafada com um isopor para manter a temperatura durante um certo intervalo de tempo. Com este procedimento, foi possível obter amostras que apresentassem a mesma maturidade, apesar de, em alguns casos, a temperatura da amostra em banho maria ser superior à respectiva amostra submetida ao gradiente elétrico. Isto decorria devido à temperatura do concreto ainda apresentar uma elevação mesmo após ter-se finalizado a elevação da temperatura da água.

Apesar de ter-se conseguido gerar maturidades bastante próximas, o comportamento da temperatura da amostra em banho maria apresentou certas diferenças em relação a temperatura gerada pelo gradiente elétrico. A temperatura da amostra em banho maria seguiu a elevação de temperatura do ponto próximo ao eletrodo positivo, a qual não é constante dentro da amostra, e

corresponde ao seu valor máximo. A amostra colocada em banho maria, entretanto, foi submetida a uma temperatura mais homogênea, correspondente a temperatura máxima do gradiente elétrico.

Portanto, houve um certo conservadorismo neste ensaios, pois as amostras em banho maria foram submetidas a condições de temperatura mais crítica que as respectivas amostras submetidas às temperaturas geradas pelo gradiente elétrico.

Os resultados dos índices de penetração em função da maturidade são apresentados na FIGURA 8.63. Apesar de alguma dificuldade, conseguimos reproduzir a elevação de temperatura com o gradiente elétrico de maneira satisfatória, com as amostras atingindo maturidades bem próximas.

Constatou-se diferenças na resistência à cravação das amostras de concreto quando estas foram submetidas a elevação de temperatura pelos dois diferentes meios. A amostra submetida ao gradiente elétrico apresentou sempre uma superioridade nos valores I_p . A tabela 8.10 apresenta as diferenças, em porcentagens, dos índices de penetração obtidos entre as amostras, quando estas apresentam níveis de maturidade 200 e 240 °C.h.

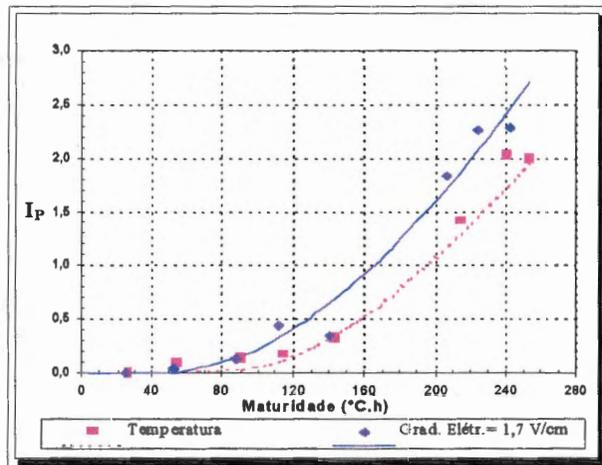
Na tabela 8.10 e na FIGURA 8.63, leia-se a seguinte notação para a numeração de amostras:

2DpT-*n*: amostra *n* moldada com a mistura 2, submetida ao gradiente 1,7 V/cm (*D*); ensaio do penetrômetro com elevação de Temperatura.

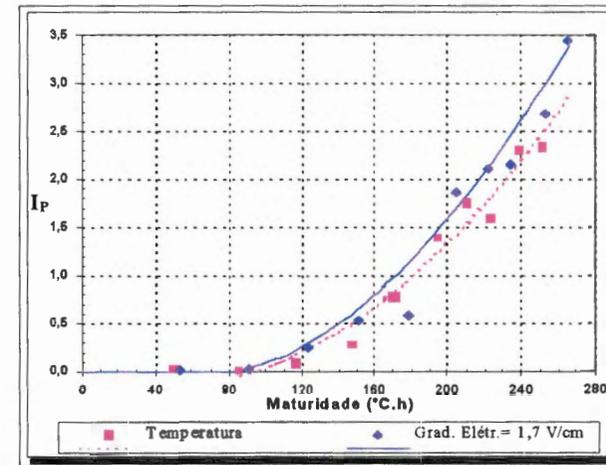
Tabela 8.10 - Diferença entre Índices de Penetração obtidos nas amostras submetidas a elevação de temperatura com e sem gradiente elétrico (banho maria)

Amostra	Maturidade = 200 °C.h			Maturidade = 240 °C.h		
	I_p		Diferença (%)	I_p		Diferença (%)
	S. Grad. Elétr.	Grad. Elétr.		S. Grad. Elétr.	Grad. Elétr.	
2DpT-1	1,069	1,591	48,78	1,713	2,406	40,48
2DpT-2	1,027	1,468	42,86	1,575	2,198	39,53
2DpT-3	1,336	1,590	19,01	2,496	2,955	18,36
2DpT-4	0,898	1,090	21,33	1,772	1,942	9,60
2DpT-5	0,968	1,444	49,21	1,870	2,435	30,17
2DpT-6	0,765	1,269	65,98	1,472	2,465	67,45
2DpT-7	0,934	1,275	36,52	1,630	2,115	29,77
2DpT-8	1,562	2,534	62,16	2,263	3,441	52,09
2DpT-9	1,280	1,542	20,51	2,328	2,581	10,87
2DpT-10	0,894	1,123	25,58	1,943	2,663	37,05

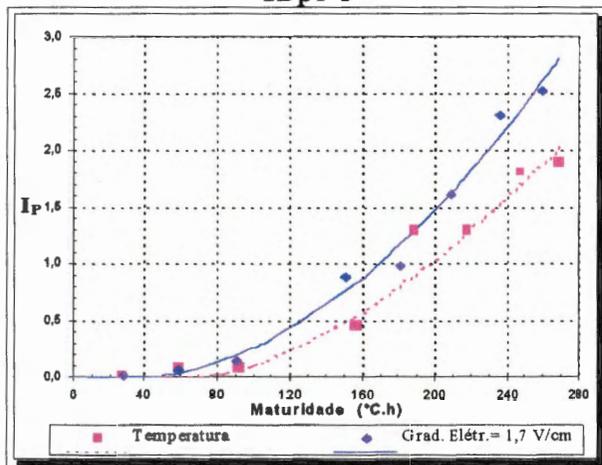
* elevação de temperatura em banho maria



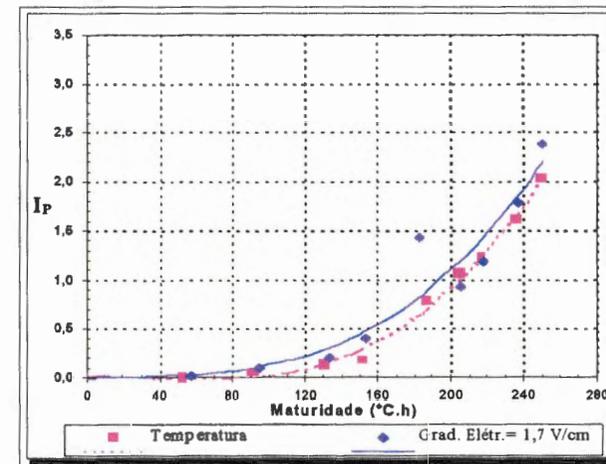
2DpT-1



2DpT-3

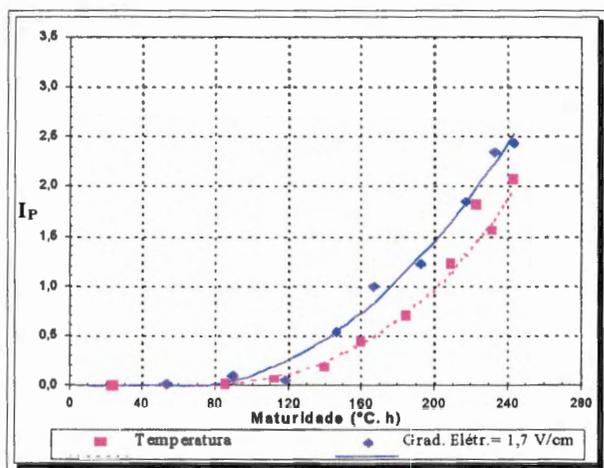


2DpT-2

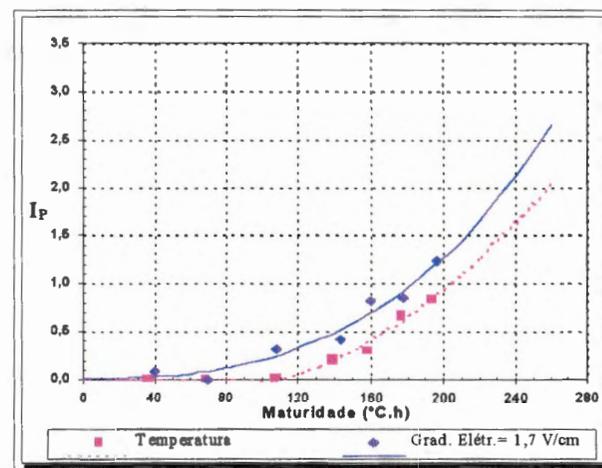


2DpT-4

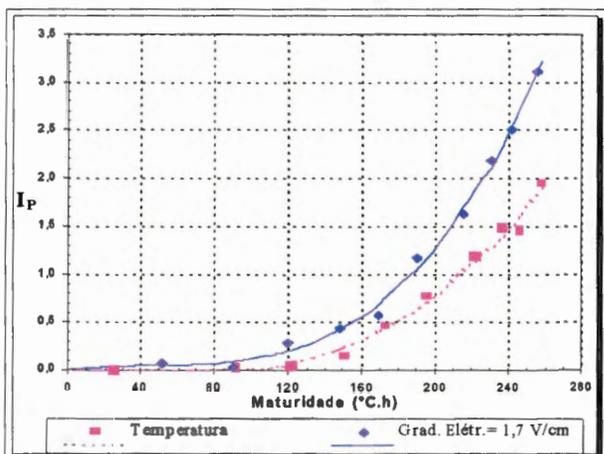
FIGURA 8.63 - Comportamento do Índice de Penetração em relação à maturidade. Temperaturas geradas pela aplicação do gradiente elétrico e sem o efeito da corrente (banho maria)



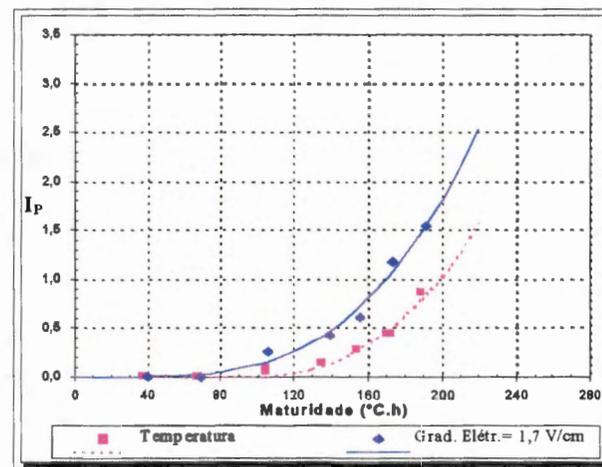
2DpT-5



2DpT-7

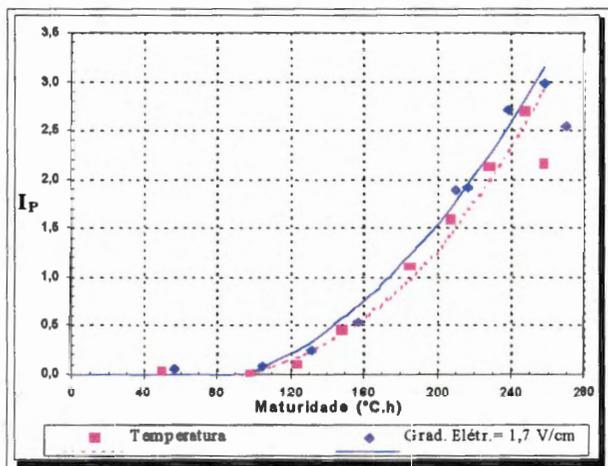


2DpT-6

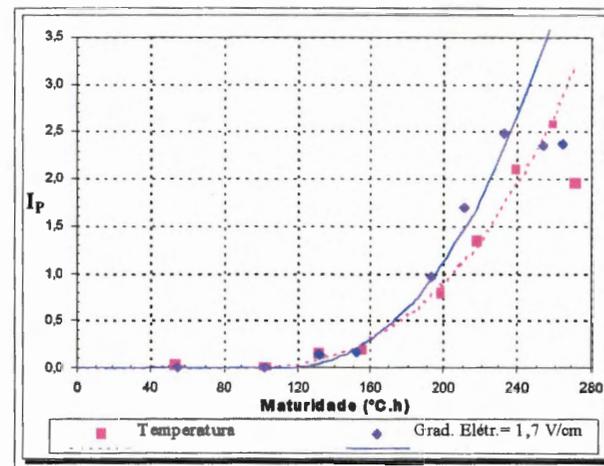


2DpT-8

FIGURA 8.63 - Comportamento do Índice de Penetração em relação à maturidade. Temperaturas geradas pela aplicação do gradiente elétrico e sem o efeito da corrente (banho maria) (Continuação)



2DpT-9



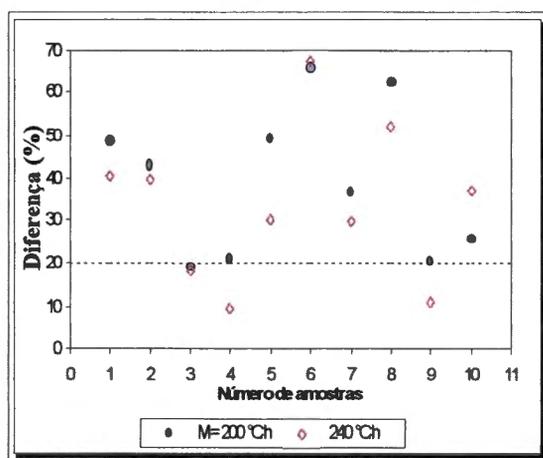
2DpT-10

FIGURA 8.63 - Comportamento do Índice de Penetração em relação à maturidade.
 Temperaturas geradas pela aplicação do gradiente elétrico e sem o efeito da corrente (banho maria)
 (Continuação)

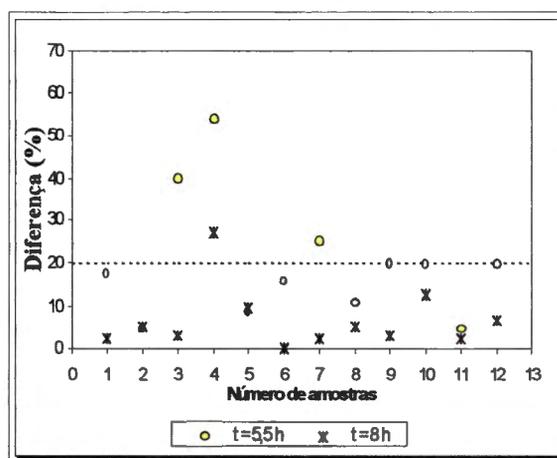
Pode-se observar da tabela 8.10 que a maior parte das diferenças entre os valores de I_p para uma maturidade de 200 e 240 °C.h se situa acima de 20%, podendo atingir até 60%. Diferenças entre curvas de I_p nesta faixa, em amostras moldadas em conjunto, não podem ser creditadas à dispersão do Ensaio de Penetrômetro Adaptado. A FIGURA 8.64.a apresenta a distribuição das porcentagens de diferenças entre as amostras submetidas a elevação de temperatura com e sem gradiente elétrico.

Um grande número de casos apresentou diferenças entre I_p maiores que 20%, quando amostras moldadas simultaneamente foram submetidas a elevação de temperatura com e sem gradiente elétrico. Entretanto, esta mesma análise, quando feita nas amostras moldadas simultaneamente e submetida somente a gradientes elétricos (dados da Tabela 7.8), observamos um efeito contrário: um maior número de análises apresentou diferenças menores que 20%.

Em vista destes resultados não se pode creditar a diferenças entre os valores de I_p medidos nas amostras submetidas a elevação de temperatura pelos dois diferentes meios a dispersão das leituras do equipamento. Provavelmente, a corrente elétrica que atravessa a amostra durante a aplicação do gradiente elétrico deve exercer um efeito adicional à temperatura.



8.64.a - Elevação de temperatura com e sem gradiente elétrico (banho maria)



8.64.b - Somente gradiente Elétrico

FIGURA 8.64 - Porcentagens de diferenças entre curvas de I_p em amostras de concreto moldadas simultaneamente.

Quanto ao consumo de energia gasto neste processo, onde a elevação de temperatura foi fornecida pelo ebulidor sem água, um cálculo estimativo da energia elétrica consumida pode ser calculada como o produto entre a potência do equipamento e o intervalo de tempo em que este ficou ligado durante o ensaio. Como o ebulidor não esteve ligado o tempo todo, somente em intervalos suficientes para que a temperatura do concreto se elevasse, sendo o intervalo total médio próximo a 30 min e a potência do equipamento sendo 1 kW, chega-se a valores próximos de 0,5 kWh para o consumo de energia, descontando a energia necessária para o aquecimento da água. Como os ensaios de elevação de temperatura por gradiente elétrico e em banho maria foram realizados sob as mesmas condições, as perdas para o ambiente foram desprezadas.

Observa-se que a energia elétrica consumida neste processo é substancialmente superior a energia elétrica consumida para o ensaio com gradiente elétrico, sob as mesmas condições de mistura e dimensão das amostras. Vale ressaltar que o cálculo realizado para consumo de energia com o ebulidor é somente ilustrativo, sendo que está não é uma técnica padronizada para aumento de resistência de peças de concreto. Meramente fez-se uma comparação energética entre as técnicas utilizadas para aumento de resistência executadas neste trabalho.

Capítulo 9

Efeito do gradiente elétrico sobre o processo de hidratação do cimento

9.1 - Considerações iniciais

No capítulo 8 analisou-se o efeito do comportamento elétrico sobre as propriedades mecânicas do concreto. Observou-se uma tendência crescente de índice de penetração I_p com o aumento da quantidade de carga, menos disperso em comparação com o aumento de temperatura. Os ensaios de elevação de temperatura em banho maria confirmaram este resultado, deixando claro que as amostras de concreto submetidas ao gradiente elétrico apresentam resistência em idades menores que aquelas submetidas somente a elevação de temperatura. Acredita-se, então, que a corrente elétrica exerça efeito sobre a taxa de endurecimento, conferindo-lhe um acréscimo de resistência que se soma ao já conhecido acréscimo da temperatura.

Neste capítulo inicia-se um estudo preliminar sobre o comportamento químico dos concretos submetidos a gradientes elétricos. O objetivo será verificar mudanças químicas nos concretos submetidos a este tratamento, comparadas aos concretos de referência e àqueles somente submetidos a elevação de temperatura.

Como não foi possível empregar a técnica da Microscopia Eletrônica de Varredura para estudo da microestrutura, as análises se limitaram ao estudo do efeito do gradiente elétrico sobre a pega do cimento.

9.2 - Efeito do gradiente elétrico sobre o tempo de pega

Medidas de tempo de pega inicial e final foram realizadas com o equipamento de Vicat, em pastas de cimento com consistência 0,27. A cada ensaio foi misturada uma quantidade de material suficiente para preencher dois moldes padronizados do ensaio: em um dos moldes foi aplicado o gradiente elétrico, enquanto o outro foi tomado como referência. O tempo de homogeneização prescrito pela NBR 7215 (1982) foi seguido, e a cada ensaio foi medida a consistência da pasta com a sonda de Tetmajer. Embora esta não seja a forma padronizada para moldagem da pasta de cimento para medidas de tempo de pega, este procedimento foi empregado na tentativa de produzir amostras de características comuns, minimizando outros efeitos que podem interferir no tempo de pega.

Para este ensaio foi necessário confeccionar um molde semelhante ao utilizado no ensaio de Vicat em náilon, material não condutor, para aplicação do gradiente elétrico. Na pasta contida neste molde foram inseridos medidores de tensão e eletrodos distantes 1 cm das bordas do anel, em relação ao menor diâmetro. Medidores de temperatura foram colocados próximos ao eletrodo positivo, para registro da temperatura. A largura do eletrodo foi padronizada em 5 cm, e as medidas de tempo de pega foram somente realizadas na pasta entre os eletrodos. Apresenta-se na FIGURA 9.65 um esquema do arranjo utilizado neste ensaio.

Os ensaios realizados seguiram os procedimentos já descritos no capítulo 6, com acompanhamento do gradiente elétrico, corrente elétrica e temperatura próxima ao eletrodo positivo. O gradiente elétrico aplicado na pasta foi 1,7 V/cm, mantido constante durante o ensaio, desligado a cada leitura da altura de penetração. No geral, o comportamento durante a aplicação do gradiente elétrico foi bastante diferenciado daquele observado anteriormente em amostras de concreto.

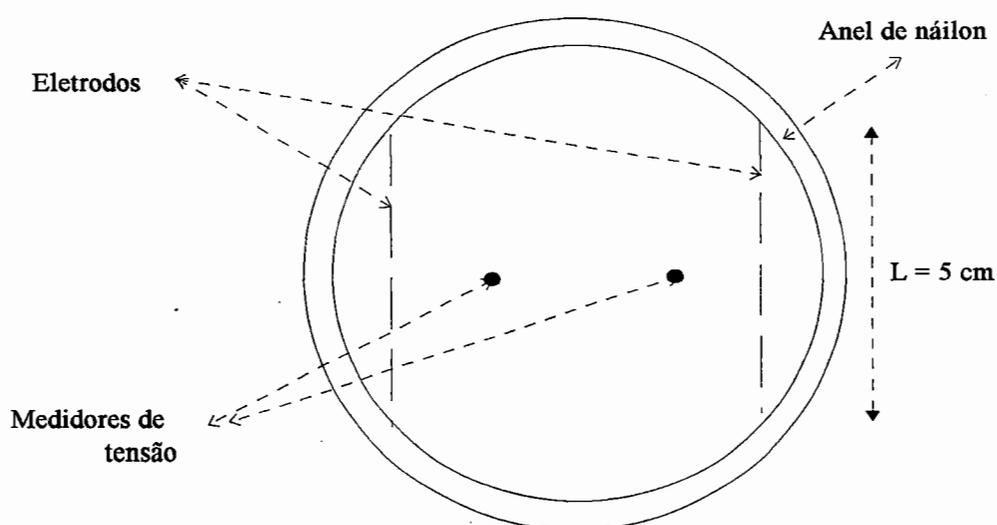
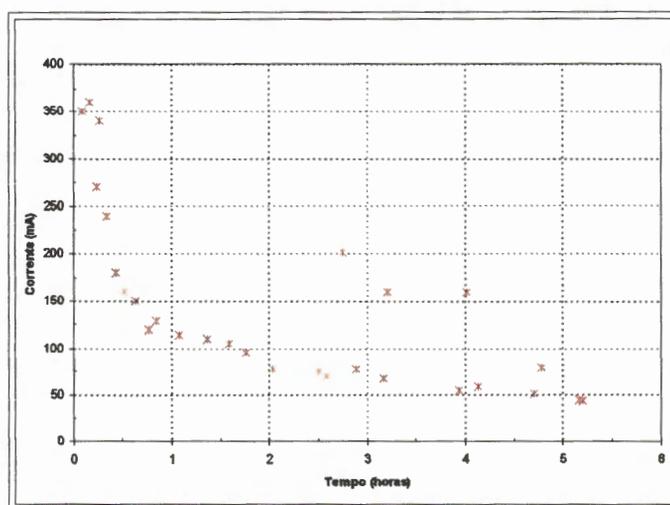


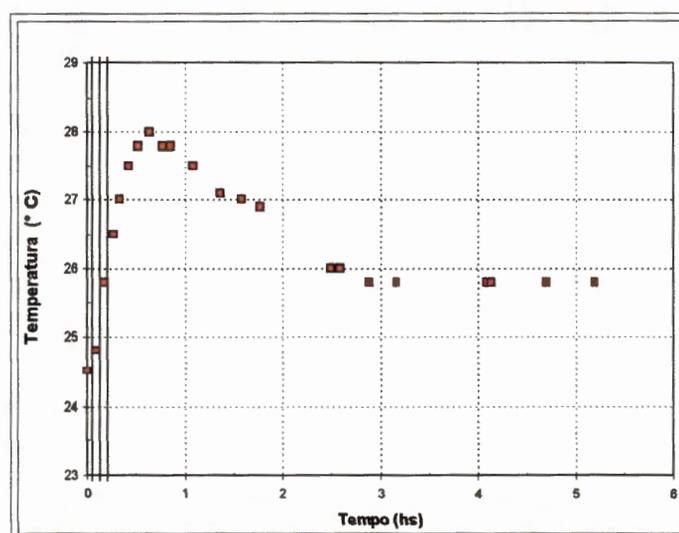
FIGURA 9.65 - Esquema de colocação dos eletrodos no molde do aparelho de Vicat

O gradiente elétrico efetivo variou muito durante o ensaio, apresentando valores muito dispersos. A corrente elétrica teve um comportamento decrescente bem pronunciado na primeira hora de ensaio, permanecendo quase que constante durante o intervalo remanescente. Entretanto, a diferença mais marcante foi no comportamento da temperatura: um crescimento elevado nos primeiros 30 minutos, permanecendo próximo a este valor durante 0,5 a 1 h, decaindo lentamente até a terceira hora, quando atinge um a valor constante até o fim do ensaio. O comportamento da corrente elétrica e da temperatura pode ser observado na FIGURA 9.66.

Observou-se também uma certa diferença no comportamento da pasta durante a aplicação do gradiente elétrico. O borbulhamento próximo ao eletrodo negativo ocorrido foi semelhante ao observado nos concretos, entretanto, no eletrodo positivo foi interessante um certo acúmulo de água escura, que parecia ser retirada da amostra junto com o material oxidado. Mesmo com esta retirada de água, não houve diferenças perceptíveis na taxa de endurecimento desta região em relação às demais partes da amostra.



9.66.a - Corrente Elétrica



9.67.b - Temperatura

FIGURA 9.66 - - Comportamento da corrente elétrica e da temperatura durante a aplicação do gradiente elétrico na pasta de cimento.

O tempo de pega inicial e final prescrito pela NBR 11581 - MB 3434 (1991) corresponde ao tempo no qual se registra distâncias de 1 mm e 38 mm da agulha ao fundo do molde, respectivamente. Várias medidas foram realizadas até que se atingissem os valores prescritos de pega inicial e final. A variação da altura da agulha ao fundo do molde, aqui denominada h_v , em função do tempo é apresentada na FIGURA 9.67. A variação da h_v ao longo do tempo indica o processo de enrijecimento da pasta de cimento.

O enrijecimento total da pasta de cimento submetida ao gradiente elétrico ocorreu em um intervalo de tempo menor que da pasta tomada como referência. Os tempos de pega inicial e final foram afetados pela aplicação do gradiente elétrico. Lembramos que este cimento, sob condições normais de ensaio, apresentou os seguintes tempos de pega:

pega inicial: $t = 240$ minutos (4 h)

pega final: $t = 388$ minutos (6:28 h)

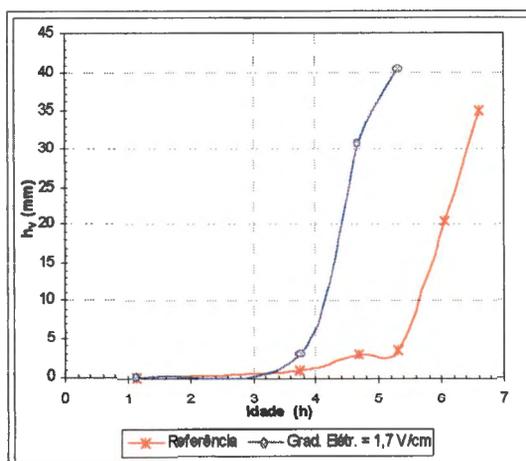
A tabela 9.11 apresenta os tempo de pega registrados nos ensaios apresentados na FIGURA 9.67. Leia-se a seguinte notação para numeração das amostras:

DPV - n : amostra n do ensaio em pasta de cimento (P) submetida ao gradiente elétrico 1,7 V/cm (D). Ensaio de Vicat (V)

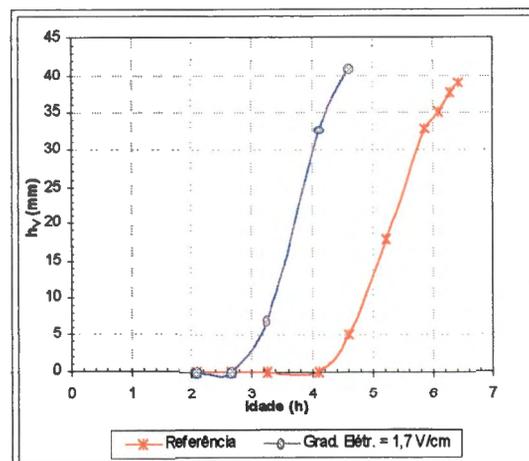
Tabela 9.11 - Tempos de pega registrados em pasta de cimento sob hidratação normal e submetidas ao gradiente elétrico 1,7 V/cm

<i>Amostra</i>	<i>Pega Inicial</i> (minutos)		<i>Pega Final</i> (minutos)	
	<i>Tempo</i>	<i>Redução</i>	<i>Tempo</i>	<i>Redução</i>
DPV-1	192		312	
R	224	32	408	96
DPV-2	210		294	
R	244	34	360	66
DPV-3	168		264	
R	249	81	384	120
DPV- 4	174		324	
R	213	39	390	66
DPV- 4	180		330	
R	228	48	387	57

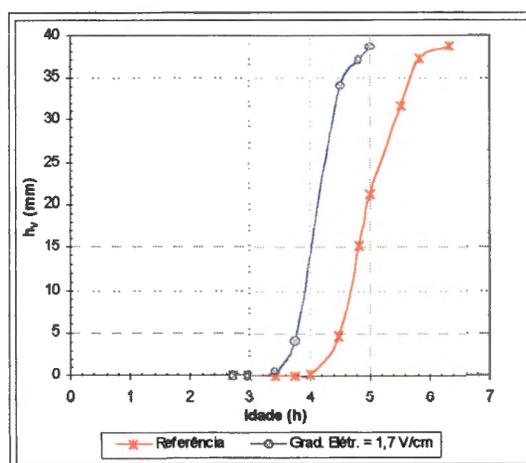
A pega inicial das pastas de cimento submetidas ao gradiente elétrico ocorrem em média 30 a 40 minutos antes que as pastas submetidas a hidratação normal. O efeito do gradiente foi mais pronunciado sobre a pega final, com uma redução média de 80 minutos em relação às pastas com hidratação normal.



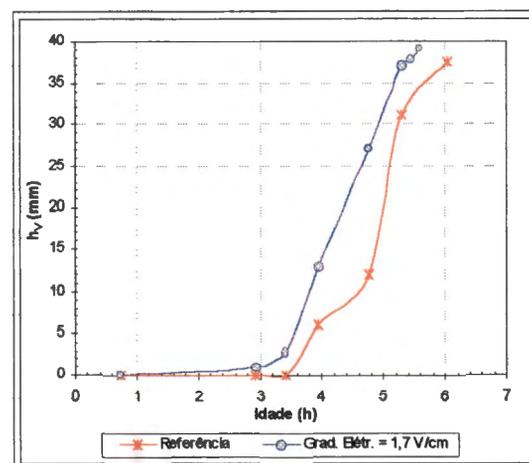
a - DPV1



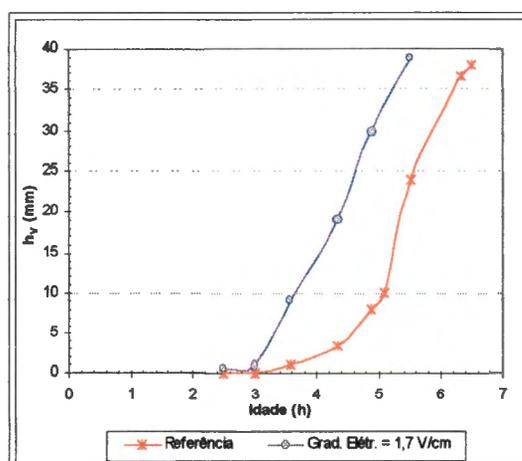
c - DPV3



b - DPV2



d - DPV4



e - DPV5

FIGURA 9.67 - Altura da agulha de Vicat ao fundo do molde com o decorrer do tempo (enrijecimento). Pastas de referência e submetidas ao gradiente elétrico 1,7 V/cm.

9.3 - Efeito da temperatura sobre o tempo de pega

No item 9.2 constatou-se o efeito do gradiente elétrico acelerando os tempos de pega do cimento. Entretanto, a elevação de temperatura, que acompanha a aplicação do gradiente elétrico, interfere no processo de hidratação do cimento, acelerando o tempo de pega, como discutido no capítulo 5.

Para verificar o real efeito do gradiente elétrico sobre o tempo de pega é, portanto, necessário que sejam realizados ensaios separando o efeito da temperatura, como realizado nos concreto no item 8.4. Para tanto, o procedimento de ensaio relatado no capítulo 8, simulando a elevação de temperatura sofrida pela concreto durante a atuação do gradiente elétrico pela imersão das formas em banho maria será aqui repetido, agora na pasta de cimento.

A cada ensaio foram homogeneizados materiais suficientes para encher dois moldes. Um destes moldes foi colocado dentro d'água. A temperatura da água foi então elevada, procurando reproduzir a temperatura da respectiva amostra submetida ao gradiente elétrico de 1,7 V/cm.

Houve uma maior dificuldade em reproduzir estas elevações de temperatura na pasta de cimento. Mesmo após ter-se finalizado a elevação de temperatura da água, a temperatura da pasta de cimento ainda continuava a elevar-se, as vezes atingindo valores de temperatura 3 °C superiores as que estava atuando sobre a amostra submetida ao gradiente elétrico. Manter estas temperaturas constantes durante um certo intervalo de tempo também foi complicado, pois a perda de temperatura após esta atingir o valor máximo era também mais rápida que no concreto. A FIGURA 9.68 apresenta um comportamento característico destas elevações de temperatura observadas durante o ensaio.

Podem ser observados diversos picos de temperatura ao longo do ensaio. O primeiro pico ocorre quando o anel onde está a pasta é colocado dentro da água, seguida por sua elevação de temperatura. No geral, as temperatura máximas que atuam sobre a pasta em banho maria são maiores que as temperatura

máximas geradas pela aplicação do gradiente elétrico e quando estas são menores, a diferença é geralmente em torno de 1 °C. Desta forma, analisou-se então uma condição mais crítica de temperatura, pois as pastas em banho maria são submetidas a níveis de temperatura mais altos que as amostras submetidas ao gradiente elétrico. Apesar das diferenças de temperatura ao longo do ensaio, as maturidades geradas tem diferenças pouco significativas.

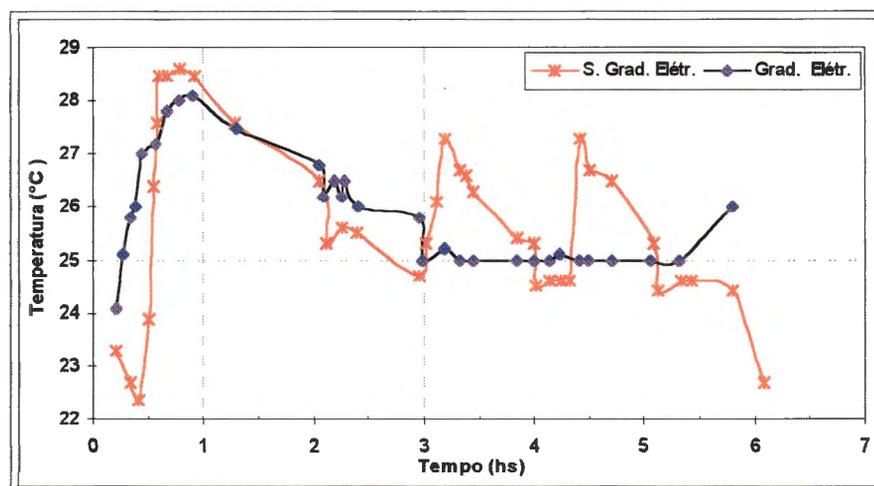
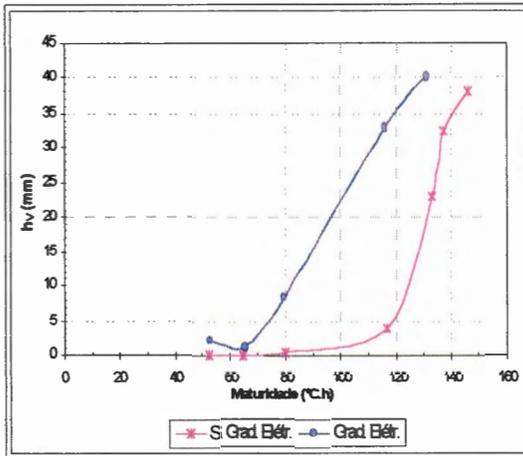


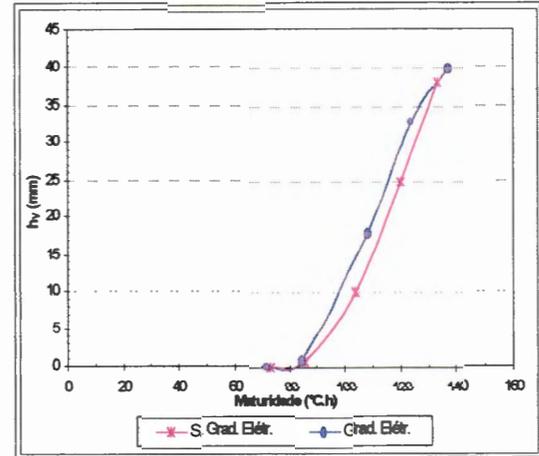
FIGURA 9.68 - Temperatura da pasta de cimento: reprodução da elevação de temperatura pela aplicação do gradiente elétrico

Analisou-se o enrijecimento das pastas de cimento, registrado com o equipamento de Vicat, em função das maturidades atingidas com a elevação de temperatura obtidas com gradiente elétrico e banho maria. A FIGURA 9.69 apresenta o comportamento observado.

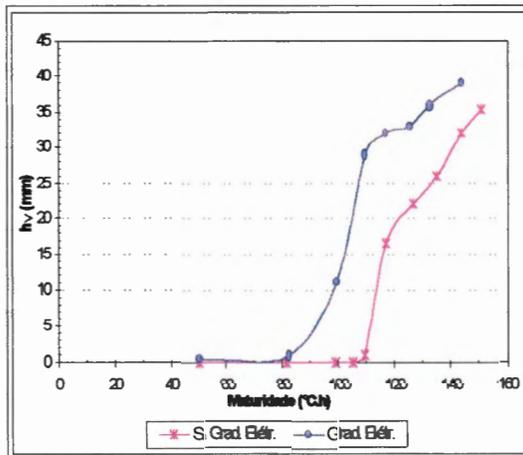
Na maioria dos ensaios realizados, observa-se que a pasta de cimento submetida a elevação de temperatura pelo gradiente elétrico apresenta uma taxa de enrijecimento mais elevada que aquela submetida a elevação de temperatura sem efeito da corrente elétrica. Porém, não podemos afirmar, com base no pequeno número de ensaios realizados, que este é um comportamento predominante, pois em dois ensaios as pasta apresentaram taxas de enrijecimento pouco diferenciáveis.



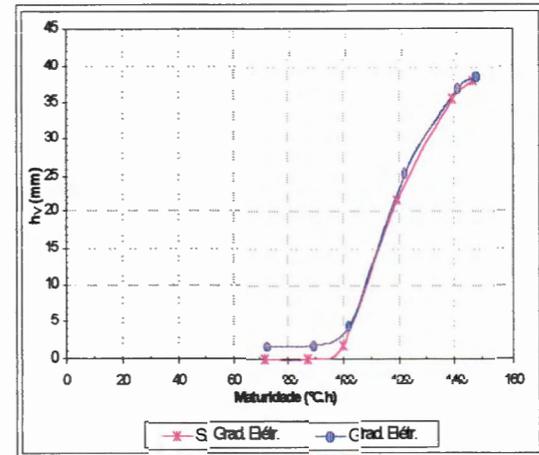
DPVT - 1



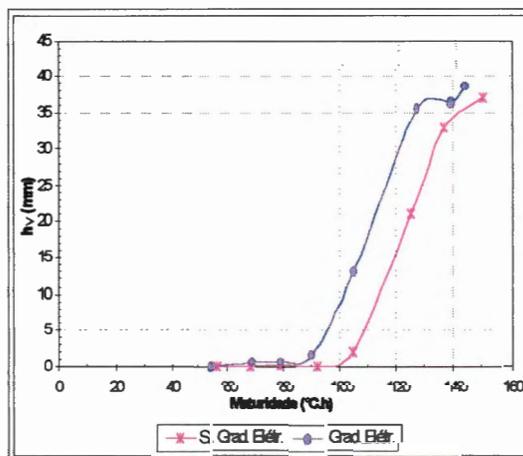
DPVT - 4



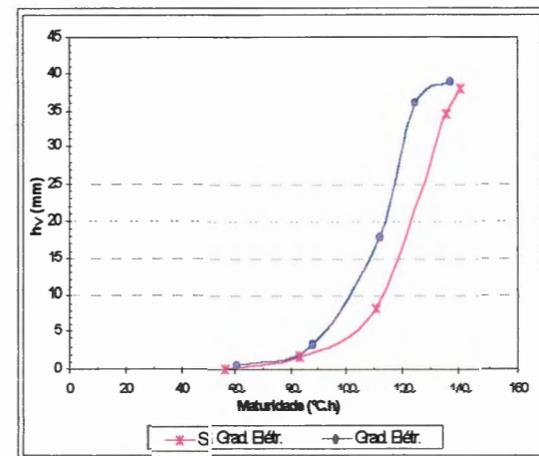
DPVT - 2



DPVT - 5



DPVT - 3



DPVT - 6

FIGURA 9.69 - Enrijecimento da pasta de cimento em função da maturidade atingida pela elevação de temperatura com e sem gradiente elétrico (banho maria)

Ainda considerando estes ensaios, observou-se uma tendência de efeito mais pronunciado sobre a pega inicial, sendo que em esta pode ocorrer em maturidades menores quando submetidas ao gradiente elétrico. Sobre a pega final, as diferenças entre maturidades, quando ocorrem, são pequenas.

Capítulo 10

Conclusões e Sugestões para trabalhos futuros

A importância do processo de endurecimento do concreto projetado jovem quando utilizado como suporte de escavações subterrâneas, aliado aos problemas decorrentes com o emprego do aceleradores de pega, fundamentais para se obterem altas resistências a pequenas idades, incentivou a busca de um método alternativo para aumento de resistência, eficiente e menos agressivo.

O emprego de gradientes elétricos para aumento de resistência à pequenas idades demonstrou ser um método simples e eficiente, afetando positivamente as características mecânicas a pequenas idades das amostras de concreto moldadas, sem comprometer seu comportamento a 28 dias.

Amostras de concreto moldadas, submetidas a gradientes elétricos durante as 5:30 h iniciais apresentaram acréscimos na resistência à compressão significativos, quando comparadas às suas amostras de referência, em idades até 12 h. As taxas de endurecimento destas amostras, aferidas em função da resistência à cravação, apresentaram este fato em idades ainda menores. Os acréscimos na resistência podem ser sentidos em idades até maiores que 24 h, dependendo do gradiente elétrico em questão.

O comportamento tensão-deformação destas amostras também foi afetado, pois além de maior resistência de pico, o material apresentou ainda uma menor deformação na ruptura.

Os poucos resultados enfocando o comportamento do módulo de elasticidade encontraram este valor muito superior quando comparado às amostras de referência.

A idades posteriores não foram constatados efeitos significativos da aplicação do gradiente elétrico durante as 5:30 h após a moldagem. Uma pequena depreciação foi observada, a mais crítica na faixa de 8%, muito menor que a verificada geralmente com o uso de aceleradores de pega. Sobre o comportamento tensão-deformação, praticamente não foram sentidas diferenças no comportamento destas amostras quando comparadas às suas respectivas amostras de referência. Entretanto, medidas de módulo de elasticidade apresentaram resultados muito dispersos, dificultando definir um comportamento geral.

Ainda sobre o módulo de elasticidade, os resultados obtido tanto a pequenas idades como a idades posteriores, apresentaram-se bastante dispersos, mesmo sendo estes ensaios realizados com controle rigoroso.

Quanto ao fenômeno responsável pelo acréscimo de resistência, a hipótese postulada por POGANY (1953), em que a eletro-osmose seria a responsável pelos acréscimos de resistência, não se enquadra aos resultados obtidos. Isto porque o autor ressalta a necessidade de compactação em conjunto com a eletro-osmose, o que não foi empregada neste programa experimental. A saída da água provocaria um aumento no número de vazios, deixando os concretos mais porosos e frágeis. Se este comportamento estivesse presente, acredita-se que os níveis de depreciação a 28 dias deveriam ser bem mais críticos que os encontrados no programa experimental.

Outro fator que poderia ser responsável pelos acréscimos de resistência corresponde a elevação de temperatura sofrida pela amostra durante a aplicação do

gradiente elétrico. No capítulo 5 discutiu-se os efeitos negativos de uma elevação de temperatura durante a pega do cimento, sem respeitar o intervalo de pré-cura. Lembra-se aqui que neste programa experimental o gradiente elétrico atuou sobre o concreto durante todo o intervalo de pega. Porém, a depreciação observada foi inferior à geralmente decorrente da elevação de temperatura durante a pega.

Em ensaios onde isolou-se o efeito da temperatura do gradiente elétrico e, desta maneira, da corrente elétrica, foram constatadas diferenças nas curvas de resistência à cravação. A amostra submetida ao gradiente elétrico, sob o efeito da temperatura mais corrente, apresentou maior resistência à cravação do que aquela submetida somente ao efeito da temperatura.

Ensaio de tempos de pega em pasta de cimento revelaram que esta grandeza é alterada pela aplicação do gradiente elétrico. Os tempos de pega final podem ser reduzidos em mais de 1h, enquanto a redução sobre a pega inicial está na faixa de 30 minutos. Contudo, quando isolou-se a temperatura, não foram sensíveis as diferenças entre tempos de pega. Apesar de esta ser constatada em alguns ensaios, nem sempre teve efeito marcante.

No geral, os resultados encontrados neste programa experimental são, no mínimo, interessantes, pois são o primeiro passo na busca de um método alternativo para aumento de resistência do concreto projetado jovem. Este método se constitui em uma técnica viável dentro de uma escavação subterrânea, pela simplicidade e equipamentos de baixo custo. Entretanto, há muito ainda o que se pesquisar sobre esta técnica, sob condições mais realistas dentro de uma obra de escavação subterrânea e sobre o fenômeno que provoca este aumento de resistência.

Apesar de o programa experimental desenvolvido ter sido bastante extenso, com um número significativo de ensaios em combinação com uma variedade de situações, alguns pontos sobre o comportamento do concreto submetido a gradientes elétricos não puderam ser esclarecidos. Algumas análises que faziam parte do

cronograma inicial infelizmente não puderam ser desenvolvidas em tempo hábil para fazer parte desta dissertação.

Embora estas questões não tenham sido analisadas dentro desta pesquisa, reconhece-se a importância destas no estudo sobre a potencialidade do gradiente elétrico para aumento de resistência, bem como para proporcionar um melhor entendimento dos fenômenos que afetam o endurecimento do concreto. Portanto, os seguintes pontos ainda merecem estudos posteriores:

1. Durabilidade dos concretos submetidos ao gradiente elétrico, sendo que esta é uma característica fundamental para concretos projetados quando empregados como revestimento em obras subterrâneas. Uma forma de inferir a durabilidade é pela medida da porosidade do concreto: concretos mais porosos são mais susceptíveis ao ataque de agentes agressivos.
2. Microestrutura do concreto submetido a gradientes elétricos. O objetivo desta análise, cuja técnica de ensaios fundamenta-se em imagens obtidas por Microscopia Eletrônica de Varredura, é verificar se a microestrutura destes concretos apresenta comportamentos semelhantes àqueles submetidos a temperaturas elevadas durante a pega, bem como em comparação as amostra onde as reações de hidratação ocorrem em condições de temperatura ambiente.

Outro ponto fundamental a ser estudado são os níveis de resistência que podem ser atingidos a pequenas idades pela aplicação do gradiente elétrico. É necessário verificar se os acréscimos na resistência são compatíveis com as especificações exigidos em campo para aplicação do concreto projetado como suporte primário.

Anexo A

Característica dos materiais de moldagem

Cimento: CP II F 32

Agregado miúdo (areia): dimensão máxima 3,36 mm

Agregado graúdo (brita): dimensão média 20 mm

Composição química do cimento:

Fornecido pela CIMENTO ITAU, com base no controle de qualidade do cimento ensacado no mês de outubro de 1997.

Tempo de pega	Início de pega (minutos)	Fim de pega (minutos)
máximo	235	335
mínimo	180	240
Blaine (m ² /kg)	338	

Os tempo de pega inicial medido pelo controle de qualidade acusou valores bem próximos daqueles obtidos no programa experimental. No entanto, os tempos de pega final obtidos no controle de qualidade são bem inferiores à aquele encontrado no programa experimental. A norma prescreve que a reprodutibilidade é tolerável se não ultrapassar 60 min.

A composição química deste cimento é apresentada na tabela 2A.

Tabela 2.A - Composição química do cimento CP II F 32

<i>Componente</i>	<i>%</i>
SiO ₂	18,63
Al ₂ O ₃	4,51
Fe ₂ O ₃	2,74
CaO	61,29
MgO	4,44
SO ₃	2,20
K ₂ O	0,90
Na ₂ O	0,04

Curva granulométrica da areia:

No programa experimental foram empregados 2 lotes de areia, cujas curvas granulométrica são apresentadas na FIGURA A.1

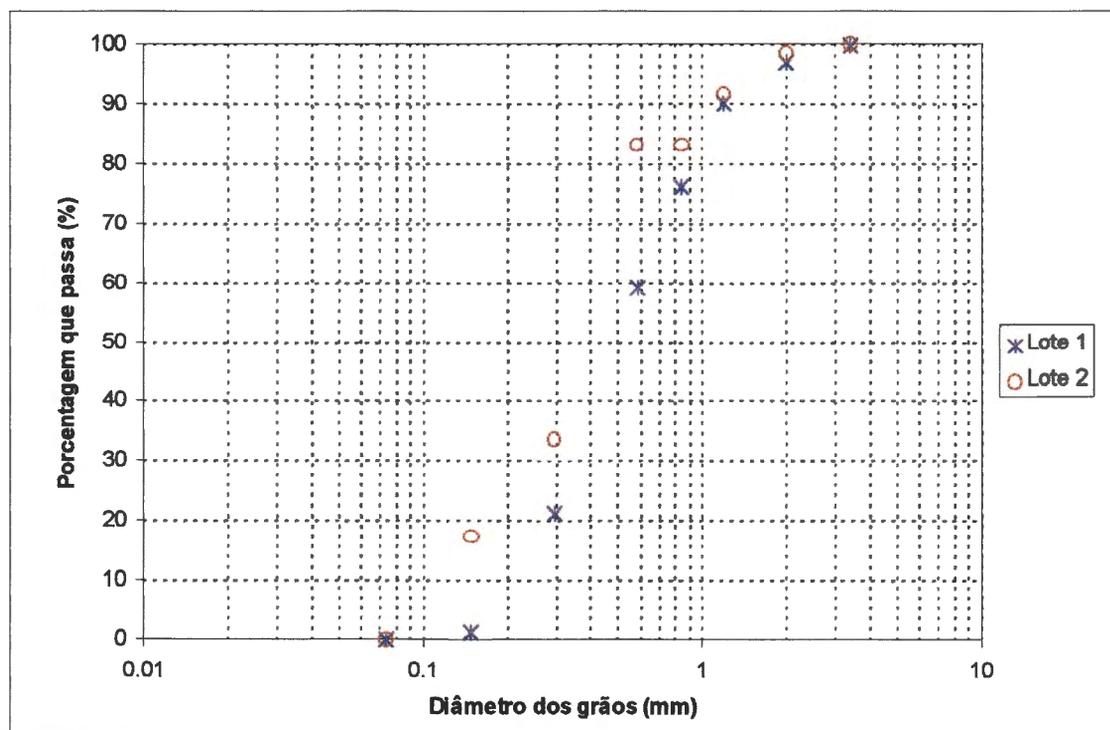


FIGURA A.1 - Curva granulométrica da areia utilizada para moldagem dos concretos.

O material utilizado como agregado miúdo se constitui em uma areia pura, classificada pela Escala Granulométrica Internacional como areia grossa (compreendida entre os extremos 0,2 e 2 mm), sem presença de material ativo (argila).

Anexo B

Comportamento das amostras sob atuação do Gradiente Elétrico

Este anexo apresenta, de maneira resumida, o comportamento de todas as amostras moldadas durante o programa experimental. Como não é possível apresentar o comportamento de cada amostra ao longo do tempo, definimos algumas características do comportamento desta, que servem como parâmetros para quantificar a ação do gradiente elétrico.

As características escolhidas como representativas do efeito do gradiente elétrico são: gradientes elétricos efetivos máximos e mínimos, correntes máximas e mínimas, quantidade de carga acumulada pela amostra, temperatura característica e fator de maturidade. O comportamento da temperatura na amostra de referência e as condições ambientais predominantes durante o ensaio são também apresentadas.

Neste apêndice também será apresentado o comportamento das variáveis elétricas ao longo do tempo das amostras de concretos ensaiadas com o Penetrômetro Adaptado (amostra com dimensões 14 x 5 x 6 cm). Deve ser observado, nestes ensaios, a diferença nos valores da corrente elétrica e temperatura em relação as amostras de dimensões 24 x 10 x 10 cm (efeito escala).

Sendo conhecidas a corrente elétrica e a voltagem efetiva, foi possível calcular a resistividade das amostras de concreto. Estes resultados serão aqui apresentados, e não são mencionados no texto por constituírem-se em subprodutos do ensaio, não tendo sido correlacionado com nenhum comportamento em especial.

Quadro-resumo das características dos concretos durante a aplicação do Gradiente Elétrico

Amostras submetidas à Compressão Simples (dimensões 24 x 10 x 11 cm)

Mistura 1 - Amostras com 12 h
Gradientes Elétricos = 0,44, 0,87, 1,30, 1,7 V/cm

Grad. Elétr. Aplic. (V/cm)	Gradiente Elétrico Efetivo (V/cm)		Corrente Elétrica (A)			Temperatura Característica (°C)		Fator de Maturidade (°C.h)		T _{amb.} (°C)	H.R. (%)	f _c (MPa)	
	Máx.	Min.	Máx.	Min.	ΔQ	G. Eletr.	Refer.	G. Eletr.	Refer.			G. Eletr.	Refer.
0,44	0,350*		0,140	0,120	0,714	24,1	-	137,11	133,74	23,5	58	296,91	146,83
	0,360*		0,150	0,120	0,729	27,5	-	156,93	154,12	27,0	69	255,98	565,98
	0,301*		0,122	0,110	0,687	27,7	-	168,24	162,79	26,8	73	413,29	371,70
	0,338*		0,119	0,129	0,734	21,7	20,2	117,71	110,99	20	69	135,58	125,13
	0,323*		0,121	0,132	0,728	23,5	21,9	125,52	119,98		67	134,99	-
0,87	0,940	0,591	0,281	0,204	1,439	29,2	24,0	166,27	142,27	-	-	448,69	320,68
	0,675	0,592	0,285	0,207	1,408	28,1	23,2	157,71	135,65	23,6	-	442,34	306,33
	0,886	0,665	0,328	0,280	1,808	28,6	20,7	146,90	113,99	20,3	70	163,61	135,07
	0,826	0,634	0,307	0,250	1,679	28,9	22,2	153,21	125,42	21,4	75	183,94	143,85
	0,788	0,670	0,280	0,204	1,631	28,1	22,7	164,53	140,31	22,2	68	127,26	98,77
1,3	1,172	0,731	0,458	0,248	2,077	35,2	24,4	193,48	142,58	22,4	-	301,20	230,56
	1,078	0,719	0,468	0,280	1,996	35,0	26,3	184,65	140,10	25,0	-	980,92	569,15
	1,264	0,861	0,487	0,256	2,069	37,0	25,0	200,90	149,00	25,9	64	692,91	500,27
	1,159	0,753	0,473	0,260	2,242	35,3	24,9	186,96	120,0	25,2	64	244,13	104,40
	1,261	0,913	0,534	0,440	2,826	37,6	21,8	168,79	116,05	20,9	69	287,36	85,93
1,7	1,363	0,614	0,658	0,226	2,327	49,0	24,0	203,38	127,01	24,3	65	602,10	273,71
	1,382	1,058	0,620	0,470	2,857	50,0	25,1	243,33	133,07	24,4	60	762,06	112,99
	1,312	0,819	0,683	0,378	3,1298	48,5	19,6	228,31	104,24	19,7	75	561,01	115,60

* Valor médio ao longo do ensaio (pequena variação da corrente elétrica com o tempo)

Mistura 2 - Amostras com 12 h
Gradientes Elétricos = 1,30, 1,7 V/cm

Grad. Elétr. Aplic. (V/cm)	Gradiente Elétrico Efetivo (V/cm)		Corrente Elétrica (A)			Temperatura Característica (°C)		Fator de Maturidade (°C.h)		T _{amb.} (°C)	H.R (%)	f _c (MPa)	
	Máx.	Min.	Máx.	Min.	ΔQ	G. Eletr.	Refer.	G. Eletr.	Refer.			G. Eletr.	Refer.
1,3	1,028	0,814	0,282	0,222	1,499	30,0	24,4	158,37	135,31	25,0	64	391,91	234,03
	0,967	0,817	0,288	0,229	1,543	31,8	23,9	168,45	134,56	25,0	57	377,90	100,72
	0,907	0,872	0,266	0,229	1,539	31,5	24,1	181,49	145,41	25,2	58	292,99	146,89
	0,986	0,847	0,276	0,220	1,434	30,0	21,4	155,44	127,42	21,3	67	267,60	119,80
1,7	1,518	1,108	0,416	0,266	1,990	39,0	24,4	203,49	135,12	24,3	56	1111,00	288,60
	1,257	0,890	0,364	0,213	1,698	36,5	23,6	190,5	129,50	24,0	56	268,10	103,51
	1,547	1,220	0,402	0,280	2,087	40,0	23,2	203,37	129,24	24,3	62	921,28	310,70
	1,491	1,208	0,359	0,267	1,731	35,5	23,0	179,99	118,87	24,3	58	532,82	168,35
	1,479	1,211	0,387	0,284	1,979	36,3	19,0	179,86	104,56	18,6	67	406,91	107,20

Mistura 1

Gradiente Elétrico = 0,87 V/cm

Idade (dias)	Gradiente Elétrico Efetivo (V/cm)		Corrente Elétrica (A)			Temperatura característica (°C)		Fator de maturidade (°C.h)		T _{amb.} (°C)	H.R (%)	f _c (MPa)	
	Máx.	Min.	Máx.	Min.	ΔQ	G. Eletr.	Refer.	G. Eletr.	Refer.			G. Eletr.	Refer.
1	0,838	0,744	0,283	0,218	1,409	28,2	23,1	153,45	130,94	23,0	-	2,56	2,64
	0,607	0,490	0,293	0,198	1,425	30,0	25,1	166,14	144,14	24,4	-	2,83	3,09
	0,748	0,620	0,346	0,215	1,575	29,0	23,8	159,12	134,86	24,6	-	3,64	4,19
2	0,709	0,614	0,291	0,206	1,493	28,3	22,9	162,18	136,67	22,5	-	4,17	3,74
	0,739	0,634	0,30	0,206	1,466	29,5	25,6	169,65	151,07	25,8	66	3,94	5,70
3	0,721	0,611	0,314	0,205	1,470	26,7	21,6	150,37	127,60	-	-	5,30	6,33
	0,738	0,676	0,307	0,202	1,422	29,0	24,	160,34	137,88	25,2	-	5,96	6,12
	0,703	0,617	0,326	0,243	1,674	28,4	23,3	161,71	137,76	24,0	63	6,25	7,89
4	0,763	0,631	0,289	0,214	1,468	27,5	22,7	155,44	133,44	22,5	-	5,53	5,78
	0,847	0,722	0,294	0,217	1,464	26,7	22,3	149,86	129,2	22,2	-	4,74	5,58
	0,628	0,530	0,283	0,263	1,659	31,0	25,8	170,69	148,21	25,0	62	6,64	6,45
7	0,660	0,499	0,280	0,178	1,565	26,0	21,5	175,44	151,47	21,5	-	8,27	7,89
	0,716	0,593	0,331	0,220	1,380	30,1	25,0	150,48	129,25	24,0	-	7,86	6,71
	0,768	0,635	0,337	0,265	1,922	31,2	22,8	175,03	139,70	22,0	71	6,63	6,81
14	0,694	0,607	0,351	0,231	1,609	32,2	27,0	179,73	148,25	25,0	-	8,84	9,81
	0,722	0,604	0,333	0,229	1,494	31,7	27,2	164,13	145,43	26,0	-	10,11	9,32
	0,743	0,698	0,331	0,237	1,536	31,1	27,1	149,75	134,52	26,2	-	9,98	9,33
21	0,905	0,729	0,330	0,225	1,642	30,3	25,3	172,12	148,87	26,2	-	11,06	11,12
	0,657	0,554	0,328	0,221	1,453	29,9	26,0	164,31	146,77	25,9	-	10,19	11,11
	0,805	0,711	0,336	0,228	1,580	29,8	25,2	167,85	146,98	24,0	-	10,22	10,29
28	0,651	0,603	0,410	0,265	1,501	32,1	26,0	169,52	142,79	-	-	11,82	10,29
	0,666	0,577	0,332	0,211	1,518	30,4	25,5	166,40	147,75	25,5	-	10,64	11,30
	0,752	0,582	0,336	0,294	1,798	29,7	22,4	156,33	125,15	21,8	80	12,47	11,24

Mistura 1

Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

Idade (dias)	Gradiente Elétrico Efetivo (V/cm)		Corrente Elétrica (A)			Temperatura característica (°C)		Fator de maturidade (°C.h)		T _{amb.} (°C)	H.R (%)	f _c (MPa)	
	Máx.	Min.	Máx.	Min.	ΔQ	G. Eletr.	Refer.	G. Eletr.	Refer.			G. Eletr.	Refer.
1	1,055	0,747	0,526	0,280	2,192	36,0	26,2	188,77	144,93	-	-	2,95	4,33
	1,350	0,772	0,512	0,228	2,209	36,5	26,6	201,47	154,43	25,8	-	3,08	3,55
	1,211	0,832	0,479	0,245	2,081	37,0	28,0	192,29	154,07	26,0	-	4,08	3,89
	1,111	0,781	0,514	0,308	2,161	37,7	25,4	194,18	151,14	25,0	62	2,14	2,34
2	0,960	0,643	0,544	0,260	2,250	35,5	25,2	194,33	144,88	-	-	5,19	4,51
	1,186	0,787	0,450	0,225	1,868	33,3	25,4	173,00	136,22	26,0	-	4,41	5,04
	1,046	0,589	0,463	0,206	2,061	34,1	24,8	184,95	136,69	25,1	65	4,54	4,44
3	0,894	0,593	0,571	0,278	2,254	35,4	25,0	183,46	135,17	-	-	7,25	5,72
	1,001	0,722	0,436	0,268	1,686	36,7	25,8	169,42	126,76	25,0	-	6,54	6,68
	1,206	0,746	0,494	0,27	2,247	37,0	26,8	204,53	155,42	27,0	-	5,45	5,89
4	1.107	0.709	0.538	0.273	2,248	36,7	26,2	203,31	152,85	-	-	6,11	5,96
	1.086	0.776	0.509	0.293	2,133	37,9	27,3	190,15	145,74	26,8	-	6,74	6,63
	1,128	0,870	0,441	0,263	2,179	34,6	24,7	191,40	143,23	25,6	64	6,18	5,69
7	1.232	0.846	0.504	0.273	2,156	26,3	24,3	187,76	140,03	23,5	-	7,85	6,57
	1,108	0,720	0,458	0,257	1,978	34,2	24,3	181,79	136,45	24,8	-	7,22	7,44
	1,003	0,760	0,466	0,392	2,158	41,0	24,0	193,39	136,09	24,0	62	7,99	6,48
14	1.290	0.900	0.486	0.260	2,028	36,8	26,7	188,31	144,80	-	-	9,95	9,30
	1.125	0.73	0,512	0,260	2,226	35,8	25,1	194,92	144,45	23,0	-	8,38	9,87
21	1.315	0.989	0.53	0.307	2,564	37,3	25,4	200,44	146,88	25,4	-	10,07	10,32
	1.072	0.770	0.524	0.323	2,173	35,6	24,8	189,96	144,09	-	-	10,33	10,89
28	1,198	0,705	0,518	0,307	2,222	39,8	22,9	200,01	152,26	21,7	69	12,47	9,47
	1.190	0.90	0,428	0,28	2,347	33,1	24,0	203,59	155,62	24,5	-	10,50	10,20
	1,217	0,99	0,455	0,37	2,820	38,0	24,4	222,77	156,89	24,3	60	10,58	9,70

Mistura 1

Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

Idade (dias)	Gradiente Elétrico Efetivo (V/cm)		Corrente Elétrica (A)			Temperatura característica (°C)		Fator de maturidade (°C.h)		T _{amb.} (°C)	H.R (%)	f _c (MPa)	
	Máx.	Min.	Máx.	Min.	ΔQ	G. Eletr.	Refer.	G. Eletr.	Refer.			G. Eletr.	Refer.
1	1,339	1,066	0,686	0,458	3,172	47,7	25,2	227,39	134,79	24,6	59	3,13	2,32
	1,386	0,987	0,676	0,507	3,255	54,4	24,0	235,33	104,94	24,5	60	3,64	3,25
	1,791	1,072	0,670	0,324	2,930	49,0	24,7	230,46	130,50	24,8	66	3,08	3,25
2	1,608	1,243	0,684	0,560	3,703	51,5	24,3	238,36	139,46	24,5	57	4,55	4,64
	1,736	1,370	0,650	0,480	3,865	48,0	25,1	226,59	135,46	25,4	68	4,99	5,17
	1,461	1,125	0,657	0,460	2,920	50,0	25,5	223,92	127,72	25,2	65	4,24	3,90
3	1,384	1,000	0,644	0,402	3,415	45,0	23,8	223,39	138,62	24,4	56	5,76	6,43
	1,401	0,848	0,652	0,340	3,132	48,0	24,9	246,21	139,01	24,7	76	4,78	5,22
	1,496	1,214	0,650	0,492	3,232	52,0	25,6	237,08	117,16	25,3	72	5,39	5,22
4	1,407	1,119	0,664	0,530	3,621	52,2	23,4	237,03	132,60	23,6	67	7,45	6,79
	1,586	1,187	0,600	0,529	3,000	50,0	24,4	219,98	114,45	24,7	67	6,22	5,98
7	1,662	1,008	0,622	0,408	2,923	47,0	21,8	218,02	114,82	19,2	78	5,82	6,82
	1,599	1,05	0,693	0,527	3,526	49,0	19,3	232,59	109,08	20,0	78	6,36	5,78
	1,782	1,018	0,717	0,465	3,145	48,0	20,0	224,42	103,14	20,0	74	8,32	9,01
	1,574	1,016	0,715	0,450	3,352	48,0	-	239,37	196,48	-	70	6,47	6,42
28	1,400	1,085	0,756	0,52	3,620	54,0	22,5	238,04	124,70	21,6	82	10,31	11,58
	1,715	1,000	0,720	0,49	3,023	48,0	22,2	207,17	105,92	21,1	73	10,55	12,35
	1,682	1,160	0,770	0,51	3,920	50,7	22,5	265,55	132,55	21,1	73	10,92	12,46

Mistura 2

Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

Idade (dias)	Gradiente Elétrico Efetivo (V/cm)		Corrente Elétrica (A)			Temperatura característica (°C)		Fator de maturidade (°C.h)		T _{amb.} (°C)	H.R (%)	f _c (MPa)	
	Máx.	Min.	Máx.	Min.	ΔQ	G. Eletr.	Refer.	G. Eletr.	Refer.			G. Eletr.	Refer.
1	1,174	1,007	0,278	0,219	1,493	31,0	24,9	167,53	140,89	25,0	63	2,37	2,28
	1,160	0,993	0,278	0,212	1,425	30,2	24,0	160,90	133,64	25,2	58	3,33	3,94
	0,943	0,726	0,277	0,197	1,364	31,0	24,4	161,79	135,77	25,3	58	3,67	3,28
2	1,042	0,825	0,259	0,194	1,325	29,5	25,0	160,30	139,65	25,0	65	4,83	5,47
	0,994	0,838	0,279	0,217	1,538	30,9	24,1	174,70	142,57	25,0	57	5,55	5,03
3	1,096	0,820	0,274	0,202	1,426	30,0	24,7	166,52	141,77	24,9	65	4,54	5,91
	0,926	0,737	0,286	0,212	1,558	31,0	24,8	179,74	148,61	24,9	56	5,94	7,56
	1,035	0,923	0,247	0,216	1,450	30,0	23,8	165,10	140,35	24,8	62	4,94	5,65
4	1,082	0,905	0,280	0,188	1,335	30,5	24,4	162,33	135,63	25,5	64	5,73	6,07
	1,082	0,768	0,304	0,213	1,599	33,0	25,1	186,79	148,12	25,2	58	7,05	7,12
	1,045	0,825	0,272	0,215	1,483	31,0	24,8	170,22	142,11	25,4	58	6,55	5,71
	1,085	0,947	0,306	0,233	1,623	31,5	24,2	174,44	137,37	24,5	58	7,28	6,42
7	0,97	0,887	0,308	0,250	2,200	32,7	22,7	201,47	154,43	22,2	72	9,18	9,44
	1,062	0,873	0,312	0,243	1,563	32,3	22,0	162,51	122,24	21,6	70	8,70	10,77
	1,135	0,850	0,318	0,233	1,567	33,6	23,0	170,35	125,61	21,8	70	9,93	9,62
28	1,126	0,920	0,304	0,260	1,665	32,3	22,1	166,25	122,21	21,6	80	10,35	14,36
	1,083	0,920	0,295	0,250	1,596	30,8	21,8	160,34	121,98	21,8	68	13,04	12,67
	1,132	0,943	0,293	0,230	1,473	31,3	22,2	141,84	108,91	22,1	72	12,97	10,98
	1,032	0,893	0,282	0,217	1,444	28,8	20,0	149,92	112,99	20,0	67	14,54	13,17

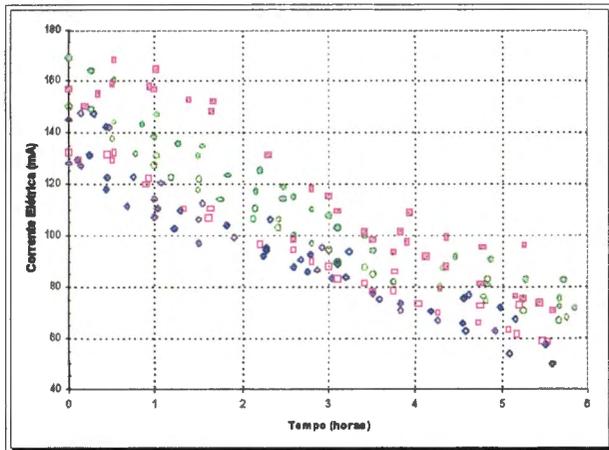
Mistura 2

Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

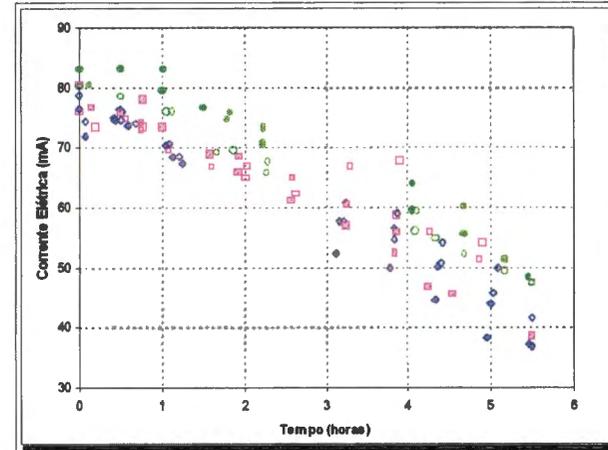
Idade (dias)	Gradiente Elétrico Efetivo (V/cm)		Corrente Elétrica (A)			Temperatura característica (°C)		Fator de maturidade (°C.h)		$T_{amb.}$ (°C)	H.R (%)	f_c (MPa)	
	Máx.	Min.	Máx.	Min.	ΔQ	G. Eletr.	Refer.	G. Eletr.	Refer.			G. Eletr.	Refer.
1	1,597	1,083	0,373	0,193	1,702	35,0	23,9	188,92	135,77	24,4	56	4,31	4,03
	1,378	1,103	0,396	0,227	1,804	36,9	23,8	189,81	129,82	24,2	56	3,89	3,67
	1,423	1,108	0,365	0,260	1,654	36,7	23,6	171,06	130,35	24,2	54	2,57	2,37
2	1,598	1,010	0,37	0,222	1,622	37,5	24,5	181,28	126,60	24,9	56	5,60	5,21
	1,730	1,225	0,410	0,247	1,891	36,3	23,2	186,75	123,57	24,6	55	5,64	5,49
	1,517	1,145	0,392	0,252	1,944	37,5	23,7	200,54	126,33	24,2	55	4,58	5,67
3	1,617	1,207	0,408	0,293	1,957	40,0	23,8	191,75	126,66	24,2	57	7,12	7,42
	1,504	1,103	0,390	0,250	1,863	37,8	23,8	192,67	128,73	24,5	54	7,14	6,58
	1,48	1,127	0,413	0,270	1,841	37,7	23,9	177,70	121,65	24,9	52	5,99	6,17
4	1,692	1,358	0,384	0,250	1,893	38,5	24,0	198,71	134,29	24,2	64	7,74	7,50
	1,520	1,262	0,382	0,252	1,838	37,5	24,3	193,01	132,06	24,2	74	7,27	6,19
	1,433	1,147	0,358	0,240	1,795	36,7	23,8	189,19	127,41	24,0	72	5,91	5,82
7	1,524	1,167	0,415	0,267	1,891	34,4	20,0	175,08	108,8	19,5	74	9,18	9,44
	1,554	1,120	0,410	0,294	2,010	37,5	21,0	179,75	110,75	19,7	76	8,70	10,77
	1,233	0,838	0,437	0,283	2,246	38,0	19,5	190,95	111,91	19,8	73	9,93	9,62
28	1,658	1,173	0,416	0,250	2,263	38,5	24,3	192,64	131,77	24,5	58	12,84	12,64
	1,477	1,172	0,442	0,317	2,241	39,0	21,9	195,86	113,74	21,0	81	14,44	16,72
	1,646	1,120	0,450	0,317	2,252	40,0	21,6	192,67	114,38	21,0	79	14,80	15,54
	1,498	1,127	0,440	0,317	2,297	42,2	22,4	216,18	127,77	21,3	77	12,81	13,30

Amostras submetidas ao Penetrômetro Adaptado (dimensões 14 x 5 x 6 cm)

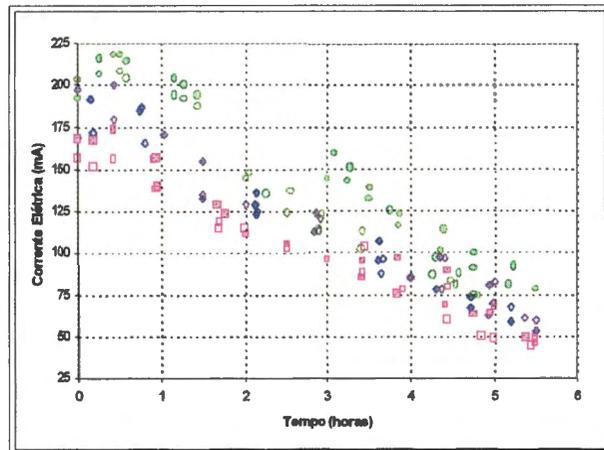
Grad Elétrico. Aplic.	Amostra	Gradiente Elétrico Efetivo (V/cm)		Corrente Elétrica (mA)			Temperatura característica (°C)		Fator de maturidade (°C.h)		T _{amb.} (°C)	H.R (%)
		Máx.	Min.	Máx.	Min.	ΔQ	G. Eletr.	Refer.	G. Eletr.	Refer.		
Mistura 1												
1,30	Ap - 1	1,150	0,758	121,85	66,80	0,492	29,7		159,57	127,62	26,6	-
		1,038	0,60	137,33	62,28	0,520	30,0	26,0	166,11			
	Ap - 2	1,144	0,837	155,70	79,58	0,667	31,0		176,70	148,83	25,9	-
		1,446	0,887	140,02	73,60	0,590	30,0	26,0	170,77			
	Ap - 3	1,194	0,854	157,33	81,01	0,682	32,0		172,85	139,75	25,3	-
		1,159	0,823	127,97	64,643	0,518	30,0	25,2	161,95			
1,70	Dp - 1	1,399	0,670	188,52	69,88	0,675	32,8		173,40	137,81	25,6	-
		1,620	1,170	171,38	72,93	0,641	33,0	25,8	167,66			
	Dp - 2	1,578	0,758	160,28	62,70	0,587	32,1		172,80	137,78	24,8	-
		1,333	0,690	150,63	55,97	0,557	32,0	25,1	167,66			
	Dp - 3	1,590	1,142	210,53	92,75	0,845	36,0		186,79	124,46	25,8	-
		1,340	0,970	203,14	89,09	0,699	35,8	26,0	159,85			
Mistura 2												
1,30	2Ap - 1	1,037	0,560	74,74	41,32	0,316	27,8		148,91	137,47	26,1	72
		1,113	0,748	74,67	48,42	0,336	27,8	25,2	150,21			
	2Ap - 2	0,933	0,527	76,37	43,53	0,332	27,2		148,21	122,78	25,7	73
		1,110	0,819	73,34	52,08	0,349	27,0	25,2	146,38			
	2Ap - 3	1,037	0,740	81,55	55,84	0,377	27,2		146,72	137,41	25,2	67
		1,080	0,800	78,85	51,88	0,349	27,5	25,2	148,89			
1,70	2Dp - 1	1,350	0,770	103,42	52,63	0,426	28,2		152,54	136,56	25,1	65
		1,440	0,930	94,64	54,20	0,412	27,8	24,8	150,31			
	2Dp - 2	1,520	0,900	116,90	57,18	0,441	29,2		158,73	138,04	24,2	62
		1,470	0,990	102,30	54,59	0,429	28,2	25,0	154,22			
	2Dp - 3	1,400	0,970	114,23	60,18	0,467	28,8		155,70	145,87	25,2	62
		1,570	1,130	99,05	53,13	0,415	28,0	25,0	152,39			



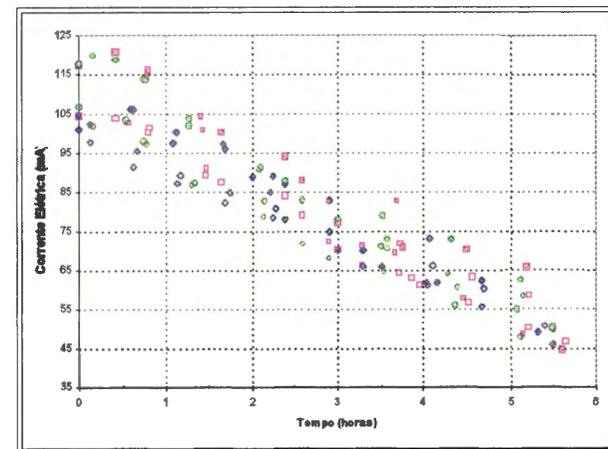
Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm



Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm



Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

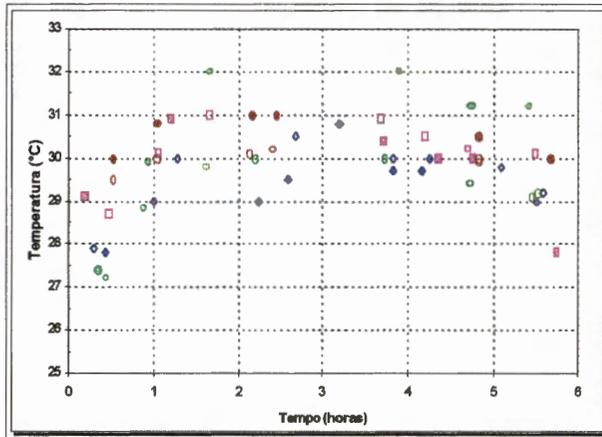


Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

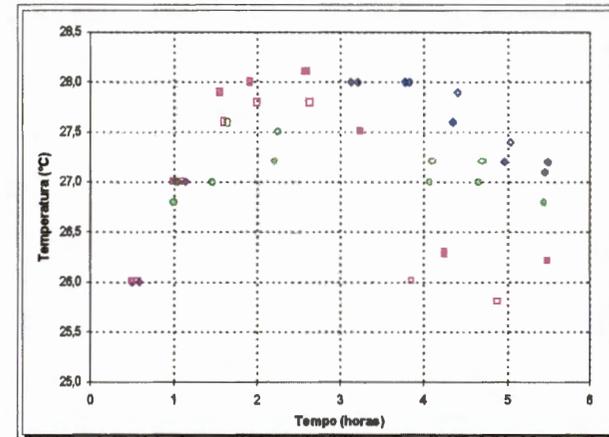
Mistura 1

Mistura 2

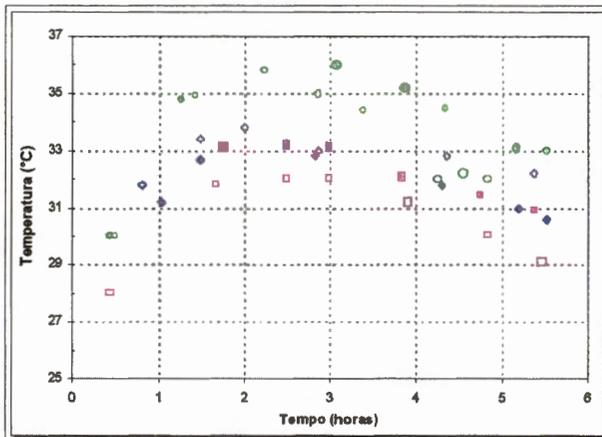
Comportamento da Corrente Elétrica - Amostras ensaiadas com o Penetrômetro Adaptado



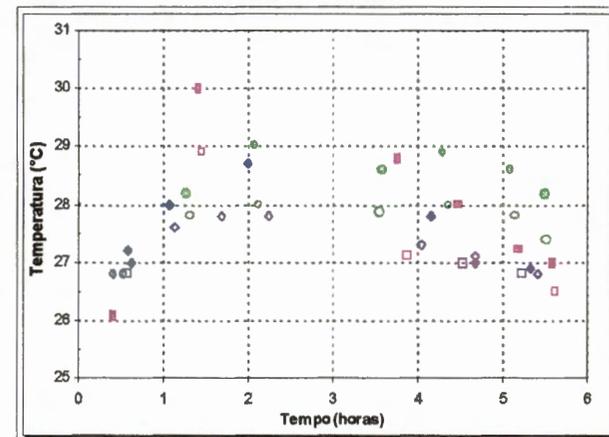
Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm



Gradiente Elétrico = 1,3 V/cm

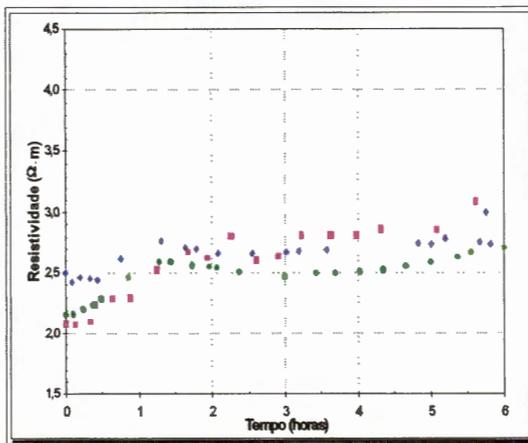


Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm
Mistura 1

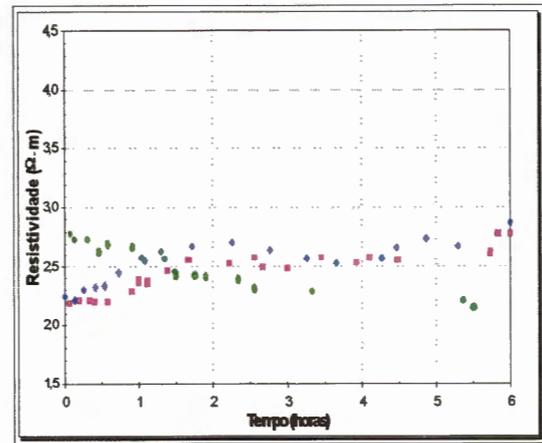


Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm
Mistura 2

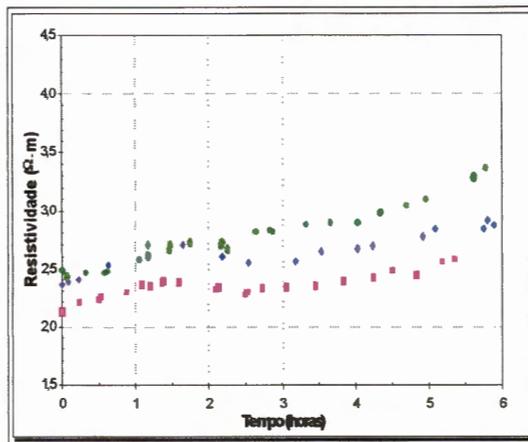
Comportamento da Temperatura - Amostras ensaiadas com o Penetrômetro Adaptado (Dimensões 14 x 6 x 5 cm)



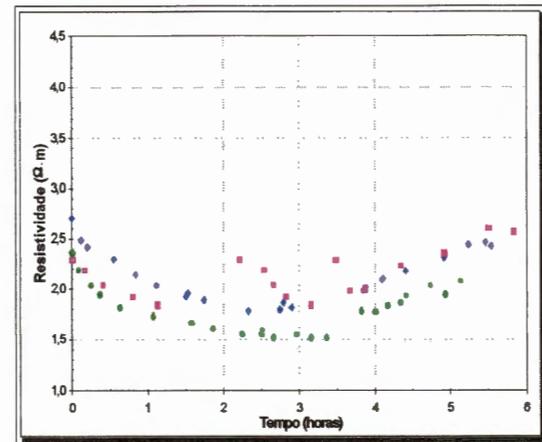
Gradiente Elétrico = 0,44 V/cm



Gradiente Elétrico = 0,87 V/cm

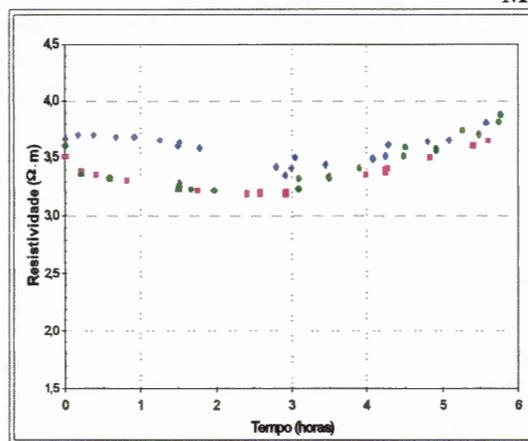


Gradiente Elétrico = 1,30 V/cm

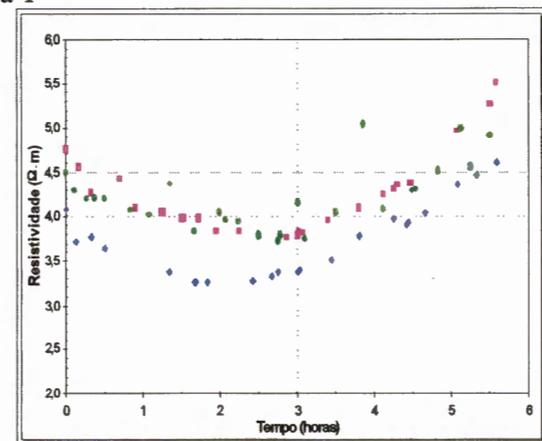


Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

Mistura 1



Gradiente Elétrico = 1,30 V/cm



Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

Mistura 2

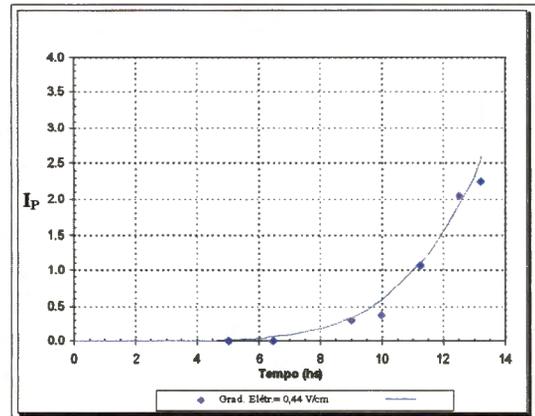
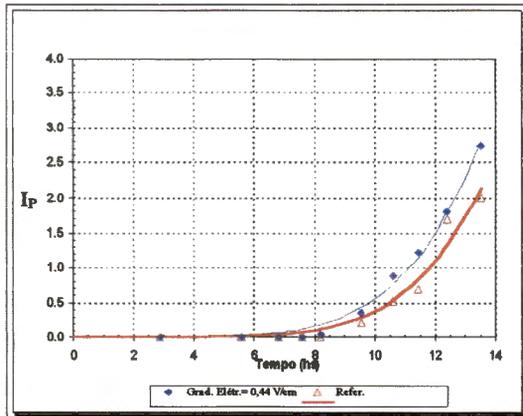
Comportamento da Resistividade com o tempo - Amostras submetidas à Compressão Simples (Dimensões 24 x 10 x 10 cm)

Anexo C

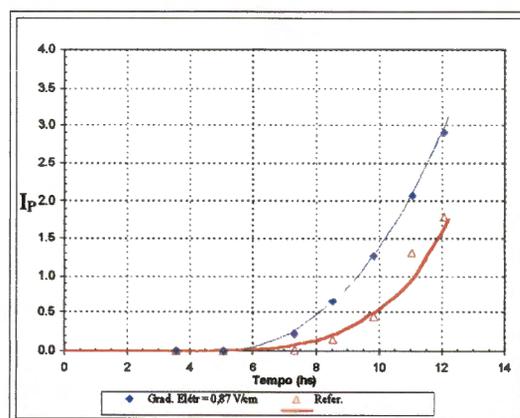
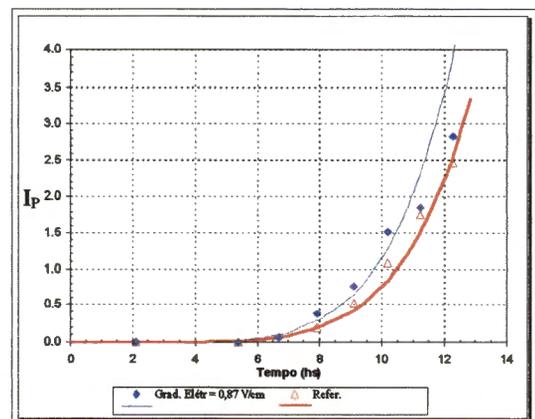
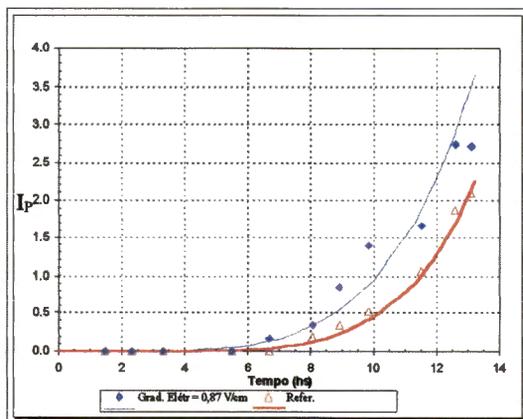
Resultados individuais dos ensaios para medida de resistência à cravação I_p

Neste anexo são apresentados os resultados individuais obtidos nos ensaios de medida de resistência à cravação I_p nas amostras submetidas à Compressão Simples com 12 h de idade (formas com dimensões 24 x 11 x 10 cm).

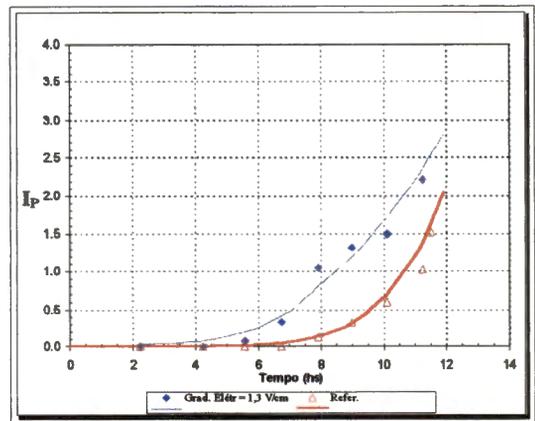
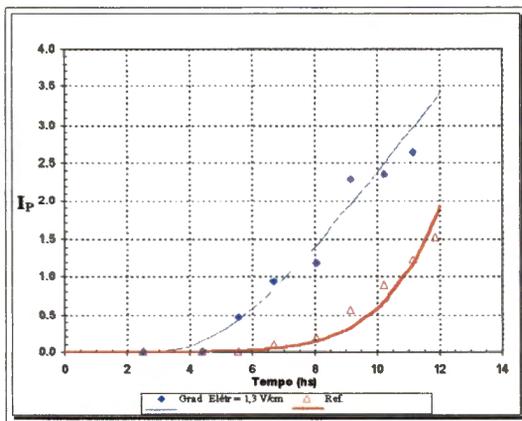
Mistura 1



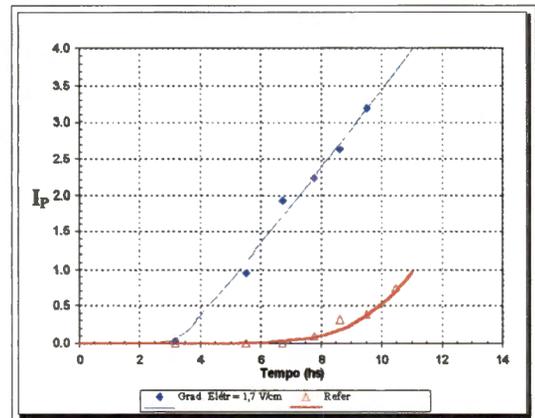
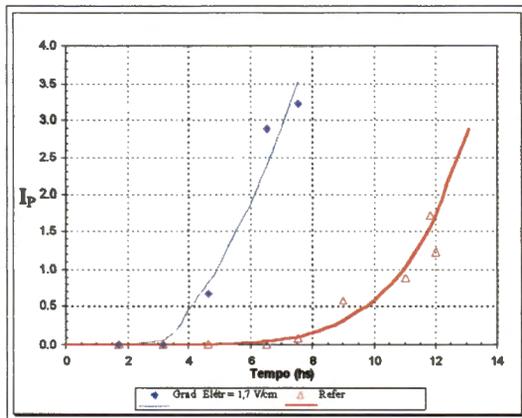
Gradiente Elétrico = 0,44 V/cm



Gradiente Elétrico = 0,87 V/cm

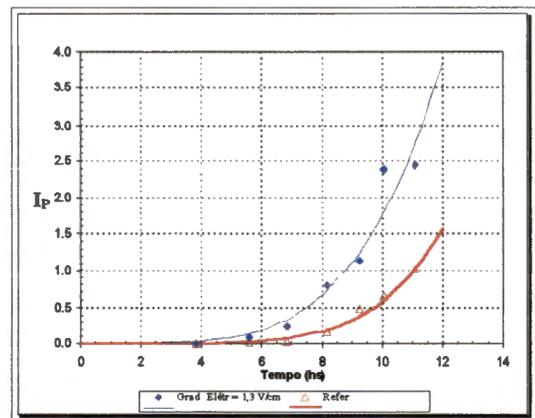
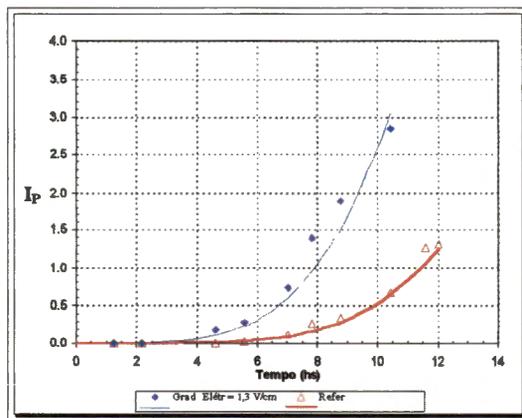
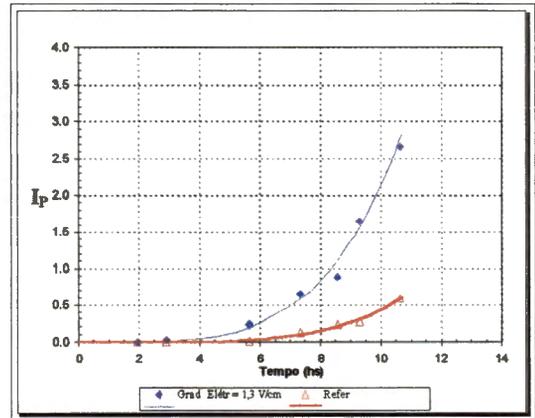
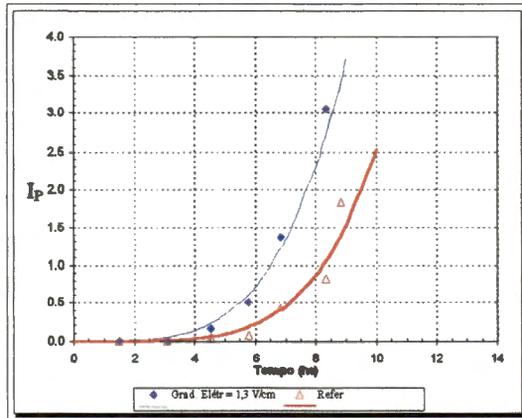
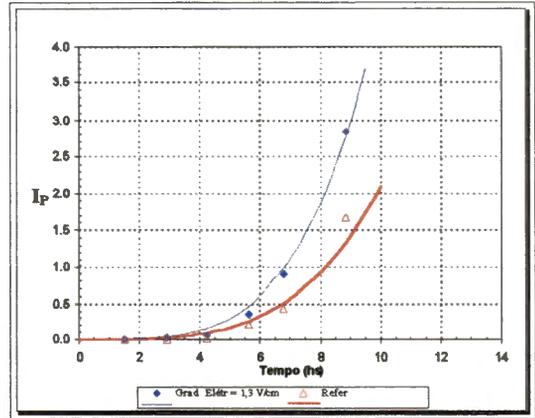
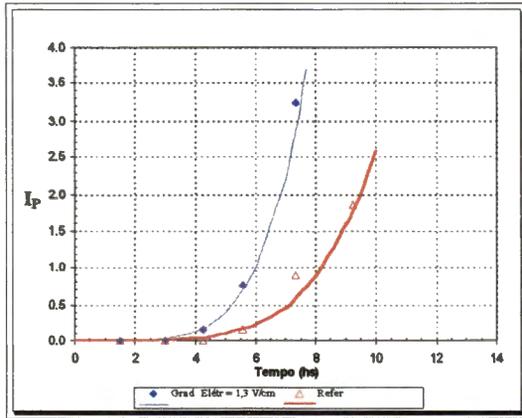


Gradiente Elétrico = 1,30 V/cm

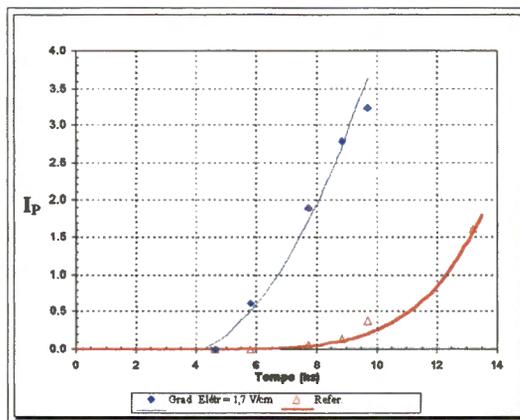
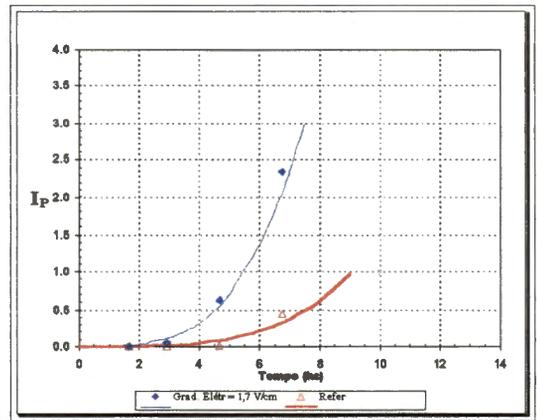
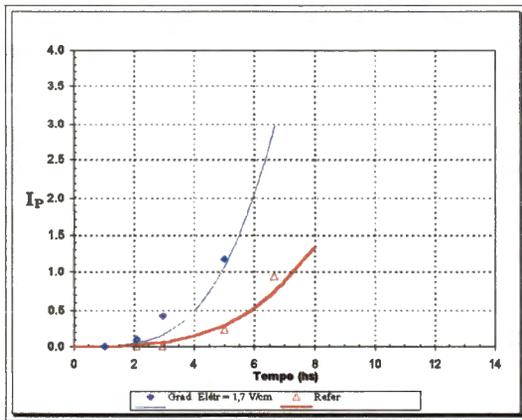
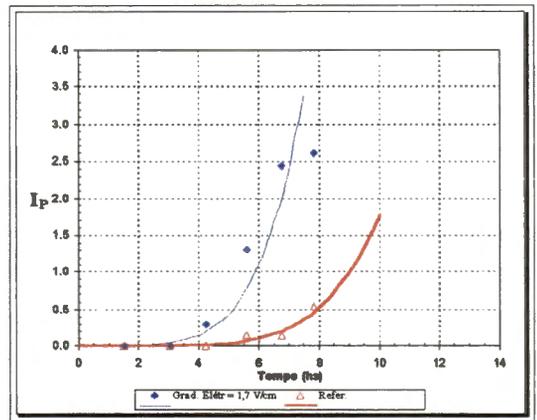
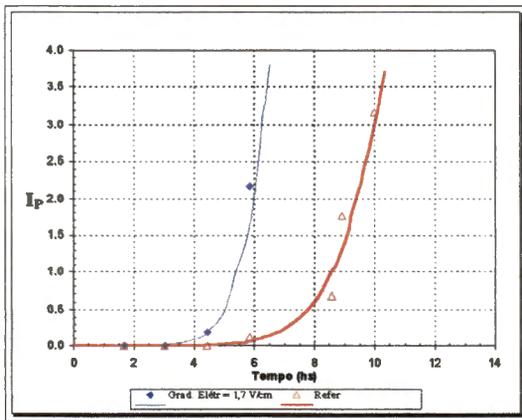


Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

Mistura 2



Gradiente Elétrico = 1,30 V/cm



Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm

Referências Bibliográficas

- AMARAL, L. A. P.; DAVITOVITSCH, A. D.; SERMAN, C. - Controle de resistência do concreto projetado na execução de túneis. In: SEMINÁRIO SOBRE CONTROLE DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO - IBRACON. Reunião de 1983, São Paulo, 33p.
- AMTSBURCHEER, R.; J. L. J. der WESTHUIZEN (1990) - Shotcrete tests at the Fisch Ecce Tunnel. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT V, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Uppsala-Sweden, p. 213-223.
- ANDERSON, G. L.; POAD, M. E. (1974) - Early age strength properties of shotcrete. In: USE OF SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Easton, ACI-SP 54, p. 277-296.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990) - Argamassa e concreto projetado - Projeto de norma CE 18:03.07-001 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), São Paulo.
- ASTM C 403 - Test for time setting of concrete mixtures by Penetration Resistance.
- BANGZHAO, L. (1993) - The causticity of accelerator for shotcrete and it's impairment of strength of shotcrete. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT VI. *Proceedings of the Engineering Foundation Conference*, Niagara-on-the-Lake, Canada, pg. 17- 24.
- BAUDER, W. (1976) - An European accelerator manufacturer's views. In: SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Easton, ACI-SP 54, p. 59-65.
- BERGMAN, S.; BJURSTRON, S. (1979) - Rock mechanics in Sweden - A survey. In: CONGRESS OF THE INTERNATIONAL SOCIETY ON ROCK MECHANICS 4. Montreaux. *Proceedings*, v. 1, p. 761-771.
- BJERRUM, L.; MOREN, J.; EIDE, O . (1967) - Application of electro-osmosis to a foundation problems in Norwegian quick clay. *Geotechnique*, V. 17, N.3, September, p. 214-235.
- CABRERA, J. G. (1970) - A utilização de concreto a jato como suporte para superfícies de túneis. In: SEMANA PAULISTA DE GEOLOGIA APLICADA 2, São Paulo. *Anais da Associação Paulista de Geologia Aplicada*, v.1, p.229-244.

- CASAGRANDE, L. (1948) - Electro-osmosis. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 2nd, Rotterdam. *Proc. ICSMFE*, V. 1, p. 218-223.
- CASAGRANDE, L (1949) - Electro-osmosis em soils. *Geotechnique*, V. 1, n. 3, p.159-177.
- CASAGRANDE, L. (1952) - Electro-osmotic stabilization of soils. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, V. 34, n. 1, p. 285-317.
- CASAGRANDE, L. (1959) - Practical aspects of electro-osmosis in foundation engineering. In: PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 1st, México. *Proc. 1^o Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, V. 11, p. 217-233.
- CASAGRANDE, L (1983) - Stabilization of soils by means of electro-osmosis. State of the art. *Boston Society of Civil Engineers Section, ASCE*.
- CECIL, O . S. (1970) - Shotcrete support in rock tunnels in Scandinavia. *Civil Engineering*, January.
- CELESTINO, T. B.; MITSUSE, C. T.; CASARIN, C.; FUJIMARA, F. (1982): NATM in soft soil for São Paulo subway. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT - SHOTCRETE IV, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Paypa, Boyacá, Colombia, p. 21-36.
- CELESTINO, T. B. (1991) - Requisitos de projeto do revestimento de concreto projetado. In: CONCRETO PROJETADO: APLICAÇÕES E NOVAS TENDÊNCIAS. EPUSP - IPT, p. 45-55.
- CELESTINO, T. B. (1992) - Projeto de revestimento de túneis em concreto projetado. In: ENCONTRO TÉCNICO DO CBT 1: Túneis em solo. P.1-21
- CELESTINO, T. B.; GUIMARÃES, M. C. B. (1994) - Tunnel design considering rock masses and shotcrete time-dependent properties. In: SOUTH AMERICAN ROCK MECHANICS CONGRESS. ISRM International Symposium, Santiago. V.1, p.373-380.
- CHANG, Y. (1994) - *Tunnel support with shotcrete in weak rock - A rock mechanic study*. Stockholm, 166p. Tese (Doutorado) - Royal Institute of Technology, Division of Soil and Rock Mechanics, Sweden.
- CIPRIANI, J. C (1985) - Concreto Projetado - Usos e tecnologia no Brasil. In: SIMPÓSIO SOBRE ESCAVACÕES SUBTERRÂNEAS 2, Rio de Janeiro. *Anais*, v. 1, p. 642-671.

- CORDEL, R. (1976) - Shotcrete for ground support, past experience of EDF. In: SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Easton, ACI-SP 54, p. 373-398.
- DETWILER, R. J.; KJELLSSEN, K. O .; GJORV, O . (1991) - Resistance to chloride intrusion of concrete cured at different temperatures. *ACI Materials Journal*.
- ECKSCHMIDT, H. R.; CELESTINO, T. B. (1982) - Tendências na aplicação de concreto projetado em obras subterrâneas In: SIMPÓSIO SOBRE ESCAVACÕES SUBTERRÂNEAS 2, Rio de Janeiro. *Anais*, v. 1, p. 467-484.
- FETZER, C. A . (1967) - Electro-osmosis stabilization of West Branch Dam. ASCE, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, V. 93, n. SM4, p. 85-106.
- FIGUEIREDO, A. D. (1993) - *CONCRETO PROJETADO: Fatores intervenientes no controle de qualidade do processo*. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.
- FIGUEIREDO, A. D. (1997) - *Parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço*. Tese (Doutorado), Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.
- FRANZÉN, T. (1982) - Investigation of fifty-years-old shotcrete. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT - SHOTCRETE IV, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Paypa, Boyacá, Colombia, p. 37-44.
- GOTO, S., ROY, D. M. (1981) - The effect of w/c ratio curing temperature on the permeability of hardened cement paste. *Cement and Concrete Research*, V. 11, n.4, p. 575-579.
- GUIMARÃES, J. D.; MOURA, A . C. F. (1997) - O concreto adequado ao homem e não o homem adequado ao concreto. In: SIMPÓSIO DE TÚNEIS URBANOS 2 - TURB 1997, S. Paulo, p. 45-54
- HIROSE, S.; YAMAZAKI, Y. (1993) - Hydration properties of shotcrete with accelerator with an accelerator based on calcium aluminate. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT VI. *Proceedings of the Engineering Foundation Conference*, Niagara-on-the-Lake, Canada, pg. 25- 32.
- HUBER, H. (1995) - Practical experiences with shotcrete containing alkali-free accelerators. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT VII, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, ASCE, Austria, p. 165-169.
- KJEELLSSEN, K. O .; DETWILER, R. J.; GJORV, O . E. (1990.a) - Backscattered electron imaging of cement pastes hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research*, V. 20, n.2, p. 308-311.

- KJEELLEN, K. O .; DETWILER, R. J.; GJORV, O . E. (1990.b) - Pore structure of plain cement pastes hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research*, V. 20, n.6, p. 927-933.
- KJEELLEN, K. O .; DETWILER, R. J.; GJORV, O . E. (1991) - Development of microstructure in plain cement pastes hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research*, V. 21, n.1, p. 179-189.
- KOBLER, H. G. (1965) - Dry mix coarse-aggregate shotcrete as underground support. In: SHOTCRETING. ACI Publication SP -14, p. 33 a 58.
- KOCHEN,R. (1989) - *Contribuição ao dimensionamento do pré-revestimento de túneis rasos em solo*. São Paulo, 447p. Tese (Doutorado), Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.
- KRAMERS, M. (1978) - The Swedish approach to rock support. *Water Power and Dam Construction*, September, p. 31-35.
- KUSTERLE & LUKAS (1990.a) - High-Grade for the single permanent shotcrete lining method. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT V. *Proceedings of the Engineering Foundation Conference*, Upsala, Sweden, pg. 27- 51.
- KUSTERLE, W.; LUKAS, W. (1990.b) - Spritzbeton hoher güte für die einschalige Spritzbetonbauweise. In: CONFERENCE ON SHOTCRETE TECHNOLOGY 3 (Spritzbeton-Technologie), Innsbruck-igls, Áustria, Janeiro, p. 29-40.
- LITTLE, T. E. (1985) - An evaluation of steel fiber reinforced shotcrete for underground support. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 22, p.501-507.
- LO, K. Y.; HO, K. S. (1991) - Field test of electroosmotic strengthening of soft sensitive clay. *Canadian Geotechnical Journal*, V. 28 p.74-83, February.
- MAFFEI, C. E. M. (1982) - Análises dos modelos para cálculo de suportes e revestimentos. In: SIMPÓSIO SOBRE ESCAVACÕES SUBTERRÂNEAS, Rio de Janeiro. *Anais*, v. 1, p. 157-184.
- MAHAR, J. W. et alii (1975) - Shotcrete practice in underground construction. Illinois.
- MAMILLAN, M.; NORAY, J.; LELAN, M.; SIMONNET, J. (1967) - Étude sur l'influence de la température sur la prise et le durcissement du béton. *Annales de l'Institut Technique et des Travaux Publics*, vingtième année, Décembre, n. 240, p.762-764.
- MAYRHAUSER, W. (1976) - The application of shotcrete in the NATM. In: SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Easton, ACI-SP 54, p. 297-322.

- MEHTA, P. K.; P. J.M. MONTEIRO (1993) - CONCRETO: Structures, properties and materials. 2 ed. New Jersey, PRENTICE HALL.
- MESCHKE, G.; KROPIC, C.; MANG, H. A .(1996) - Numerical analyses of tunnel lining by means of a viscoplastic material model for shotcrete. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, V. 39, p. 3145-3162.
- MITCHELL, J.K. (1976) - *Fundamentals of soil behavior*. New York, John Wiley. p.340-383.
- MORCH, A . (1990) - Wet mix shotcrete used in subsea tunnel environments. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT V. *Proceedings of the Engineering Foundation Conference*, Uppsala, Sweden, p. 125- 133.
- MORGAN. D. R. (1981) - Steel fiber shotcrete - A laboratory study. *Concrete International*. January, p.70-74.
- MORGAN. D. R. (1983) - Steel fiber shotcrete for rehabilitation of concrete structures. *Transp res rec 1003*. Washington DC, p,36-42.
- MORGAN, D. R. (1990.a) - Advances in shotcrete technology for support of underground openings in Canada. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT V. *Proceedings of the Engineering Foundation*, Uppsala, Sweden, p. 358-382.
- MORGAN, D. R. (1990.b) - Shotcrete support for underground openings in Canada. In: TUNNELLING IN THE 90's - EIGHTH ANNUAL GENERAL MEETING, Vancouver. *Proceedings of Tunnelling Association*, p. 121-139.
- MURAYAMA & MISE (1953) - On the electrochemical consolidation of soil using aluminum electrodes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION 3, Switzerland. *Proc. ICSMFEE*, V. 1 p. 156-159.
- NAKAHARA, A . (1976) - Shotcrete application for the Seikan Tunnel. In: SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Easton, ACI-SP 54, p. 460-474.
- NBR 11581 - Cimento Portland - Determinação dos tempos de pega. MB 3434, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1991.
- NEVILLE. A . M. (1981) - *Propriedades do concreto*. Trad. Salvador E. Giammusso. 1 ed. São Paulo, PINI.

- O'ROURKE, T. D. (1984) - Guidelines for tunnel lining design. Geotechnical Engineering Division, ASCE, New York.
- ONUMA, N. T.; MENEZES, O. F.; SCANDIUZZI, L.; BRANCO, J. E. S. C.; CELESTINO, T. B. (1985) - Propriedades do concreto projetado para aplicação como revestimento definitivo de escavações subterrâneas. In: SIMPÓSIO SOBRE ESCAVACÕES SUBTERRÂNEAS 2, Rio de Janeiro. *Anais*, v. 1, p. 592-603.
- PACKHAM, G. R. (1976) - Admixtures in shotcrete. In: SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT, *Proceedings of Eng. Foundation Conference*, Easton, ACI-SP 54, p. 89-96.
- PALERMO, G. (1997) - *Concreto projetado como revestimento de túneis*. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica - USP.
- PARREIRA, A. B.; AZEVEDO (1994) - Simulação numérica de túneis em solos escavados pelo método NATM. In: SIMPÓSIO SOBRE ESCAVACÕES SUBTERRÂNEAS 3, Brasília. *Anais*, p. 241-254.
- PATEL, H. H.; BLAND, C. H.; POOLE, A. B. (1995) - The microstructure of concrete cured at elevated temperatures. *Cement and Concrete Research*, V. 25, n.3, p. 485-490.
- PERENCHIO, W. F. (1991) - Discussion of "Resistance to chloride intrusion of concrete cured at different temperatures". *ACI Materials Journal*, Discussion 83-M3, p. 19.
- PFEIFER; LANDGREN; ZOOB (1987) - Protection systems for New Prestressed and Substructure Concrete. *FHWA Report RD-86/193*, Apr. 1987.
- POAD, M.E.; SERBOUSEK, M. O. ; GORIS, J. (1975) - Engineering properties of fiber-reinforcement and polymer-impregnated shotcrete. US Bureau of Mines, Report of Investigation 8001.
- POGANY, A. (1953) - Improvement of concrete strength by electro-osmosis. *Civil Engineering and Public Works Review*, Vol. 48, n°. 568, October. p.931-932
- POGANY, W. (1956) - The osmotic method of increasing concrete strength. *Civil Engineering and Public Works Review*, Vol. 51, n°. 606, December. p.1349-1351
- PRUDÊNCIO Jr, L. R. (1993) - *Contribuições à dosagem do concreto projetado*. Tese de doutorado, Escola Politécnica - USP.
- PUCCL, M (1982) - Discussões sobre "Algumas considerações sobre o projeto de túneis da Ferrovia da Soja". In: SIMPÓSIO SOBRE ESCAVACÕES SUBTERRÂNEAS, Rio de Janeiro. *Anais*, v. 2, p. 137-138 (Relatos sobre a Sessão Técnica II: Sistemas de Suporte e Revestimento).

- PURRER, W. (1990) - Shotcrete in the NATM-sections of the Channel Tunnel (em alemão). In: CONFERENCE ON SHOTCRETE TECHNOLOGY 3 (Spritzbeton-Technologie), Innsbruck-igls, Áustria, Janeiro, p. 67-91.
- RABCEWICZ, L. V. (1974) - Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis. Trad. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, n.6, julho.
- RADJY, F.; RICHARDS, C. W. (1973) - Effect of curing and heat treatment history on the dynamic mechanical response and the pore structure of hardened cement paste. *Cement and Concrete Research*, V. 3, n. 1 (January,-February), p. 7-21.
- READING, T. J. (1965) - Shotcrete as a construction material. In: SHOTCRETING. ACI Publication SP -14, p. 1 a 14.
- REUSS (1809) - Sur in nouvel effet de l'electricite galvanigui. *Memories de la societe Imperiale des Naturalistes de Moscou*, Moscou 2, p. 327-337.
- ROCHA, H. C.; CELESTINO, T. B. (1992) - Conhecimentos recentes sobre a Bacia de São Paulo e o projeto e construção de túneis. In: SEMINÁRIO PROBLEMAS GEOLÓGICO GEOTÉCNICOS, São Paulo. *Anais*, R.M.S.P, ABGE.
- RUIZ, M. D (1982) - Palestra Inaugural: "Comentários sobre a evolução dos conceitos de projeto e tecnologia de construção". In: SIMPÓSIO SOBRE ESCAVACÕES SUBTERRÂNEAS, Rio de Janeiro. *Anais*, v. 2, p. 15-66.
- SÄLLSTRÖN, S. (1969) - Improving initial compressive strength of shotcrete by accelerating admixtures. In: LARGE PERMANENTE UNDERGROUND OPENINGS, *Proceedings of the International Symposium*. Oslo, Noruega, p.227-232.
- SÁNCHEZ-TREJO, R. (1982) - Comparative solutions of shotcrete and conventional concrete permanent linings for water supply tunnels. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT - SHOTCRETE IV, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Paypa, Boyacá, Colombia, p. 125-137.
- SCANLON, J. M. (1976) - Recent research on shotcrete by the US Army Corps of Engineers. In: SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Easton, ACI-SP 54, p. 17-28.
- SCHAAD, W. (1948) - Electrical treatment of soils - Discussion. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 2, Rotterdam. *Proc. ICSMFE*, V. 6 p. 85-86.
- SCHMID G (1950) - *Z. Electrochem.*, V. 54 p.424

- SCHMID G. (1951) - *Z. Electrochem.*, V. 55 p.229-684
- SCHULTZ, R. J. (1982) - Effects of accelerators on shotcrete properties. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT VI. *Proceedings of the Engineering Foundation Conference*, Niagara-on-the-Lake, Canada, pg. 139-154.
- SCHUTZ, R. J. (1976) - Properties of shotcrete admixtures. In: SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Easton, ACI-SP 54, p. 45-58.
- SEABROOK. P. T. (1976) - Properties of shotcrete on construction projects. In: SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Easton, ACI-SP 54, p. 29-44.
- SEZAKI, M.; KAWATA, T.; SWOBODA, G.; AYDAN, Ö, MOUSSA, A . (1992) - Numerical modelling for the representation of shotcrete hardening and face advance of tunnel excavated by bench excavation method. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON NUMERICAL MODELS IN GEOMECHANICS - NUMOG IV, Swansea. *Proceedings*, V. 2, p. 707-716.
- SJÖNSTRON , O . (1977) - The use of shotcrete for permanent linings underground. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM STORAGE IN EXCAVATED ROCK CAVERNS 1 -ROCKSTORE, Stockholm. *Proceedings*, v. III p.585-592.
- SKALNY, J.; ODLER, I (1972) - Pore structure of calcium silicate. *Cement and Concrete Research*, V. 2, n.4 (July- August) , p. 387-400.
- SMOLUCHOWSKI (1914) - *Handburch der Elektrizitant und magnetismus*. Edited by L. Graltz, V. 2, J. A . Bark, Leipzig.
- STILLE, H.; FRANZÉN, T. (1990) - Design of shotcrete support from the rock mechanics viewpoint. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT V. *Proceedings of the Engineering Foundation*, Uppsala, Sweden, p. 1-9.
- TERAMURA, S.; MATSUNAGA, Y.; HIRANO, K.; HANDA, M. (1993) - Accelerator for shotcrete based amorphous calcium aluminate. In: SHOTCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT VI. *Proceedings of the Engineering Foundation Conference*, Niagara-on-the-Lake, Canada, p. 9- 16.
- TREICHL, H. (1976) - Construction of the Arlberg Road Tunnel East (ATE). In: SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Easton, ACI-SP 54, p. 533-555.

WADE, M. H. (1972) - Slope stability by electro-osmosis. In: CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE 29th, Vancouver. *Proceedings of 29th Canadian*, Section X, p.44-66.

WANG, W. S.; VEY (1953) - Stress in a saturated soil mass during electro-osmosis. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 3, Switzerland. *Proc. ICSMFE*, V. 1, p.76-79.

WARD, W. H.; HILL, D. L. (1976) - Sprayed concrete: tunnel support requirements and the dry mix process. In: SHOTCRETE FOR GROUND SUPPORT, *Proceedings of Engineering Foundation Conference*, Easton, ACI-SP 54, p. 475-532.

WIEDEMANN (1856) - *Pogg. Ann.*, p. 99-177

Apêndice

Este apêndice apresenta um quadro-resumo dos ensaios realizados no programa experimental desta pesquisa.

<i>Ensaio para aumento da resistência</i>	<i>Ensaaios de avaliação das propriedades mecânicas</i>	
<i>Gradiente Elétrico</i> (2 misturas, 4 níveis de gradientes)	<i>Resistência à compressão simples</i>	
	Carga de ruptura	Idades 12 h, 1, 2, 3, 4, 7, 14, 21 e 28 dias
	Curva Tensão-Deformação	Idades 12 h, 1, 3, 7 e 28 dias
	Módulo de Elasticidade	Idades 12 h, 1, 3, 7 e 28 dias
	<i>Ensaio com Penetrômetro Adaptado</i>	
	Medida de resistência à cravação (I_p) até 10 h	Ponta com $D = 2$ mm
	Correlação entre I_p e resistência na ruptura f_c (concreto com 12 h)	Ponta com $D = 3$ mm e inclinação de 60°
	<i>Ensaio de Vicat:</i>	
	Gradiente Elétrico = 1,7 V/cm	Medida da taxa de enrijecimento Tempo de pega inicial e final
	<i>Gradiente Elétrico X Elevação de temperatura</i>	Ensaio com Penetrômetro Adaptado
Ensaio de Vicat		Medida da taxa de enrijecimento